

Schlussbericht zum Forschungsvorhaben

Vorspannung von Brettsperrholzkonstruktionen

Forschungsstelle:

Technische Universität München
Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Stefan Winter
Arcisstraße 21
80335 München

Projektbearbeitung:

Dipl.-Ing. Martin Gräfe
Andreas Hipper M.Sc.
Dipl.-Ing. (FH) Matthias Wild M.Sc. MBA

Projektleitung:

Dr.-Ing. Philipp Dietsch

Laufzeit

Laufzeit 01/2016 bis 05/2018

Das Vorhaben wurde mit Mitteln der Forschungsinitiative Zukunft Bau des Bundesinstituts für Bau-, Stadt- und Raumforschung gefördert.

Aktenzeichen SWD-10.08.18.7-15.49

Die Verantwortung für den Inhalt des Berichts liegt beim Autor.

Zitiervorschlag: Gräfe, M., Dietsch, P., Hipper, A., Wild, M., Winter, S. *Vorspannung von Brettsperrholzkonstruktionen*, Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben, Technische Universität München, Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion. München 2018

Kurzfassung

Hohe und schlanke Bauwerke wie Türme und höhere Geschossbauwerke werden durch Wind- und Erdbebenlasten horizontal beansprucht. Die daraus entstehenden Kräfte sind häufig eine bemessungsmaßgebende Einwirkung, je mehr, umso geringer das Eigengewicht der Tragstruktur ist.

Dies trifft insbesondere für Holzbauten zu, bei denen die Nutzlasten einen großen Anteil der vom Tragwerk aufzunehmenden Kräfte ausmachen. Hinzu kommt, dass infolge gestalterischer Wünsche (große Fensterflächen, flexible Grundrisse) die aussteifenden Bauteile oft möglichst schlank ausgeführt werden sollen. In hohen Geschossbauwerken aus Brettsperrholz sind daher häufig erhebliche Zugkräfte in den Wandscheiben bzw. Gebäudekernen aufzunehmen. Der Baustoff Holz kann diese Zugkräfte zwar aufgrund seiner Zugfestigkeit aufnehmen, allerdings werden häufig aufwendige Verbindungen zur Kraftübertragung an den Stößen der in der Regel geschossweise aufgebauten Gebäudestrukturen erforderlich.

Ziel des Forschungsvorhabens war die Entwicklung von Möglichkeiten, aussteifende Bauteile für Türme und hohe Geschossbauwerke aus Brettsperrholz vertikal vorzuspannen, um diese Zugkräfte aufzunehmen, bzw. überdrücken zu können. Hiermit sollen die folgenden konstruktiven Vorteile nutzbar gemacht werden:

- Reduzierung der erforderlichen Anzahl von Verbindungsmitteln in den Geschosstößen
- Erhöhung der horizontalen Steifigkeit, bzw. Reduzierung der notwendigen Breite von aussteifenden Bauteilen
- Ermöglichung der Nutzung formschlüssiger, „verzahnter“ Verbindungen

Hierzu wurde untersucht,

- wie Lasteinleitungsbereiche für die Verankerung von Spanngliedern konstruiert werden können,
- wie sich die konzentrierten Lasten aus diesen Spanngliedern innerhalb einer Wandscheibe ausbreiten,
- wie Kanäle zur Aufnahme der Spannglieder in Brettsperrholzbauteilen einbracht werden können,
- wie formschlüssige Verbindungen von Brettsperrholzbauteilen entworfen und bemessen werden können, und
- wie das Kriechverhalten von Brettsperrholz unter Längsdruckbeanspruchung ist.

Die Untersuchungen wurde mit Hilfe von Parameterstudien mittels der Finite-Elemente-Methode mechanischen Bauteilversuchen und Langzeit-Kriechversuchen durchgeführt. Ergebnis sind konstruktive Lösungen und Bemessungsregeln für formschlüssige Verbindungen und Einleitungsbereiche von Spannverankerungen, Lösungen zum Einbau von Spannkanälen in Brettsperrholzelementen und Vorschläge zur rechnerischen Berücksichtigung des Kriechverhaltens von Brettsperrholz.

Abstract

Highrise structures such as towers and multi-storey buildings are loaded horizontally by wind and earthquake loads. The resulting forces are often decisive for the design of the load-bearing structure. Their influence increases with increasing height of the buildings, and with decreasing deadweight of the structure.

This is particularly true for timber structures, where live loads contribute a big proportion to the forces in the load bearing structure. In addition, from the point of architectural design it is often desired to have slender bracing elements, to achieve flexible floor plans and the possibility of free location of openings or windows. Therefore, high rise timber structures typically need to bear significant vertical tension forces in the bracing elements. Timber products are in general able to bear those tension forces due to their tension strength, but, the necessary connections between the single elements often get rather complex, time-consuming to realise and therefore costly to build.

The objective of the project was to study possibilities in using vertical post-tensioning of bracing elements for high-rise timber structures, in order to reduce or superimpose these vertical tension forces generated by horizontal loads. This should enable the following structural advantages:

- Reduction of the necessary amount of mechanical fasteners at horizontal joints
- Enabling the use of form-fitting, interlocking shear connections
- Increase of horizontal stiffness, respectively reduction of the necessary width of bracing elements

This was realized by

- studying the behaviour of load introduction areas of concentrated load from steel tendons,
- the load distribution behaviour downwards in-plane,
- the behaviour of interlocking connections in CLT,
- possibilities of inserting ducts for the prestressing tendons and
- the creep behaviour of CLT loaded in grain direction in-plane.

Several series of finite-element studies were carried out, along with mechanical tests on structural details. The creep behaviour was examined by long-term creep tests with different boundary conditions. Outcome of the project are constructive details and design principles for form-fitting connections and areas of load application, the insertion of ducts for prestressing tendons into CLT-elements and the creep behaviour of CLT.

Danksagung

Das Projekt wurde von den folgenden Firmen und Personen finanziell, durch Materiallieferungen, durch die Mitarbeit im projektbegleitenden Ausschuss sowie teilweise bei der Erstellung dieses Abschlussberichtes unterstützt:

- Züblin Timber GmbH, Aichach, Simon Schmidt
- BBI bauer Beratende Ingenieure GmbH, Landshut, Dr.-Ing. Norbert Burger
- IngPunkt Ingenieurgesellschaft für das Bauwesen, Augsburg, Markus Bernhardt
- matrices engineering GmbH, München, Dr.-Ing. Hermann Weiher, Matthias Wild

Bei der Durchführung von Bauteilversuchen und deren Auswertung haben die Mitarbeiter des MPA BAU der TUM sowie die studentischen Mitarbeiter und Mitarbeiterinnen des Lehrstuhls für Holzbau und Baukonstruktion tatkräftig und engagiert mitgeholfen.

Allen Förderern, Mitarbeitern und studentischen Hilfskräften möchten wir hiermit herzlich danken.

Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens sind mehrere Masterarbeiten am Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion verfasst worden. Die Ergebnisse dieser Arbeiten sind teilweise in diesen Abschlussbericht eingeflossen, und haben so zu den Ergebnissen des Projektes beigetragen. Es handelt sich um die folgenden Arbeiten:

- Bert, Christopher: *Entwicklung eines vertikal vorgespannten Turmes aus Brettsperrholz als Tragkonstruktion einer Windkraftanlage* [Bert 2015]
- Schnöbel, David: *Konstruktion und rechnerische Untersuchung eines vertikal vorgespannten Glockenturmes in Brettsperrholzbauweise* [Schnöbel 2016]
- Kopp, Rosa: *Konstruktiver Entwurf und Variantenstudie für einen Glockenturm in Brettsperrholzbauweise* [Kopp 2016]
- Westermayr, Max: *Mechanical behavior of CLT under concentrated loads in-plane* [Westermayr 2016]
- Fröbrich, Julian: *Kriechverhalten von Brettsperrholz* [Fröbrich 2017]
- Friedl, Emanuel: *Entwicklung von Spanngliedverankerungen für zentrisch vorgespannte Brettsperrholzbauteile* [Friedl 2017]
- Hipper, Andreas: *Entwicklung von formschlüssigen Bauteilstößen für vorgespannte Bauteile aus Brettsperrholz* [Hipper 2017]

Den Verfassern dieser Arbeiten sei an dieser Stelle herzlich für ihre Mitarbeit gedankt.

Inhaltsverzeichnis

Kurzfassung	III
Abstract	V
Danksagung	VII
1 Einleitung, Beispiele und Bemessung	1
1.1 Einleitung und Fragestellung	1
1.2 Anwendungsbeispiele aus Literaturquellen	3
1.2.1 Swiss Re Gebäude, Rüschlikon, CH	3
1.2.2 House of natural resources, ETH Zürich	3
1.2.3 Vorgespannte mehrgeschossige Gebäude in Neuseeland	4
1.3 Bemessungsgrundlagen für vorgespannte Tragwerke aus Holz	5
1.3.1 Allgemeines	5
1.3.2 Nachweise im GZT und GZG	6
1.3.2.1 Nachweisformat	6
1.3.2.2 Sicherheitsbeiwerte	6
1.3.3 Spannkraftverluste	7
1.3.3.1 Allgemeines	7
1.3.3.2 Ankerschlupf	7
1.3.3.3 Relaxation des Spannstahls	8
1.3.3.4 Kriechen des Holzes	8
1.3.3.5 Temperatureinfluss	9
1.3.3.6 Schwinden und Quellen des Holzes	9
1.3.3.7 Summe der Verluste	9
1.3.4 Berechnungsbeispiel	10
2 Lasteinleitungsbereiche und Spannverankerungen	13
2.1 Fragestellung und Vorgehensweise	13
2.2 Technische Regeln und Bemessungsverfahren	14
2.3 Versuchskonzept, Eigenschaften der Versuchskörper	14
2.3.1 Versuchskonzept	14
2.3.2 Überlegungen zur lokalen Verstärkung der Lasteinleitungsbereiche	15
2.3.3 Geometrie und Eigenschaften der Versuchskörper	15
2.3.4 Herstellung der Versuchskörper	17
2.3.5 UHPC-Ankerplatten	20
2.3.5.1 Hybridanker Typ HA-1	21
2.3.5.2 Hybridanker Typ HA-2	22
2.3.6 Ankerplatten aus Stahl	23
	IX

2.3.7	Übersicht der Versuche	24
2.4	Versuchsdurchführung	24
2.5	Versuchsergebnisse	26
2.5.1	Vorversuche und UHPC-Hybridanker	26
2.5.2	Versuchskörper ohne Verstärkung	27
2.5.3	Versuchskörper mit Verstärkung	30
2.5.4	Druckfestigkeitsprüfung	31
2.5.5	Bewertung der Ergebnisse	32
2.5.5.1	Bruchverhalten der Brettsperrholzprüfkörper	32
2.5.5.2	Bruchverhalten der Brettsperrholzprüfkörper mit Verstärkung	33
2.5.5.3	Bruchverhalten der Hybridankerplatten HA1	33
2.5.5.4	Bruchverhalten der Hybridankerplatten HA2	33
2.5.5.5	Druckfestigkeit der Brettsperrholzprüfkörper	34
2.5.5.6	Bewertung der Druckfestigkeiten	34
2.6	Auswertung	35
2.6.1	Bemessungsvorschlag	35
2.6.1.1	Rechnerische Bemessung des Lasteinleitungsbereichs	35
2.6.1.2	Bemessung der Ankerplatten aus Stahl	37
2.6.1.3	Bemessung der Hybridankerplatten	39
2.6.2	Nachweis durch Zulassung	40
2.7	Gesamtergebnis	41
3	Lastausbreitung in Plattenebene	43
3.1	Fragestellung	43
3.2	Finite-Elemente-Studie	44
3.2.1	Untersuchungsziel und Vorgehensweise	44
3.2.2	Geometrie und Materialparameter	45
3.2.3	Modellierung	47
3.2.3.1	Modelleigenschaften	47
3.2.3.2	FE-Netz	48
3.2.4	Lastaufbringung	48
3.2.5	Auswertung der FE-Modelle	49
3.2.6	Ergebnisse	50
3.2.6.1	Einfluss des Querlagenanteils - nicht schmalseitenverklebt	50
3.2.6.2	Einfluss des Querlagenanteils schmalseitenverklebt	51
3.2.6.3	Einfluss der Schmalseitenverklebung	52
3.2.6.4	Einfluss der Bauteilhöhe	53
3.2.6.5	Einfluss der Positionierung der Lasteinleitungsplatte	54
3.2.6.6	Einfluss streuender Materialeigenschaften	56
3.2.6.7	Einfluss der Querdehnzahl	58
3.2.6.8	Verformungen	58

3.2.6.9	Normalspannungsverteilung	59
3.2.7	Zwischenergebnis	60
3.3	Mechanische Versuche	60
3.3.1	Versuchsaufbau	60
3.3.1.1	Versuchskonzept	60
3.3.1.2	Überlegungen zur Messtechnik	60
3.3.1.3	Beschreibung des Bauteils zur Messung der vertikalen Spannungsverteilung	62
3.3.1.4	Kalibrierung	64
3.3.2	Versuchskörper	64
3.3.3	Versuchsdurchführung	65
3.3.3.1	Montage und Belastungseinrichtung	65
3.3.3.2	Ablauf der Versuche, Laststufen	68
3.3.4	Wandhöhen 750 mm und 1500 mm	68
3.3.5	Berechnung der Lastverteilung aus den Versuchsergebnissen	69
3.3.6	Versuchsergebnisse und Kurvenanpassung	69
3.4	Vergleich FE-Studie - Versuchsergebnisse	71
3.5	Bewertung und Schlussfolgerung	72
3.5.1	Fähigkeit zur Lastumlagerung	72
3.5.2	Stabilitätsnachweise	73
3.5.3	Einfluss der Auflagersteifigkeit	73
3.5.4	Ansatz einer gemittelten Spannungsverteilung	73
3.5.5	Übertragung auf asymmetrische Fälle	73
3.5.6	Fazit	76
4	Kriechverhalten von Brettsperrholz	79
4.1	Stand der Wissenschaft und Technik	79
4.1.1	Stand der Technik und Normung	79
4.1.1.1	Begriffsdefinition	79
4.1.2	Stand der Wissenschaft	80
4.1.3	Einflussparameter auf das Kriechverhalten	81
4.1.3.1	Einleitung	81
4.1.3.2	Holzfeuchtigkeit und Änderungen der Holzfeuchtigkeit	81
4.1.3.3	Belastungsgrad	82
4.1.3.4	Belastungsrichtung	83
4.1.3.5	Geometrie der Prüfkörper	84
4.1.3.6	Temperatur	85
4.2	Identifizierter Forschungsbedarf	85
4.3	Kriechversuche	86
4.3.1	Überblick	86
4.3.2	Versuchskörper und Vorspanntechnik	86

4.3.3	Klima und Messtechnik	87
4.3.4	Spannvorgang	88
4.3.5	Versuche unter Laborbedingungen	91
4.3.5.1	Konstantes Klima	91
4.3.5.2	Wechselklima	92
4.3.6	Versuche im natürlichen Außenklima	94
4.3.7	Versuchsergebnisse	96
4.3.7.1	Berücksichtigung von Temperatur- und Kraftänderungen	96
4.3.7.2	Versuche im konstanten Normklima	97
4.3.7.3	Versuche im Labor-Wechselklima	99
4.4	Auswertung und Extrapolation	100
4.4.1	Modellierung, mathematische und rheologische Modelle	100
4.4.2	Gewähltes Kriechmodell	101
4.4.3	Auswertungsmethode	102
4.4.4	Berücksichtigung der Relaxation des Spannstahles	103
4.4.5	Kriechen im konstanten Normklima	104
4.4.5.1	Versuche A1.1 und A1.2	104
4.4.5.2	Versuch B1	105
4.4.5.3	Versuch C1a	106
4.4.6	Kriechen im Wechselklima unter Laborbedingungen	108
4.4.6.1	Versuch C3	108
4.4.7	Kriechen im natürlichen Außenklima	109
4.4.7.1	Versuche B2 und C2	109
4.4.8	Quellen und Schwinden	113
4.5	Schlussfolgerung und Empfehlungen	114
4.5.1	Einordnung und Vergleich mit Literaturangaben	114
4.5.2	Empfehlungen für Kriechzahlen	114
5	Knicken und Stabilität	117
5.1	Allgemeines	117
5.2	Knicken von Brettsperrholz unter zentrischer Vorspannkraft	118
5.3	Knickversuche	118
5.3.1	Versuchsaufbau und Berechnung	118
5.3.2	Versuchsdurchführung und Ergebnisse	119
5.3.2.1	Übersicht der Knickversuche	119
5.3.2.2	Knicken unter äußerer Last, Versuch Nr. 1	120
5.3.2.3	Knicken unter Spannkraft, Versuch Nr. 2	121
5.4	Schlussfolgerungen	123
6	Formschlüssige Verbindungen	125
6.1	Ausgangslage und Ziel der Untersuchung	125
6.1.1	Ausgangslage, gängige Konstruktionsprinzipien	125

6.1.2	Optimierungspotential	126
6.1.3	Holz-Holz-Verbindungen	126
6.1.4	Aktuelle Entwicklungen formschlüssiger Verbindungen im Geschossbau	126
6.2	Entwurfskriterien	129
6.2.1	Baupraktische und betriebswirtschaftliche Rahmenbedingungen	129
6.2.1.1	Bearbeitungswerkzeuge	129
6.2.1.2	Montierbarkeit, Bauablauf, Toleranzen	129
6.2.2	Referenzsteifigkeit - Holzschraubenverbindung	130
6.2.3	Umgang mit Reibung	131
6.2.4	Festlegung von Verbindungstypen und geometrischen Größen	132
6.2.4.1	Direkte Verbindungen	132
6.2.4.2	Indirekte Verbindungen	133
6.3	Mechanische Modelle	133
6.3.1	Grundlagen	133
6.3.2	Grenzen der Berechnung an mechanischen Ersatzmodellen	134
6.3.3	Schlussfolgerung für die Zackengeometrie	136
6.4	Finite-Elemente-Modellierung	136
6.4.1	Allgemeines	136
6.4.2	Modellierung des Grundelements der Verbindung	137
6.4.2.1	Material und Lagenaufbau	137
6.4.2.2	Berücksichtigung des Schmalseitenverbunds der Bretter	138
6.4.2.3	Modellgröße und Lagerbedingungen	139
6.4.2.4	Finite-Elemente-Netz	140
6.4.2.5	Belastung und Bestimmung der Steifigkeit	140
6.4.3	Qualitative Ergebnisse der FE-Berechnung	141
6.4.4	Eingangsgrößen der Parameterstudie	144
6.4.5	Ergebnisse der Parameterstudie	145
6.4.5.1	Einfluss der Zackenabmessung auf die Elementsteifigkeit bei schmalseitenverklebtem BSP	145
6.4.5.2	Einfluss der Zackenabmessung auf die Ersatzfederkonstante bei schmalseitenverklebten BSP	147
6.4.5.3	Einfluss der Flankenneigung und des Querlagenanteils auf die Elementsteifigkeit bei schmalseitenverklebten BSP	148
6.4.5.4	Einfluss der Zackenabmessung und Fugenkonfiguration auf die Elementsteifigkeit bei nicht schmalseitenverklebten BSP	149
6.4.5.5	Einfluss der Schmalseitenverklebung auf die Elementsteifigkeit	151
6.4.6	Schlussfolgerungen aus der FE-Studie	151
6.5	Mechanische Versuche	152
6.5.1	Versuchsaufbau und Prüfkörper	152
6.5.1.1	Versuchsaufbau	152
6.5.1.2	Übersicht Versuchskörper	152

6.5.2	Versuchsdurchführung, Prüf- und Messverfahren	155
6.5.2.1	Allgemeines	155
6.5.2.2	Kräfte	156
6.5.2.3	Wegmessung und Bestimmung der Steifigkeit	156
6.5.3	Auswertung der direkten Verbindungen	159
6.5.3.1	Trag- und Bruchverhalten	159
6.5.3.2	Steifigkeit und Tragfähigkeit	160
6.5.3.3	Versagen auf Längsschub	166
6.5.4	Auswertung der indirekten Verbindungen	166
6.5.4.1	Trag- und Bruchverhalten	166
6.5.4.2	Steifigkeit und Tragfähigkeit	172
6.6	Zusammenführung von Versuchen und FE-Modellen	173
6.6.1	Steifigkeit	173
6.6.1.1	Ergebnisse aus Versuch und FE-Analyse	173
6.6.1.2	Unterschiede zwischen FE-Modell und Versuch	174
6.6.2	Tragfähigkeit und Vorholzlänge	177
6.6.2.1	Versagensmechanismen	177
6.6.2.2	Erforderliche Vorholzlänge	178
6.6.2.3	Vergleich von Längsdruck- und Nettoschub-Widerstand	179
6.6.3	Schlussfolgerungen	179
6.6.3.1	Direkte Verbindungen	179
6.6.3.2	Indirekte Verbindungen	181
6.6.4	Rahmenbedingungen	182
6.7	Ergebnis und Konstruktionsempfehlungen	182
7	Schluss	185
7.1	Gesamtergebnis	185
7.2	Ausblick	185
	Literaturverzeichnis	191
	Anhang	193
A	Spanngliedverankerungen	193
A.1	Messdaten	193
A.2	Bilder	199
B	Lastausbreitung in Plattenebene	208
B.1	Konstruktionszeichnung Messträger	208
B.2	Messdaten	209
B.2.1	Messdaten 1500 mm Wandhöhe	209
B.2.2	Messdaten 750 mm Wandhöhe	210
C	Formschlüssige Verbindungen	214
C.1	Details ausgewählter Verbindungstypen	214

C.2	Finite Elemente Modellierung	216
C.2.1	Materialmodell	216
C.2.2	Übersicht der untersuchten Parameter	217
C.3	Bauteilversuche	219
C.3.1	Zeichnungen der Versuchskörper	219
C.3.2	Versuchsaufbau	220
C.3.3	Holzfeuchtemessung	220
C.3.4	Last-Verschiebungsdiagramme	222
C.3.5	Tabellen	226

1 Einleitung, Beispiele und Bemessung

1.1 Einleitung und Fragestellung

Durch das Aufbringen einer Vorspannkraft auf vertikal angeordnete Aussteifungsbauteile (insbesondere Wandscheiben und Kerne) können die infolge von Horizontallasten auftretenden Zugkräfte ganz oder teilweise überdrückt werden. Auf diese Weise kann die horizontale Steifigkeit verbessert, und die Anzahl erforderlicher Verbindungsmittel an horizontalen Fugen verringert werden. Die erforderlichen Spannglieder sollen intern, d. h. innerhalb der Wandscheiben, geführt werden (vgl. Abbildungen 1.1 und 1.2).

Um diese Bauweise praktisch anwenden und bemessen zu können, sind eine Reihe von konstruktiven und technischen Fragen zu beantworten:

- Wie sind Spanngliedverankerungen an den Stirnkanten von Brettsperrholzplatten auszuführen?
- Wie können Schlitze bzw. Spannkanäle für die Aufnahme der erforderlichen Spannglieder praktisch sinnvoll in Brettsperrholzplatten eingebracht werden?
- Welche Arten von Spanngliedern sind sinnvoll anzuwenden?
- Wie können formschlüssige Verbindungen für GeschosstöÙe sinnvoll gestaltet werden?
- Mit welchen Spannkraftverlusten ist zu rechnen?
- Wie groß sind die zu erwartenden Kriechverformungen infolge Druckspannungen in Plattenebene?
- Wie breitet sich eine an der Stirnkante eingeleitete Einzellast (aus den Spanngliedern) in der Plattenebene nach unten aus?
- Welche Sicherheitsfaktoren und Bemessungsregeln sind anzuwenden?
- Wie ist das Stabilitätsverhalten solcher vorgespannter Brettsperrholzkonstruktionen?

In diesem Forschungsvorhaben wurden diese Fragestellungen mit Hilfe von Bauteilversuchen und rechnerischen Parameterstudien untersucht, Die Untersuchungen und deren Ergebnisse werden nachfolgend vorgestellt.

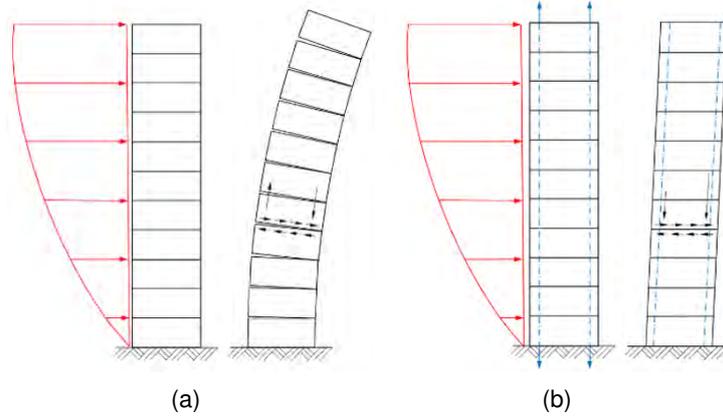


Abbildung 1.1: Anwendung vertikaler Vorspannung zur Überdrückung von Zugkräften: links eine „schlaffe“ Bauweise einer aussteifenden Wandscheibe, rechts dasselbe Bauteil mit Vorspannung

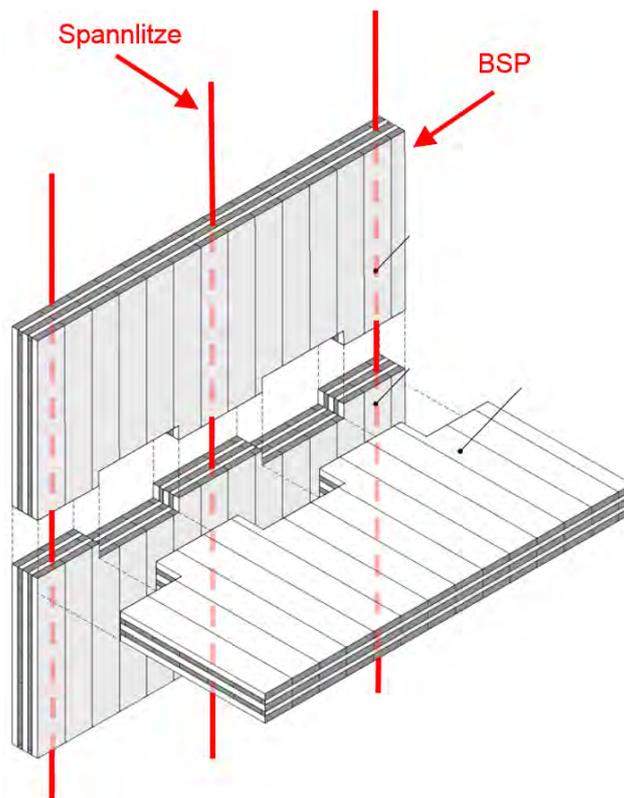


Abbildung 1.2: Formschlüssiger Horizontalstoß aus BSP-Platten mit vertikalen Spanngliedern

1.2 Anwendungsbeispiele aus Literaturquellen

1.2.1 Swiss Re Gebäude, Rüslikon, CH

Conzett und Mostafavi [2006] beschreiben das Dachtragwerk des im Jahr 1999 fertiggestellten Gebäudes der Swiss Re in Rüslikon, Schweiz. Das Tragwerk besteht aus Brettschichtholzbindern mit einer Länge von ca. 30 m, welche von je einem Endauflager und einem Auflager 13,50 m vom Trägerende entfernt getragen werden. Es ergibt sich somit eine Auskragung von 13,50 m, unter der eine Glasfassade befestigt ist. Die Brettschichtholzbinden sind längs mit gekrümmtem Spanngliedverlauf so vorgespannt, dass eine dauerhafte Vorkrümmung entgegen der natürlichen Verformung erzeugt wird. Eine angehängte Glasfassade wird so unter Zugspannung gehalten, und konnte daher besonders schlank ausgeführt werden (Abbildung 1.3).

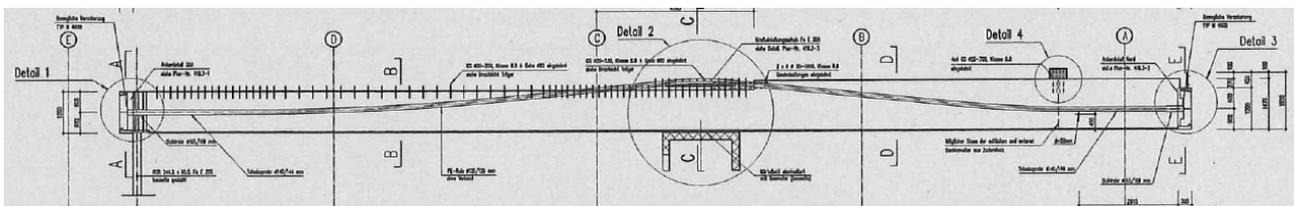
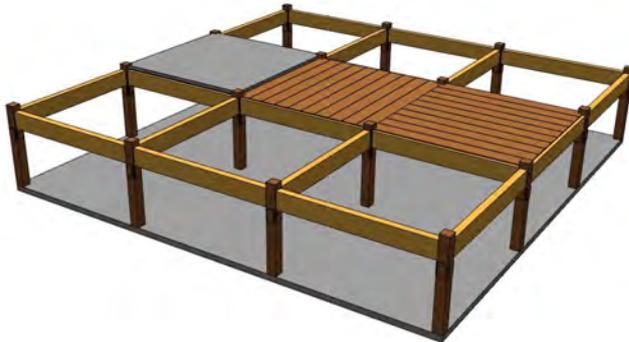


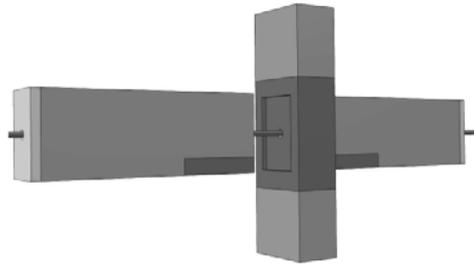
Abbildung 1.3: Gekrümmter Spanngliedverlauf in einem BSH-Binder nach [Conzett und Mostafavi 2006]

1.2.2 House of natural resources, ETH Zürich

Auf dem Campusgelände der ETH Zürich wurde im Jahr 2014 ein viergeschossiges Institutsgebäude errichtet. Die Tragstruktur besteht aus einem vorgespannten Rahmensystem aus Brettschichtholz, auf dem Holz-Beton-Verbunddecken aufgelegt sind. Die Eckverbindungen sind durch die Vorspannkkräfte intern zentrisch angeordneter Spannglieder vollständig überdrückt, so dass sie biegesteif wirken. Das System eignet sich daher auch für Beanspruchungen durch Erdbeben. Die besonders beanspruchten Randbereiche der Rahmenriegel und die querdruckbeanspruchten Bereiche der Stützen sind aus Eschenholz gefertigt, die sonstigen Bereiche aus Fichtenholz ([Wanninger 2015], vgl. Abbildung 1.4).



(a) Gesamtansicht Rahmensystem



(b) Detail Eckverbindung

Abbildung 1.4: Rahmensystem des *House of natural resources*, ETH Zürich, [Wanninger 2015]

1.2.3 Vorgespannte mehrgeschossige Gebäude in Neuseeland

Buchanan und et al. [2008] schlägt eine Bauweise für vorgespannte Rahmensysteme im mehrgeschossigen Holzbau vor. Besonders wichtig war der Aspekt einer erdbebensichere Bauweise für die besonderen Anforderungen in Neuseeland. Hierzu wurden die Wandscheiben vertikal vorgespannt und teilweise mit Dämpfungsbauteilen an den Plattenfugen versehen. *Buchanan* schlägt außerdem ein System vorgespannter Rahmenecken vor. (Abbildungen 1.5 und 1.6) Alle Bauteile bestehen aus Furnierschichtholz.

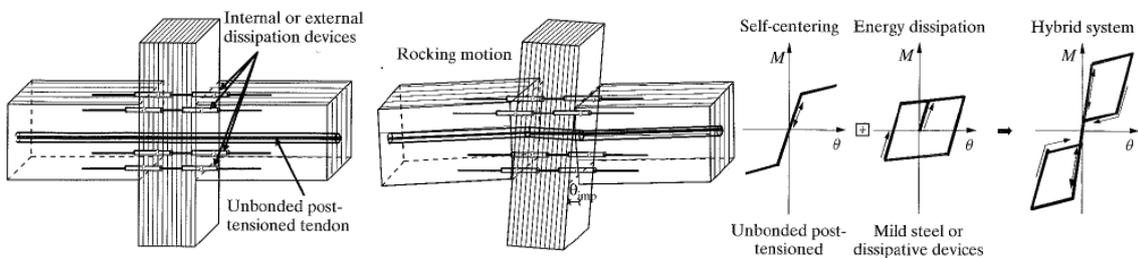


Abbildung 1.5: Vorgespannte Rahmenecken nach [Buchanan und et al. 2008]

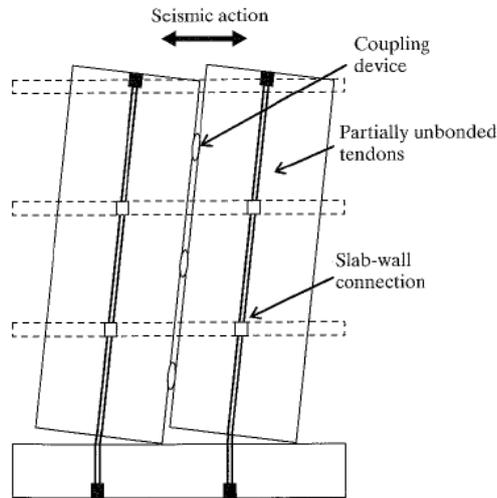


Abbildung 1.6: Vorspannte aussteifende Wandscheiben nach [Buchanan und et al. 2008]

1.3 Bemessungsgrundlagen für vorgespannte Tragwerke aus Holz

1.3.1 Allgemeines

Die Nachweisführung kann grundsätzlich analog zur üblichen Vorgehensweise im Spannbetonbau stattfinden. Das hier vorgeschlagene System ist eine Anwendung von Vorspannung ohne Verbund, die Spannkkräfte können daher als äußere Lasten auf das Tragwerk angesetzt werden. Nachzuweisen sind in der Regel

- Lastenleitungsgebiete
- Überdrückung von Zugkräften ganz oder teilweise (Dekompressionsnachweis)
- Zugspannungen in den Spanngliedern
- Druckfestigkeit des Holzes
- Stabilität (Knicken)

Die entsprechenden Nachweiszustände unterscheiden sich hinsichtlich der Sicherheitsfaktoren, der für das Holz anzusetzenden Materialfestigkeiten im Kurzzeit- und Dauerzustand und der unterschiedlichen Spannkkräfte zu Beginn (Lastfall Pressenkraft) und am Ende der Lebensdauer des Tragwerks (nach Abklingen der Spannkraftverluste).

Zu unterscheiden ist zwischen *günstigen* und *ungünstigen* Einwirkungen. So wird z. B. für Zugverankerungen von aussteifenden Wandscheiben i. d. R. der Nachweis mit *günstiger* Wirkung der veränderlichen Einwirkungen (Nutz- und Verkehrslasten) geführt, während für die Holzfestigkeit auf der Druckseite der Nachweis mit vollem (*ungünstigen*) Ansatz der veränderlichen Lasten maßgebend wird.

1.3.2 Nachweise im GZT und GZG

1.3.2.1 Nachweisformat

Die Bauteilnachweise für vorgespannte Bauteile aus Holz können entsprechend dem Kenntnisstand der Autoren nach DIN EN 1990 und in analoger Anwendung von DIN EN 1992-1-1 erfolgen. Die Grundkombination für Tragfähigkeits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweise nach DIN EN 1990-1-1 lautet:

$$E_d = \gamma_{Sd} * E \{ \gamma_{g,j} G_{k,j}; \gamma_P P; \gamma_{q,1} Q_{k,1}; \gamma_{q,i} \Psi_{o,i} Q_{k,i} \} j \geq 1; i \geq 1 \quad (1.1)$$

Die Spannkraft wirkt dabei an den Verankerungspunkten wie eine sonstige äußere Last auf das Tragwerk, wenn Spannglieder ohne Verbund verwendet werden.

1.3.2.2 Sicherheitsbeiwerte

Es sind die Sicherheitsbeiwerte γ aus DIN EN 1990/NA und DIN EN 1995-1-1/NA nach den Tabellen 1.1, 1.2 und 1.3 zu verwenden:

	ständige Einwirkungen γ_G	veränderliche Einwirkungen γ_Q	Vorspannung γ_P
günstige Auswirkungen	1,0	0	1,0
ungünstige Auswirkungen	1,35	1,5	1,0

Tabelle 1.1: Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit für den kombinierten Nachweis der Lagesicherheit und des Bauteilwiderstandes (DIN EN 1990/NA)

	Holz, Holzwerkstoffe, Holzverbindungen γ_M	Stahlbauteile γ_S	Spannstahl γ_{Sf}
ständig und vorübergehend	1,3	1,0	1,0
außergewöhnlich	1,0	1,0	1,0

Tabelle 1.2: Teilsicherheitsbeiwerte für Materialien im Grenzzustand der Tragfähigkeit (DIN EN 1995-1-1/NA)

	ständige Einwirkungen γ_G	veränderliche Einwirkungen γ_Q	Vorspannung γ_P
Gebrauchstauglichkeit	1,0	1,0	1,0

Tabelle 1.3: Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen für Nachweise der Gebrauchstauglichkeit (DIN EN 1990/NA)

1.3.3 Spannkraftverluste

1.3.3.1 Allgemeines

Wesentlich für die Bemessung vorgespannter Tragwerke ist eine möglichst gut zutreffende Vorausberechnung der für den Zustand „ $t = \infty$ “ zu erwartenden Spannkraftverluste, bzw. für die Spannkraft P_∞ (vgl. Abbildung 1.7). Sowohl eine Unter- als auch eine Überschätzung können sich negativ auf die Gebrauchseigenschaften und die Tragfähigkeit auswirken.

Neben den auch im Spannbetonbau üblichen Einflussfaktoren Kriechen, Ankerschlupf und Relaxation sind für den Werkstoff Holz insbesondere auch Temperatureinflüsse (wegen der unterschiedlichen Temperaturexpansionskoeffizienten von Holz und Stahl) und das Quell- und Schwindverhalten des Holzes zu berücksichtigen.

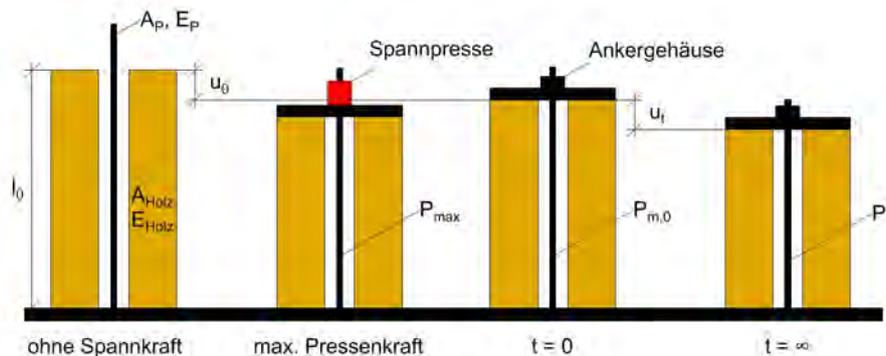


Abbildung 1.7: Verformungen am zentrisch verbundlos vorgespannten Stab. u_t setzt sich aus *Kriechen* des Holzes, *Relaxation* des Spannglieds und ggf. *Schwinden* und *Temperaturänderung* zusammen

1.3.3.2 Ankerschlupf

Der rechnerische Ankerschlupf hängt von dem gewählten Spannsystem ab und ist den Zulassungen der Spannsystemhersteller zu entnehmen. Der Dehnungsverlust infolge Ankerschlupf ergibt sich zu:

$$\Delta \epsilon_0 = \frac{u_0}{l_0} \tag{1.2}$$

daraus lässt sich der Kraftverlust bestimmen:

$$\Delta P_0 = A_P \cdot E_P \cdot \Delta \varepsilon_0 \quad (1.3)$$

1.3.3.3 Relaxation des Spannstahls

Die Relaxation des Spannstahls wird nach den üblichen Regelungen aus dem Spannbetonbau, bzw. den Angaben in den bautechnischen Zulassungen der Spannsysteme berücksichtigt. Wesentlichen Einfluss auf das Relaxationsverhalten haben die Materialeigenschaften des Stahls und dessen Ausnutzungsgrad. Für die üblicherweise verwendeten Spannlitzen mit *sehr niedriger Relaxation* gilt der folgende Relaxationsverlauf:

$$\frac{\Delta \sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,1 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000} \right)^{0,75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5} \quad (1.4)$$

mit:

- $\Delta \sigma_{pr}$ Spannungsänderung infolge Relaxation [kN]
- σ_{pi} initiale Vorspannkraft nach Absetzen der Presse [kN]
- ρ_{1000} Relaxationsverlust nach 1000 h, gemäß Zulassung, hier: 2,5 %
- μ Ausnutzung des Spannstahles, σ_{pi} / f_{pk}
- t Zeit [h]

Der Spannkraftverlust ergibt sich daraus zu:

$$\Delta P_{pr} = \frac{\Delta \sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} \cdot P_{pi} \quad (1.5)$$

1.3.3.4 Kriechen des Holzes

Das Kriechen des Holzes wird durch die Endkriechzahl k_{def} berücksichtigt. k_{def} kann dazu den Angaben in DIN EN 1995-1-1 oder entsprechender Literatur entnommen werden. Verbesserte Vorschläge für Kriechzahlen speziell für Brettspertholz unter Längsdruckbeanspruchung wurden auch in diesem Forschungsbericht erarbeitet (vgl. Kapitel 4). Kriecherzeugend wirken alle dauerhaft vorhandenen Lasten, die sich in der Regel aus Vorspannung und den quasi-ständigen Anteilen von Nutzlasten und Eigengewichten zusammensetzen.

Der Dehnungsverlust infolge Kriechen des Holzes ergibt sich zu:

$$\Delta \varepsilon_{cr} = \varepsilon_{quasi-staendig} \cdot \varphi(t) = \frac{P_{m0}}{E_{0,mean} \cdot A_{netto}} \cdot \varphi(t) \quad (1.6)$$

daraus lässt sich der Kraftverlust bestimmen:

$$\Delta P_{cr} = A_P \cdot E_P \cdot \Delta \varepsilon_{cr} \quad (1.7)$$

1.3.3.5 Temperatureinfluss

Temperaturerhöhungen gegenüber dem Spannzeitpunkt führen zu verringerten Spannkraften, da Stahl einen ungefähr doppelt so großen Temperatureausdehnungskoeffizient aufweist wie Holz in Faserrichtung. Abkühlungen führen zu erhöhten Spannkraften und wirken den sonstigen Verlusten entgegen, sie können daher in der Regel (bei im Geschossbau üblichen Anwendungen) vernachlässigt werden. Es wird die Verwendung der folgenden Temperatureausdehnungskoeffizienten empfohlen:

$$\begin{aligned}\alpha_{T,Stahl} &= 12 \cdot 10^{-6} \\ \alpha_{T,Holz,||} &= 6 \cdot 10^{-6}\end{aligned}$$

Der Dehnungsverlust infolge Temperaturerhöhung ergibt sich zu:

$$\Delta\varepsilon_{\Delta T} = (\alpha_{T,Stahl} - \alpha_{T,Holz}) \cdot \Delta T \quad (1.8)$$

daraus lässt sich der Kraftverlust bestimmen:

$$\Delta P_{\Delta T} = A_P \cdot E_P \cdot \Delta\varepsilon_{\Delta T} \quad (1.9)$$

1.3.3.6 Schwinden und Quellen des Holzes

Eine Zunahme der Holzfeuchte gegenüber dem Einbauzustand wirkt sich infolge des Quellen des Holzes erhöhend auf die Spannkraften aus, somit *günstig* und den sonstigen Verlusten entgegenwirkend. Das *Quellen* kann daher in der Regel für die Verlustberechnung vernachlässigt werden. Austrocknungen und damit verbundenes Schwinden des Holzes kann dagegen einen relevanten Einfluss auf die Spannkraften haben. Es ist daher generell sinnvoll, möglichst trockenes Holz zu verwenden, und eine weitere Austrocknung während der Nutzungsdauer zu vermeiden. Je nach den tatsächlichen Randbedingungen sollte daher für die Bemessung ein erwartetes Δu festgelegt, und dessen Einhaltung bei der Fertigung (Verwendung trockenen Holzes) sichergestellt werden. Das Quell- und Schwindmaß in Plattenebene kann für BSP nach DIN EN 1995-1-1 mit $\alpha = 0,02$ % je % Holzfeuchteänderung angenommen werden. Im Fall von Quellen liegt ein *behindertes Quellen* nach DIN EN 1995-1-1 vor, weshalb hier das Quellmaß halbiert werden darf.

Der Dehnungsverlust infolge Schwinden ergibt sich zu:

$$\Delta\varepsilon_s = \alpha \cdot \Delta u \quad (1.10)$$

daraus lässt sich der Kraftverlust bestimmen:

$$\Delta P_s = A_P \cdot E_P \cdot \Delta\varepsilon_s \quad (1.11)$$

1.3.3.7 Summe der Verluste

Die Summe der Spannkraftverluste setzt sich aus diesen Anteilen zusammen:

$$\Delta P_{gesamt} = \Delta P_0 + \Delta P_{cr} + \Delta P_{pr} + \Delta P_{\Delta T} + \Delta P_s \quad (1.12)$$

Sofern abschnittsweise Vorspannungen verwendet werden, oder statisch unbestimmte Systeme zu betrachten sind, sind die üblichen Berechnungsmethoden aus dem Spannbetonbau nach DIN EN 1992-1-1 anzuwenden (z. B. [Rombach 2012]).

1.3.4 Berechnungsbeispiel

Mit den in Abschnitt 1.3.3 zusammengestellten Formeln lassen sich die Spannkraftverluste eines Bauteils innerhalb eines bestimmten Zeitraums bestimmen. Üblicherweise ist für die Bemessung der Zustand $t = \infty$ relevant, der für praktische Zwecke mit 500.000 h (entsprechend ca. 57 Jahren) angenommen wird. Exemplarisch wurde diese Berechnung für eine Wandscheibe aus Brettspertholz mit den folgenden Eigenschaften durchgeführt:

- Wandscheibenhöhe 15 m, entsprechend 5 Geschossen á 3 m
- Wandscheibenbreite 2,5 m
- Brettspertholz CL24, Aufbau **34-24-34-24-34**
- 2 vertikal eingebaute Spannlitzen $A_P = 150 \text{ mm}^2$, St 1660/1860 an den Wandscheibenrändern
- volle Ausnutzung der zulässigen Pressenkraft
- Ankerschlupf und Relaxation nach Zulassung SUSPA Monolitenspannverfahren, Z-13.2-147
- 30°C Temperaturerhöhung gegenüber $t = 0$
- Schwindmaß $\alpha = 0,02$ in Plattenebene, Trocknung $\Delta u = 3 \%$
- Kriechzahl $\varphi = 0,6$
- betrachtete Zeitdauer 500.000 h
- Belastung aus Dauerlasten (*quasi-ständiger* Anteil) 5 N/mm^2
- E-Modul des Holzes 11.000 N/mm^2

In diesem Beispiel ergeben sich insgesamt Spannkraftverluste von 11,8 % gegenüber $P_{m,0}$. Die Pressenkraft P_{max} beträgt insgesamt für beide Litzen 440 kN , die Anfangskraft $P_{m,0}$ 432 kN , die Kraft nach 500.000 h (Zustand $t = \infty$) 385 kN . Der Spannweg beträgt ca. 226 mm , die Anfangsdehnung des Spannstahls $\varepsilon_P = 15,6 \%$. (vgl. Abbildung 1.8)

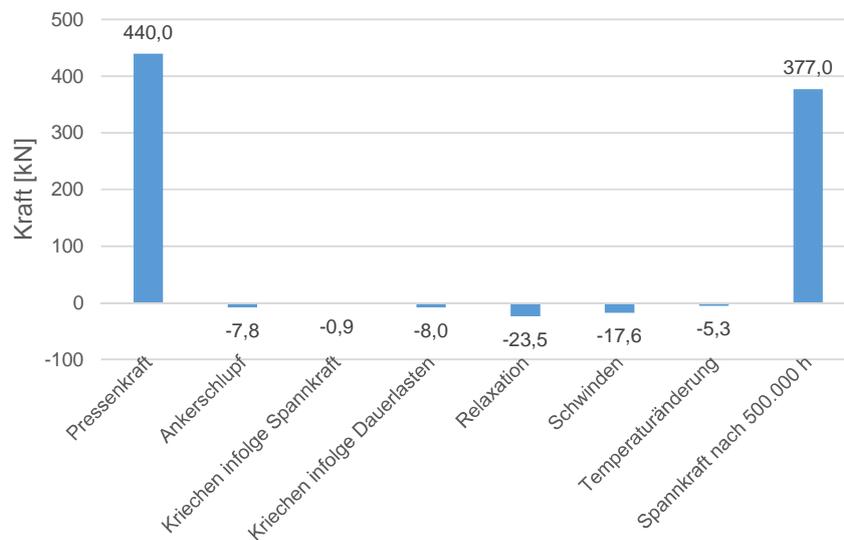


Abbildung 1.8: Beispielrechnung für Spannkraftverluste

Durch Variation der Parameter können sich hier auch geringfügig andere Zahlen ergeben. Insbesondere führt die Annahme *kleinerer* Kriechzahlen (vgl. Kapitel 4) zu geringeren Verlusten infolge Kriechen, bei stärkerer Austrocknung des Holzes nach Einbau ergeben sich *größere* Verluste durch Schwinden. Je geringer die Bauteillänge (bzw. -höhe) ist, umso stärker wirken sich Verluste aus Ankerschlupf aus.

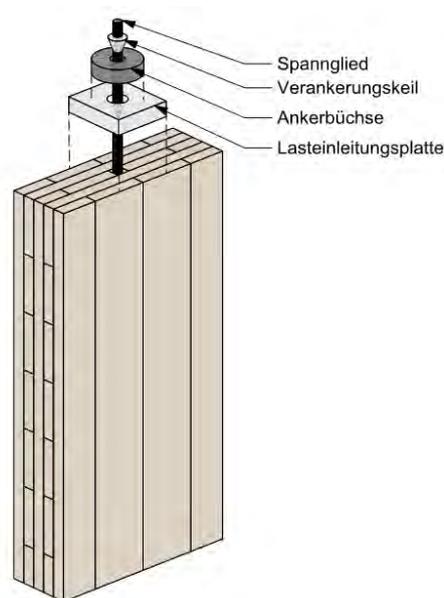
Insgesamt ist festzustellen, dass sich die Spannkraftverluste in auch im Spannbetonbau üblichen Größenordnungen von ca. 10 % bis 20 % bewegen. Die Verluste infolge Kriechen sind bei Holz tendenziell geringer als bei Beton, die sonstigen Verluste sind identisch.

2 Lasteinleitungsbereiche und Spannverankerungen

In diesem Kapitel wurden die Abschnitte zu den Eigenschaften und Prüfungen der Hybridanker von Dipl.-Ing. (FH) Matthias Wild M.Sc. MBA (Fa. matrix engineering) erstellt.

2.1 Fragestellung und Vorgehensweise

Bei der Verankerung von intern geführten Spanngliedern werden lokal relativ hohe Kräfte in die Stirnseite von Brettsperrholzelementen eingeleitet. Die Spannglieder können als Litzen- bzw. Stabspannglieder ausgeführt werden. Nachfolgend werden Litzen-spannglieder betrachtet. Die Spannlitzen geben dabei ihre Kraft über eine Keilverankerung in das Keilgehäuse ab, dieses leitet die Kraft weiter in eine Lastverteilungsplatte. Die Kraftübertragung in das Holz findet dabei vollständig über die Längslagen statt, die Querlagen wirken wegen ihres wesentlich geringeren E-Moduls nicht nennenswert mit und können daher vernachlässigt werden.



(a) Zeichnung



(b) Stapel fertiger Versuchskörper

Abbildung 2.1: Zeichnung und Bild der Ankerprüfkörper

Im Rahmen des Forschungsvorhabens waren folgende Fragestellungen zu beantworten:

- Welche Druckspannungen können lokal aufgenommen werden?
- Wie ist dementsprechend die Lastverteilungsplatte zu dimensionieren?
- Welche Bauformen von Lastverteilungsplatten sind geeignet?

- Wie ist das Versagensverhalten?
- Welche Bemessungsverfahren bzw. Nachweisarten sind anzuwenden?
- Welche Nachweise zu welchen Zeitpunkten sind zu führen?
- Welche konstruktiven und Abstandsregelungen sind anzuwenden?

Zur Beantwortung dieser Fragen wurde u. a. eine Reihe von Lastübertragungsversuchen durchgeführt. Auf dieser Basis wurden Bemessungs- und Konstruktionsempfehlungen erarbeitet und in diesem Kapitel dargestellt.

2.2 Technische Regeln und Bemessungsverfahren

Die Bemessung des Verankerungsbereichs kann grundsätzlich nach DIN EN 1995-1-1 durchgeführt werden. Hierzu sind die maximalen Kräfte während des Spannvorgangs, bzw. die Bruchlast der Litze gegen die Kurzzeitfestigkeit des Holzes nachzuweisen, und die Spannkraft im Betriebszustand gegen die Langzeitfestigkeit. Zur Ermittlung der anzusetzenden Spannkraften sind die technischen Zulassungen der Spannsysteme zu verwenden.

Nachteil dieser Vorgehensweise ist die fehlende Berücksichtigung lokaler Effekte im Bereich der Lasteinleitung. Dies führt zu geringen rechnerisch aufnehmbaren Druckspannungen und dementsprechend verhältnismäßig großen Lasteinleitungsplatten. Die durchgeführten Versuche zeigen erhebliches Optimierungspotential bei der Nutzung versuchsbasierter Nachweismethoden.

Alternativ kann der Verankerungsnachweis über eine ETA erfolgen, in der für spezifische Typen von Spannsystemen und Verankerungsbauteile die Verankerungen durch entsprechende Versuche individuell nachgewiesen werden. Die relevante Vorschrift zur Durchführung dieser Versuche und der Erstellung einer ETA ist die ETAG 013. Im Laufe dieses Forschungsvorhabens wurde die ETAG 013 durch EAD 160004-00-0301 ersetzt. Das Grundprinzip der Lastübertragungsprüfung wurde hierbei unverändert beibehalten. Da jedoch beim Übergang auf die *EAD16* der Werkstoff Holz als Lasteinleitungsbereich nicht abgedeckt ist, müsste für die Erwirkung einer ETA mit einer Zulassungsstelle eine neue EAD erarbeitet werden.

Eine dritte Möglichkeit ist der rechnerische Nachweis unter Verwendung versuchstechnisch bestimmter, lokal aufnehmbarer Druckspannungen im Rahmen einer *Zustimmung im Einzelfall* und einem entsprechenden Gutachten. Diese Vorgehensweise wird in Kapitel 2.6.2 erläutert.

2.3 Versuchskonzept, Eigenschaften der Versuchskörper

2.3.1 Versuchskonzept

Ziel der Versuche war, die lokale Druckfestigkeit der Verankerungsbereiche zu bestimmen, um damit einen Bemessungsvorschlag für verschiedene Spannkanalbreiten und Spannplitzenanzahlen erarbei-

ten zu können. Hierzu wurden Druckversuche in Anlehnung an DIN 26891 und ETAG 013 durchgeführt. Es wurden Prüfkörper mit Spannkanälen für ein oder zwei Litzen verwendet, und mit Ankerplatten aus Stahl oder UHPC geprüft.

2.3.2 Überlegungen zur lokalen Verstärkung der Lasteinleitungsbereiche

Grundsätzlich ist die lokal aufnehmbare Druckspannung begrenzt durch die Holzfestigkeit längs zur Faser. Günstig wirkende dreidimensionale Spannungszustände wie bei der Verankerung im Stahlbetonbau kommen aufgrund der Eigenschaften des Holzes und des Verbundmaterials Brettsperrholz nicht, bzw. nur in wesentlich geringerem Umfang vor. Es wurden daher verschiedene Überlegungen zur Ausführung von lokalen Verstärkungen angestellt, und auch teilweise versuchstechnisch überprüft. Denkbar und potentiell zweckmäßig erschienen z. B. die folgenden Ausführungen:

- Oberflächenbündiges Einschrauben von Vollgewindeschrauben in die Querlagen vergleichbar einer Querdruckverstärkung
- Analoge Vorgehensweise mit eingeklebten Gewindestangen
- Verwendung von flächigen hochfesten Holzwerkstoffplatten (z. B. aus Buchen-Furnierschichtholz) im Bereich der Lasteinleitung in den längs orientierten Brettlagen
- Einsetzen von Furnierschichtholzstreifen anstelle der Querlagen unterhalb der Lasteinleitungsbereiche

Diese Ausführungen bedingen einen höheren Planungs- und Fertigungsaufwand, der einer möglichen Einsparung bei der Größe der Lasteinleitungsplatte gegenüberzustellen ist. Nach Möglichkeit sollte daher im Regelfall auf derartige Maßnahmen verzichtet werden. Sinnvolle Ausnahmen können z. B. beengte Platzverhältnisse oder eine Serienfertigung zahlreicher identischer Bauteile sein.

Praktisch untersucht wurde eine Ausführung mit anstelle der obersten Querlagen eingeklebten Lamellen aus KERTO® Q (abZ Z-9.1-100), wobei diese auf dieselben Abmessungen wie die verwendeten Bretter (34 mm x 150 mm) zugeschnitten wurden. Die Verklebung erfolgte mit dem standardmäßig in der Fertigung des Projektpartners verwendeten Einkomponenten-PU-Klebstoff.

2.3.3 Geometrie und Eigenschaften der Versuchskörper

Die Prüfkörper wurden von der Firma Züblin Timber GmbH im Werk Aichach gefertigt. Der Aufbau der Versuchskörper entspricht nicht schmalseitenverklebtem Brettsperrholz des Typs Leno-170 (abZ Z-9.1-501) und weist eine Plattendicke von 170 mm, bestehend aus fünf Brettlagen zu je 34 mm, auf. Die Brettlamellen entsprachen der Festigkeitsklasse C24, die nach Zulassung gegebene Möglichkeit der Nutzung von Lamellen geringerer Festigkeit wurde nicht genutzt. Die Holzfeuchte und Rohdichte wurde jeweils vor der Prüfung gemessen und lag in allen Fällen im üblichen Rahmen.

Die KERTO-Lamellen wurden aus KERTO Q in der Dicke 39 mm hergestellt, wobei die Lamellen

beidseitig um 2,5 mm abgehobelt wurden, um eine identische Stärke wie die verwendeten Fichtenbretter (34 mm) zu erhalten. Die Lamellen wurden so zugeschnitten und eingeklebt, dass die längslaufenden Furniere in Richtung der Decklagen, also in Richtung der später aufgetragenen Kraft orientiert waren. Die Verklebung von Fichtenholz mit Kerto-Furnierschichtholz durch Einkomponenten-PU-Klebstoff wird durch Züblin Timber regelmäßig durchgeführt.

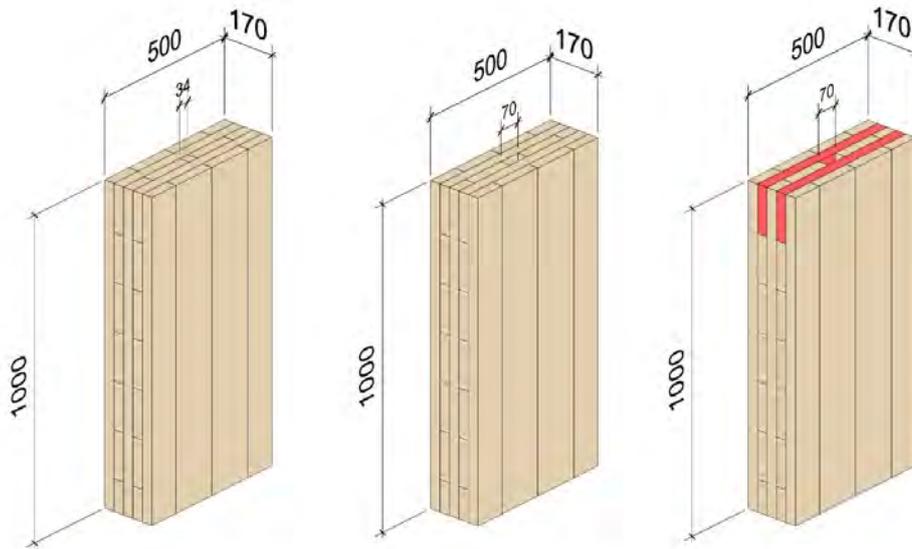


Abbildung 2.2: Prüfkörper für eine (Typ 1) und zwei Spannglieder (Typ 2) und mit lokaler Verstärkung (Typ 3)

Die Spannkanaäle in der Mittellage wurden in der Fertigung durch entsprechende Aussparungen realisiert. Für die Anordnung einer Monolitze ($A_P = 150 \text{ mm}^2$) wurde ein quadratischer Spannkanaal von 34 mm Breite gewählt. Für zwei Monolitzen ergibt sich eine Breite von 70 mm. Die Tiefe des Spannkanaals ergibt sich aus der Stärke der Mittellage von 34 mm.

Es wurden drei Typen von Versuchskörpern verwendet (vgl. Abbildung 2.2). Typ 1 weist einen Spannkanaal von $34 \times 34 \text{ mm}^2$ auf, um die Verankerung einer Monolitze zu ermöglichen. Typ 2 weist einen Spannkanaal von $70 \times 34 \text{ mm}^2$ auf für die Verankerung von zwei Monolitzen. Typ 3 entspricht geometrisch Typ 2, wobei die obersten Bretter der Querlagen zur Verstärkung durch Furnierschichtholz ersetzt wurden.

Nach ETAG 013 sollen die Abmessungen der Prüfkörper die doppelte Höhe im Verhältnis zur Breite aufweisen. Unter konstruktiver Berücksichtigung einer jeweils vollständigen Brettlamelle neben dem Spannkanaal unter der Lasteinleitungsplatte der Mittellage, wurde eine Geometrie von 0,5 m Breite und 1,0 m Höhe gewählt (vgl. Abbildungen 2.2 und 2.3).

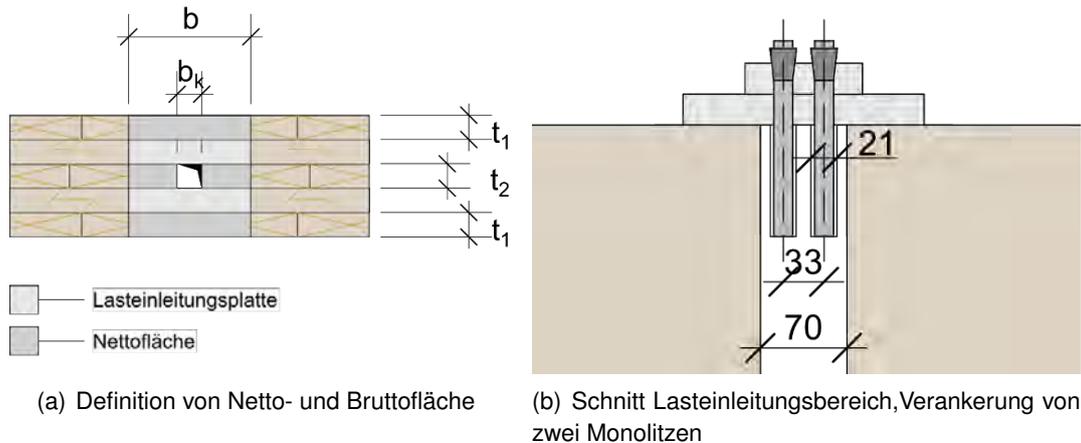


Abbildung 2.3: Details Lasteinleitung

Die Abmessungen der Spannkanäle wurden für die Verwendung von einer bzw. zwei Monolitzen $A_P = 150 \text{ mm}^2$ mit PE-Mantel ausgelegt. Der Durchmesser einer Monolitze mit Korrosionsschutz beträgt 21 mm, so dass bei 34 mm Spannkanaltiefe ausreichend Toleranz für leichte Lageungenauigkeiten und Spiel zum Einbringen der Litzen sichergestellt ist (vgl. Abbildung 2.3).

2.3.4 Herstellung der Versuchskörper

Die Herstellung der Versuchskörper mit Spannkanälen in der Mittellage des Plattenaufbaus erfolgte nach dem üblichen Produktionsablauf der Firma Züblin Timber nach dem Vakuum-Pressbettverfahren.

Die verwendeten Bretter aus Fichtenholz wurden der laufenden Produktion entnommen, und entsprachen der Festigkeitssortierung C24, die Holzfeuchte betrug $10 \pm 2 \%$ HF. Es wurden ausschließlich Bretter der einheitlichen Abmessungen 34 mm x 150 mm verwendet, welche durch eine Keilzinkenanlage zu Endloslamellen verbunden wurden. Entsprechend der Produktzulassung von LENO[®] (abZ Z-9.1-501) Brettsperrholz werden in alle Bretter einseitig Entlastungsnuten eingefräst.

Der Lagenaufbau erfolgt teilautomatisch, wobei der Leimauftrag und die Verlegung der Lagen in Querrichtung des Pressbettes maschinell durchgeführt wird, während die Querlagen händisch aufgelegt wurden (vgl. Abbildung 2.4 (a) und 2.7) Nach dem Verlegen der Deck- und der ersten Querlage auf dem Pressbett wurden anstelle des späteren Spannkanals in die Mittellage des Brettsperrholzaufbaues passend angefertigte Abstandhalter der Breite 34 bzw. 70 mm eingelegt. Nach fixieren der Brettlamellen im Bereich des späteren Spannkanals mittels kleiner Aluminiumnägel, wird die verlegte Lamellenschicht beleimt, und anschließend die zuvor eingelegten Abstandhalter wieder entfernt. Abbildung 2.7 zeigt das Verlegen der darauffolgenden Querlage, womit der restliche Herstellungsprozess entsprechend der üblichen Vorgehensweise erfolgt. Ergebnis ist ein Brettsperrholzaufbau mit quadratischen bzw. rechteckigen Aussparungen für den Einbau der Spannlitzen in der Mittellage (vgl. Abbildung 2.8).

Bei der Herstellung der Versuchskörper des Typs 3 mit lokaler Verstärkung des Lastenleitungsbereiches wurde die erste Querlamelle am Elementrand durch Furnierschichtholz ersetzt. Diese FSH-Lamelle wurde zuvor auf dieselben Abmessungen wie die verwendeten Bretter zugeschnitten und gehobelt. Nach der Verklebung im Vakuum-Pressbettverfahren erfolgte der abschließende Zuschnitt der Versuchskörper auf der werkseigenen CNC-Abbundanlage.

Die Erfahrung aus dem Herstellprozess zeigt, dass das Einbringen der Spannkanäle gut in den üblichen Herstellvorgang integriert, und deren Position mit guter Genauigkeit sichergestellt werden kann. Anfängliche Befürchtungen, der verwendete Einkomponenten-PU-Klebstoff würde übermäßig in die Spannkanäle eindringen und diese möglicherweise verstopfen, haben sich nicht bewahrheitet. Es waren bei keinem der Versuchskörper größere oder störende Klebstoffansammlungen innerhalb der Kanalquerschnitte festzustellen (vgl. Abbildung 2.5).



(a) Gesamtansicht Pressbett



(b) Abstandhalter für späteren Spannkanal

Abbildung 2.4: Herstellung der Spannkanäle durch Abstandhalter



Abbildung 2.5: Spannkanal mit sichtbaren Klebstoffanhaftungen



Abbildung 2.6: Spannkanal in der Mittellage, Aufbau mit Verstärkung aus KERTO Furnierschichtholz



Abbildung 2.7: Verlegen der zweiten Querlage, Abstandhalter in der Mittellage entfernt



Abbildung 2.8: Ansicht des Lagenaufbaus mit Spannkanal

2.3.5 UHPC-Ankerplatten

Die Hybridanker (Ankerplatten aus UHPC) wurden vom Projektpartner *matrics engineering GmbH* zur Verfügung gestellt. Ankerplatten aus UHPC dienen der Substitution von Stahlankerplatten und weisen Vorteile im Gewicht, der Wirtschaftlichkeit, der flexiblen Formgebung und insbesondere im Korrosionsschutz auf. Der Hybridanker wurde für bestimmte Spannsysteme angepasst, im Labor geprüft und bauaufsichtlich zugelassen (ETA-13/0463 und ETA-16/0726). In diesem Forschungsvorhaben wurden zwei unterschiedliche Verankerungstypen (HA-1 und HA-2) getestet.

Der UHPC der Hybridanker nimmt Druckkräfte auf. Zugkräfte werden über innenliegende Wendeln aus Betonstahl oder außenliegende Umschnürung durch Stahl aufgenommen. Zudem wird durch die Umschnürungswirkung ein mehraxialer Spannungszustand im Beton ermöglicht.

Die Zusammensetzung des UHPC der beiden Hybridankertypen erfolgte in Anlehnung an den Beton B5Q aus dem DFG Schwerpunktprogramm SPP 1182 *Nachhaltiges Bauen mit ultrahochfestem Beton* [Schmidt u. a. 2014]. Die verwendeten Ausgangsstoffe können der folgenden Tabelle 2.1 entnommen werden:

Nr.	Rohstoff	Bezeichnung
1	Zement	CEM I 52,5 R - HS/NA
2	Wasser	Wasser
3	Zusatzstoff	Silicastaub <i>Sika Silicol P</i>
4	Zusatzstoff	Quarzmehl (QM1) W12
5	Zusatzstoff	Quarzmehl (QM2) W3
6	Zusatzmittel	<i>Viscocrete 20 Gold</i>
7	Gesteinskörnung	Quarzsand H33
8	Gesteinskörnung	Basalt 2/8
9	Fasern	Stahlfasern <i>Stratec 09/0,15</i>

Tabelle 2.1: Zusammensetzung des UHPC

2.3.5.1 Hybridanker Typ HA-1

Die Hybridanker HA-1 wurden als quadratische Ankerplatte aus UHPC mit zentrisch platziertem Gusseinbauteil (EN-GJS-500-7) als Spanngliedverankerung ausgebildet. Gusseinbauteile mit konischer Bohrung können direkt als Keilverankerung genutzt werden. Der Betonkörper wurde mit einer innenliegenden Betonstahlwendel (B500B; Stabdurchmesser $d = 12 \text{ mm}$; Wendeldurchmesser $D = 150 \text{ mm}$; 3 Gänge) und u-förmigen Betonstahlzulagen ($d = 12 \text{ mm}$) ausgebildet (vgl. Abbildung 2.9).

Die Hybridanker wurden einer Wärmebehandlung von 16 Stunden bei $120 \text{ }^\circ\text{C}$ unterzogen. Aufgrund des hohen Temperaturgradienten führte die Wärmebehandlung zu ersten Rissen bzw. Abplatzungen an der Betonoberfläche. Bei Typ HA-2 wurde die Wärmebehandlung mit $90 \text{ }^\circ\text{C}$ durchgeführt. An Begleitversuchskörpern (Würfel) wurde die Druckfestigkeit des UHPC zu $184,6 \text{ MPa}$ (Einzelwerte: $189,2 \text{ MPa}$, $181,8 \text{ MPa}$, $182,7 \text{ MPa}$) bestimmt.

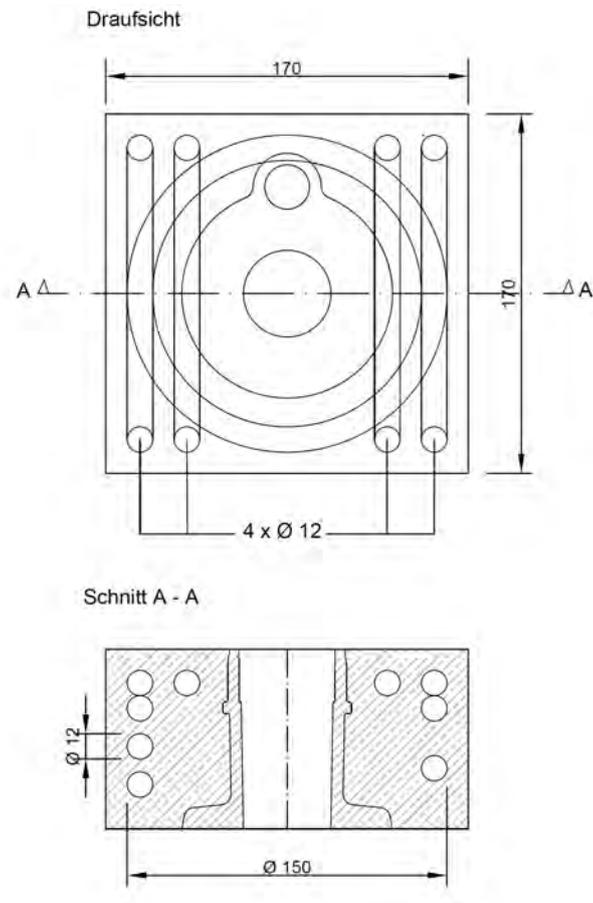


Abbildung 2.9: Hybridanker Typ HA-1, Ansicht und Schnitt

2.3.5.2 Hybridanker Typ HA-2

Die Hybridanker HA-2 wurden als quadratische Ankerplatte aus UHPC ausgebildet. Der UHPC wurde mit Rohrabschnitten $160\text{ mm} / 160\text{ mm} / 6\text{ mm}$ (Material: S235JRH) umschnürt. Zentrisch wurde eine Aussparung von $20\text{ mm} \times 70\text{ mm}$ für die Durchführung des Spanngliedes ausgebildet, vgl. Abbildung 2.10. Die Lasteinleitung kann über eine aufgesetzte Ankerbüchse oder analog zu Typ HA-1 über ein Gusseinbauteil realisiert werden.

Die Hybridanker wurden ohne Betonstahlbewehrung ausgeführt. Die Hybridanker wurden einer Wärmebehandlung von 24 Stunden bei $90\text{ }^{\circ}\text{C}$ unterzogen. An Begleitversuchskörpern (Würfel) wurde die Druckfestigkeit des UHPC zu $211,9\text{ MPa}$ (Einzelwerte: $211,1\text{ MPa}$, $214,8\text{ MPa}$, $209,9\text{ MPa}$) bestimmt.

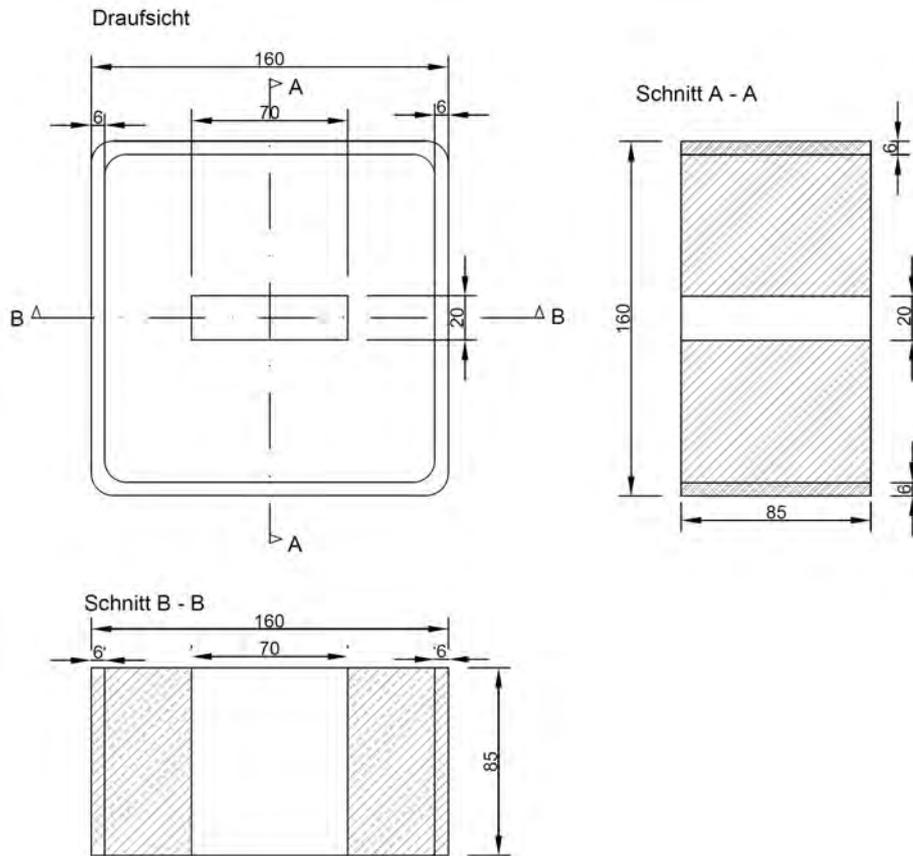


Abbildung 2.10: Hybridanker Typ HA-2, Ansicht und Schnitt, Höhe $h = 85 \text{ mm}$

2.3.6 Ankerplatten aus Stahl

Die Ankerplatten aus Stahl S235 waren einheitlich 40 mm stark. Die Oberflächen waren unbehandelt, d. d. walzrauh, sauber und ohne Rostanhaftungen. Mittig wurde zur Übertragung der Maschinenkraft eine Stahlmutter mit einem Außendurchmesser von 60 mm aufgesetzt, um den Effekt einer mittig konzentrierten Lasteinleitung (entsprechend einem Keilgehäuse der Litzenverankerung) abzubilden. Bei der Serie F (vgl. Abschnitt 2.3.7) wurde zwischen Holz und der Stahl-Lasteinleitungsplatte eine 2 mm starke Zwischenlage aus PTFE („Teflon“) verwendet. Ansonsten entsprach dieser Versuch der Serie B2. Zweck dieser Zwischenschicht war es, eine mögliche Reibung und entsprechende Schubkräfte in der Fuge Holz-Stahl auszuschließen und somit festzustellen, ob eine solche Reibung messbare Effekte auf die Druckfestigkeit hat.

2.3.7 Übersicht der Versuche

Die durchgeführten Versuche werden gegliedert in Vorversuche zu Beginn, Versuche an unverstärkten Prüfkörpern, an verstärkten Prüfkörpern, und einer Serie reiner Druckfestigkeitsprüfungen. Jede Versuchsserie bis auf die Vorversuche bestand aus fünf identischen Versuchskörpern.

Die Lasteinleitungsplatten wurden mit einer identischen Breite wie die Brettsperrholzelemente (170 mm) – Ausnahme Serie E mit 160 mm – ausgeführt. Die Länge wurde festgelegt, indem anhand der zu führenden Nachweise überschlägig die erforderliche Nettofläche für die Verankerung von ein oder zwei Litzen ermittelt wurde. Da zu diesem Zeitpunkt noch keine exakten Daten für die aufnehmbaren Druckspannungen vorlagen und noch Unklarheiten über das korrekte Bemessungskonzept bestanden, wurden hier verschiedene sinnvoll erscheinende Breiten der Lasteinleitungsflächen untersucht.

Serie	Vorversuch	Lasteinleitungsfläche [mm]
Vorversuch 1	Ausgleichsschicht aus Gips, Hybridanker 1	170 x 170
Vorversuch 2	Test des Versuchsaufbaus, Hybridanker 1	170 x 170
Ohne Verstärkung		
Serie A	Spannkanal für eine Monolitze	170 x 170
Serie B1	Spannkanal für zwei Monolitzen	170 x 170
Serie B2	Spannkanal für zwei Monolitzen	170 x 204
Serie E	Spannkanal für zwei Monolitzen, Hybridanker 2	160 x 160
Serie F	Spannkanal für zwei Monolitzen, Teflon-Unterlage	170 x 235
Mit Verstärkung		
Serie D	Spannkanal für zwei Monolitzen; Verstärkung des Lasteinleitungsbereichs mittels Querlagen aus Furnierschichtholz (Kerto Q)	170 x 170
Druckfestigkeitsprüfung		
Serie C	Ermittlung der reinen Druckfestigkeit ohne Einhängeeffekte bzw. Systemeffekte	170 x 170

Tabelle 2.2: Übersicht Lasteinleitungs- und Druckversuche

2.4 Versuchsdurchführung

Die Versuche wurden als Druckversuche in einer hydraulischen Druckprüfmaschine (Hersteller *ToniTechnik*, Typ 1160.10000) mit einer maximalen Kapazität von 10 000 kN des MPA BAU der TU München durchgeführt. Die Versuche wurden jeweils zunächst kraftgesteuert durchgeführt, ab 90

% der erwarteten Bruchlast wurde auf Wegsteuerung umgeschaltet. Aufgezeichnet wurde bei allen Versuchen Maschinenkraft, Maschinenweg, sowie die Eindrückung der Ankerplatte mittels eines induktiven 20 mm Wegaufnehmers. Bei den Versuchen mit dem verbesserten Hybridanker Typ HA-2 (Serie E) wurde zusätzlich die Querverformung der Ankerplatte mittels zwei seitlich angebrachter induktiver Wegaufnehmer (Typ HBM WA20) aufgezeichnet.

Das Belastungsverfahren wurde für die Versuche mit Hybridankern als eine Kombination der Vorschriften nach ETAG 013 und DIN EN 26891 festgelegt. Hierbei wurden die vorgeschriebenen Belastungsverläufe bzw. -zyklen nacheinander durchgeführt (vgl. Abbildung 2.11). Bei den Versuchen mit Lasteinleitungsplatte aus Stahl wurde auf den Teil nach ETAG 013 verzichtet und die Prüfung rein nach DIN EN 26891 durchgeführt.

ETAG 013 sieht eine zyklische Belastung mit 10 Zyklen zwischen $0,12 \cdot F_{Pk}$ und $0,8 \cdot F_{Pk}$ vor, mit anschließender linearer Belastung bis zum Bruch. Die Belastungsgeschwindigkeit ist nicht vorgegeben. In DIN EN 26891 sind zwei Haltephasen bei $0,1 \cdot F_{est}$ und $0,8 \cdot F_{est}$ vorgesehen, die Belastungsgeschwindigkeit ist vorgegeben. Grund dieser Unterschiede ist das Materialverhalten von Holz und Beton, wobei mit den Zyklen auch eine im Laufe der Lebensdauer u. U. schwankende Spannkraft abgebildet werden soll.

F_{Pk} und F_{est} wurden für jede Serie anhand der vorgesehenen Litzenanzahl bzw. Lasteinleitungsplattengröße und damit geschätzten Holzbruchfestigkeit festgelegt. Es wurden nach jedem Versuch das Bruchverhalten der Versuchskörper untersucht und fotografisch dokumentiert. (vgl. A.2)

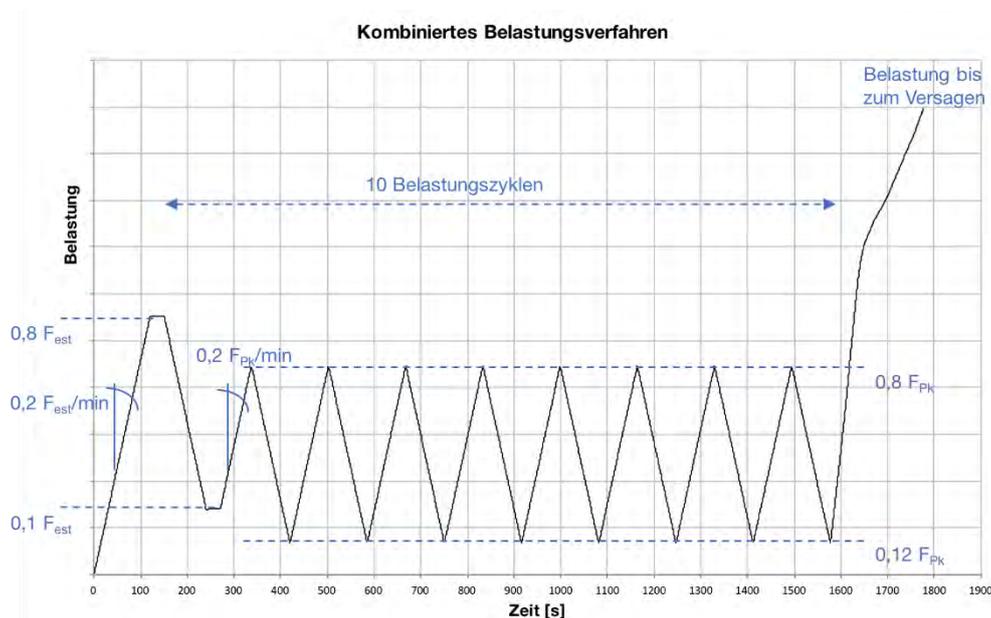


Abbildung 2.11: Kombiniertes Belastungsverfahren nach DIN EN 26891 (Anfangsbereich) und ETAG 013 (Zyklen)

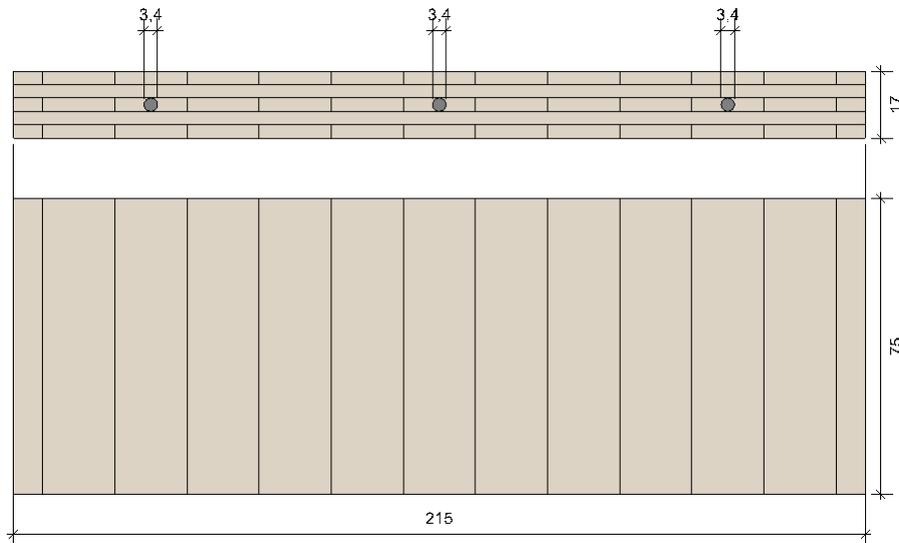


Abbildung 2.12: Skizze des Prüfkörpers zu Vorversuch 1

2.5 Versuchsergebnisse

2.5.1 Vorversuche und UHPC-Hybridanker

In Vorversuchen wurden unterschiedliche Methoden der Platzierung der Hybridanker Typ HA-1 auf den Brettsperrelementen getestet. In einem ersten Vorversuch wurde die Kontaktfläche zwischen der unebenen Einfüllseite der Betonankerplatte und der ebenen Holzoberfläche mit einer Gipschicht ausgeglichen (vgl. Abbildungen Anhang A2).

Es zeigte sich, dass durch den Gips Feuchtigkeit in das Holz eingetragen wird. Dies führt zu einem Festigkeitsverlust. Im zweiten Vorversuch, sowie in den folgenden Versuchen wurde auf eine Ausgleichsschicht aus Gips verzichtet. Die Holzoberfläche passte sich bereits bei geringer Belastung den geringfügigen Unebenheiten der Betonoberfläche an (vgl. Abbildungen Anhang A2).

Vor Beginn der Prüfserien A bis F wurden zwei Vorversuche (Serie 0) mit Hybridankern Typ HA-1 durchgeführt. Hierbei wurden neben Kraft und Weg der Prüfmaschine Längs- und Querdehnungen mit Seilzugaufnehmern gemessen (vgl. Abbildung 2.13). Die Bruchlast betrug 738 kN bzw. 519 kN . Das Versagen trat jeweils im Hybridanker auf. Das zugehörige Kraft-Weg-Diagramm ist im Anhang A.1 dargestellt. Die gemessenen Querdehnungen verblieben sehr gering (ca. in der Größenordnung der Messgenauigkeit). Die Längsdehnungen während der Belastungszyklen zeigten keine Zunahme mit den Oberlasten (elastisches Verhalten).

Nr.	Rohdichte [kg/m^3]	Holzfeuchte [% rF]	Bruchlast [kN]	Versagensform
A1	428	10,3	794	Druckversagen Lastenleitungsbereich
A2	426	10,3	694	Druckversagen Lastenleitungsbereich
A3	451	10,4	735	Druckversagen Lastenleitungsbereich
A4	433	10,2	726	Ausknicken Decklamelle
A5	439	10,1	781	Druckversagen Lastenleitungsbereich
Ø	435	10,3	746	

Fläche A_{netto}	16184 mm^2
Mittelwert der Bruchlast	746 kN
Mittelwert der Druckfestigkeit	46,09 N/mm^2
Standardabweichung	0,05
charakteristische Bruchlast	658,9 kN
charakteristische Druckfestigkeit	40,71 N/mm^2

Tabelle 2.3: Ergebnisse Serie A

Nr.	Rohdichte [kg/m^3]	Holzfeuchte [% rF]	Bruchlast [kN]	Versagensform
B1-1	427	11,9	758	Druckversagen, Spalten einer Lamelle
B1-2	441	10,4	898	Druckversagen Lastenleitungsbereich
B1-3	415	9,3	791	Druckversagen Lastenleitungsbereich
B1-4	430	10,5	804	Druckversagen Lastenleitungsbereich
B1-5	428	10,0	730	Druckversagen Lastenleitungsbereich
Ø	428	10,4	796	

Fläche A_{netto}	18428 mm^2
Mittelwert der Bruchlast	796 kN
Mittelwert der Druckfestigkeit	43,20 N/mm^2
Standardabweichung	0,05
charakteristische Bruchlast	702,3 kN
charakteristische Druckfestigkeit	38,11 N/mm^2

Tabelle 2.4: Ergebnisse Serie B1

Nr.	Rohdichte [kg/m^3]	Holzfeuchte [% rF]	Bruchlast [kN]	Versagensform
B2-1	427	11,9	953	Druckversagen, Spalten einer Lamelle
B2-2	441	10,4	1004	Druckversagen, Ausknicken Decklamelle
B2-3	415	9,3	932	Druckversagen Lasteinleitungsbereich
B2-4	430	10,5	861	Druckversagen Lasteinleitungsbereich
B2-5	428	10,0	1034	Druckversagen Lasteinleitungsbereich
Ø	428	10,4	957	

Fläche A_{netto}	21590 mm^2
Mittelwert der Bruchlast	957 kN
Mittelwert der Druckfestigkeit	44,33 N/mm^2
Standardabweichung	0,05
charakteristische Bruchlast	844,4 kN
charakteristische Druckfestigkeit	39,11 N/mm^2

Tabelle 2.5: Ergebnisse Serie B2

Nr.	Rohdichte [kg/m^3]	Holzfeuchte [% rF]	Bruchlast [kN]	Versagensform
E1	443	10,9	690	Druckversagen, Spalten einer Lamelle
E2	455	11,2	606	Druckversagen Lasteinleitungsbereich
E3	443	9,5	618	Druckversagen Lasteinleitungsbereich
E4	443	10,6	608	Druckversagen Lasteinleitungsbereich
E5	452	10,1	604	Druckversagen Lasteinleitungsbereich
Ø	447	10,5	625,6	

Fläche A_{netto}	13564 mm^2
Mittelwert der Bruchlast	625,6 kN
Mittelwert der Druckfestigkeit	46,12 N/mm^2
Standardabweichung	0,05
charakteristische Bruchlast	552,5 kN
charakteristische Druckfestigkeit	40,73 N/mm^2

Tabelle 2.6: Ergebnisse Serie E

Nr.	Rohdichte [kg/m^3]	Holzfeuchte [% rF]	Bruchlast [kN]	Versagensform
F1	443	10,9	981	Druckversagen, Spalten einer Lamelle
F2	455	11,2	1051	Druckversagen Lastenleitungsbereich
F3	443	9,5	943	Druckversagen Lastenleitungsbereich
F4	443	10,6	1062	Druckversagen Lastenleitungsbereich
F5	452	10,1	993	Druckversagen Lastenleitungsbereich
Ø	447	10,5	999	

Fläche A_{netto}	20590 mm^2
Mittelwert der Bruchlast	999,3 kN
Mittelwert der Druckfestigkeit	46,28 N/mm^2
Standardabweichung	0,05
charakteristische Bruchlast	883,0 kN
charakteristische Druckfestigkeit	40,90 N/mm^2

Tabelle 2.7: Ergebnisse Serie F

Der Mittelwert der charakteristischen Druckfestigkeiten bezogen auf die Netto-Längslagenfläche der Serien A, B1, B2, E und F beträgt 39,91 N/mm^2 bei einem Mittelwert der Druckfestigkeit von 45,21 N/mm^2 .

Die Verwendung einer Teflonplatte in Serie F ergab gegenüber dem Versuchsaufbau der Serie B2 keine Verringerung der Druckfestigkeit, im Gegenteil war die charakteristische Festigkeit mit Teflonplatte sogar geringfügig größer. Es ist daher davon auszugehen, dass entweder keine nennenswerten Reibungskräfte zwischen Holz und der Stahl-Ankerplatte auftreten, oder diese sich nicht negativ auf die Druckfestigkeit auswirken.

2.5.3 Versuchskörper mit Verstärkung

Die Kraft-Weg-Diagramme und Belastungsverläufe der Versuchsserie sind in Anhang A.1, Bilder der Versuchskörper in Anhang A.2 dargestellt. Die wesentlichen Messwerte sind nachfolgend in Tabellenform zusammengestellt:

Nr.	Rohdichte [kg/m ³]	Holzfeuchte [%rF]	Bruchlast [kN]	Versagensform
D1	436	9,7	754	Druckversagen, Ausknicken Decklamelle
D2	436	10,4	791	Druckversagen Lasteinleitungsbereich
D3	427	11,0	723	Druckversagen Lasteinleitungsbereich
D4	443	10,6	856	Druckversagen Lasteinleitungsbereich
D5	438	10,0	888	Druckversagen Lasteinleitungsbereich
Ø	436	10,3	802	

Fläche A_{netto}	14960 mm ²
Mittelwert der Bruchlast	802,7 kN
Mittelwert der Druckfestigkeit	53,66 N/mm ²
Standardabweichung	0,05
charakteristische Bruchlast	707,7 kN
charakteristische Druckfestigkeit	47,30 N/mm ²

Tabelle 2.8: Ergebnisse Serie D

Die Druckfestigkeit der Versuchsserie mit Verstärkung liegt bezogen auf die Nettofläche der Längslagen höher als die der Serien ohne Verstärkung. Dies war zu erwarten, da das Furnierschichtholz im Gegensatz zu den querdruckbelasteten Querlagen erhebliche Druckkräfte aufnehmen kann.

2.5.4 Druckfestigkeitsprüfung

Die Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfungen sind in der folgenden Tabelle zusammenstellt:

Nr.	Rohdichte [kg/m ³]	Holzfeuchte [%rF]	Bruchlast [kN]	Versagensform
C1			595	Druckversagen, Ausknicken Decklamelle
C2			672	Druckversagen Lasteinleitungsbereich
C3			616	Druckversagen Lasteinleitungsbereich
C4			624	Druckversagen Lasteinleitungsbereich
C5			684	Druckversagen Lasteinleitungsbereich
∅	430 *)	10,3 *)	638	
Fläche A_{netto}			17340 mm ²	
Mittelwert der Bruchlast			638 kN	
Mittelwert der Druckfestigkeit			36,79 N/mm ²	
Standardabweichung			0,05	
charakteristische Bruchlast			563,4 kN	
charakteristische Druckfestigkeit			32,49 N/mm ²	

Tabelle 2.9: Ergebnisse Serie C *) Die Versuchskörper wurden aus den bereits geprüften anderen Serien entnommen, Holzfeuchte und Rohdichte wurden nur als Gesamtwert bestimmt.

2.5.5 Bewertung der Ergebnisse

2.5.5.1 Bruchverhalten der Brettsperrholzprüfkörper

Typisch und bei der weit überwiegenden Anzahl der Versuche festzustellen war ein Druckversagen in Richtung der Fasern der Längslagen. Die entsprechenden Druckfalten bildeten sich oft unmittelbar unter der Lasteinleitungsplatten, teilweise aber auch bis zu ca. 150 mm unterhalb. Sie bilden sich insbesondere an Stellen mit Faserwinkelabweichungen, Ästen, Keilzinkenstößen und sonstigen Störungen. Ein rein einseitiges Druckversagen mit entsprechendem „Kippen“ der Lasteinleitungsplatte war bei keinem der Versuche festzustellen.

Die Querlagen wurden jeweils im Bereich unter der Lasteinleitung entsprechend gestaucht, ein Abreißen von Holzfasern wurde aber erst wesentlich nach dem ersten Längsdruckversagen beobachtet. In wenigen Fällen kam es zu einem Ausknicken der Decklamellen nach einer Überschreitung von deren Querszugfestigkeit oder der Zugfestigkeit quer zur Klebefuge. Dieser Fall konnte an einem Prüfkörper mit einer schlechten Verklebungsqualität und einem Fugenspalt infolge von Holzspänen zwischen den Brettlagen erklärt werden. Aus dem Bruchverhalten der in Summe 35 Versuchskörper lassen sich folgende Schlüsse ziehen:

- Maßgebendes Bruchverhalten ist Längsdruckversagen der Brettlagen in Krafrichtung unterhalb der Lasteinleitung.

- Andere Versagensarten (Ausknicken, Klebefugenversagen, Schubversagen) treten erst bei Kräften im Bereich der Druckfestigkeit auf, oder später bei weiterem Vorschub der Belastungseinrichtung. Sie sind nicht versagensmaßgebend.
- Das Druckversagen findet am häufigsten im unmittelbaren Bereich unterhalb der Lasteinleitung statt, seltener auch bis zu ca. 150 mm unterhalb.
- Bei Ankerplatten, welche schmaler als die Brettsperrholz-Plattendicke sind (Versuchsserie E) zeigen sich die gleichen Versagensmodi.

2.5.5.2 Bruchverhalten der Brettsperrholzprüfkörper mit Verstärkung

Kennzeichnend ist zunächst die deutlich höhere aufnehmbare Druckspannung bezogen auf die Nettoquerschnittsfläche der Längslagen. Auf Mittelwertniveau beträgt die Erhöhung 18,7 %, bzw. absolut $8,45 \text{ N/mm}^2$. Das Trag- und Bruchverhalten zeigt keine erheblichen Unterschiede, weder in der Steifigkeit, noch in der Duktilität. Typisch ist ein Schubversagen der Verstärkungslamellen, gefolgt von einem Druckversagen der Längslagen. Außergewöhnliche Versagensformen wie Knicken oder Aufplatzungen sind nicht aufgetreten.

Die Verstärkung der Lasteinleitungsbereiche mit Furnierschichtholz anstelle der obersten Bretter der Querlagen ist somit aus technischer Sicht eine geeignete Möglichkeit, die lokal aufnehmbare Druckbeanspruchbarkeit zu vergrößern und auf diese Weise die erforderlichen Abmessungen der Ankerplatten zu reduzieren. Aus praktischer und ökonomischer Sicht spricht die aufwändigere Herstellung dagegen. Es ist daher abzuwägen, inwieweit diese Maßnahme sinnvoll ist. Im vorliegenden Projekt wurde davon abgesehen, diese Ausführung weiter zu verfolgen, da aus Sicht der Projektpartner die mögliche Einsparung bei der Größe der Ankerplatte den Zusatzaufwand für die Herstellung der Verstärkung nicht aufwiegt.

2.5.5.3 Bruchverhalten der Hybridankerplatten HA1

Aufgrund der außenliegenden Lasteinleitung durch die beiden äußeren vertikalen Bretter, erfährt die Ankerplatte eine Biege-/Schubbeanspruchung. Die erste Ankerplatte versagte aufgrund von Schub. Bei der zweiten Ankerplatte scherte die Betondeckung außerhalb der Wendelbewehrung ab (vgl. Abbildung A.11 in Anhang A2).

2.5.5.4 Bruchverhalten der Hybridankerplatten HA2

In Prüfserie E (Hybridanker Typ HA-2) trat das Versagen im Brettsperrholzelement auf. Im UHPC der Hybridanker zeigte sich nach der Bruchbelastung eine geringfügige Rissbildung von der Lasteinleitung ausgehend zum umschnürenden Rohr (vgl. Abbildung A.17 in Anhang A2).

2.5.5.5 Druckfestigkeit der Brettsperrholzprüfkörper

Die festgestellten mittleren und charakteristischen Druckfestigkeiten liegen wesentlich über den rechnerisch gemäß Norm bzw. nach Produktzulassung anzunehmenden Werten. Die charakteristische Druckfestigkeit der Serie C (reine Druckprüfkörper) liegt um ca. 35 % über dem normativen Wert nach EN 338 ($32,5 \text{ N/mm}^2$ zu 24 N/mm^2). Die mittlere Druckfestigkeit der Ankerprüfkörper liegt auf Mittelwertniveau um 15 % über dem Wert der Druckprüfkörper.

2.5.5.6 Bewertung der Druckfestigkeiten

Wesentlichen Einfluss auf die Druckfestigkeit von Holz hat die Holzfeuchtigkeit. *Blaß* und *Frese* stellen in [Frese u. a. 2012] für Brettsichtholz der Holzfeuchte 12 % rF fest: „*present standard values underestimate the compressive strength up to 50 %*“ (vgl. Abbildung 2.14). Für eine Holzfeuchte von 10 % und eine Rohdichte von 425 kg/m^3 lässt sich aus dem Diagramm b) eine charakteristische Druckfestigkeit von ca. 47 N/mm^2 ablesen.

Auch in der aktuellen Überarbeitung der DIN EN 1995-1-1 wird folgende Regelung vorgeschlagen: „*in Service Class 1, the compression strength $f_{c,0,k}$ [...] of glulam made of softwoods may be increased by 20 %*“. Aktuell wird seitens der Autoren vorgeschlagen, für Holzprodukte bei denen dieses sichergestellt ist, in der Prooduktnorm eine erhöhte Druckfestigkeit für NKL 1 anzugeben.

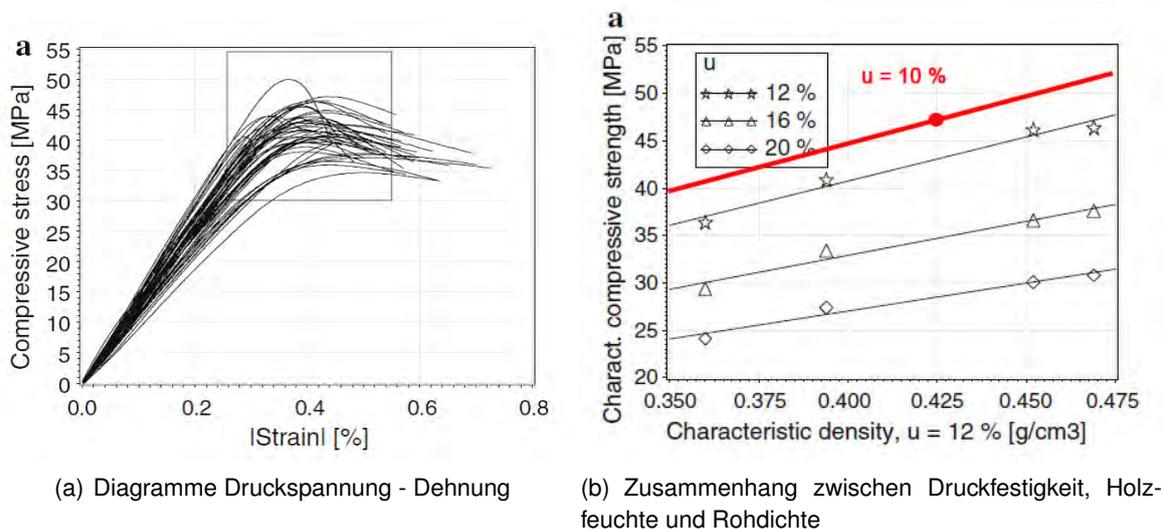


Abbildung 2.14: Druckfestigkeit von Brettsperrholz und Abhängigkeit von der Holzfeuchte. Die rot eingezeichnete Linie ist eine extrapolierte Abschätzung für eine Holzfeuchte von 10 %. [Frese u. a. 2012]

Es wird daher im Rahmen dieses Forschungsvorhabens vorgeschlagen, dem o. g. Ansatz aus der Überarbeitung von DIN EN 1995-1-1 zu folgen und den Bemessungswert der Druckfestigkeit um 20 % zu erhöhen, wenn eine Holzfeuchtigkeit von $< 16 \text{ % HF}$ im Bemessungszustand sichergestellt werden

kann. Dies dürfte bei den üblichen Anwendungen im Hochbau der Fall sein. In Sonderfällen, in denen dies nicht gewährleistet werden kann, sollte weiterhin mit der bisherigen geregelten Druckfestigkeit gerechnet werden.

Zusätzlich zu dieser rein materialbedingten höheren Holzfestigkeit kommt ein Systemeffekt aus der lokalen Beanspruchung des Werkstoffes Brettsperrholz hinzu: Die Querlagen führen zu einer nach unten zunehmenden Querverteilung der Lasten, die maximalen Spannungen sind somit nur in einem eng begrenzten Bereich unter der Lasteinleitungsplatte vorhanden. Dieser Effekt zeigt sich in der auf Mittelwertniveau gegenüber der Würfeldruckfestigkeit um 14,7 % erhöhten Bruchfestigkeit der Ankerprüfkörper. Die Begründung für diese erhöhte Festigkeit wird in den folgenden Punkten gesehen:

- Vorliegen eines „Einhängeeffektes“ und der seitlichen Fixierung der Längs- durch die Querlagen
- Querverteilung der Lasten unter $20^\circ - 25^\circ$ (vgl. Kapitel 3), daher deutliche Reduzierung der Druckbeanspruchung mit steigendem Abstand zur Lasteinleitung, nur kleiner Bereich mit maximalen Spannungen.

Es wird daher vorgeschlagen, einen Erhöhungsfaktor $k_{c,lokal}$ einzuführen, um diesen Effekt abzubilden. $k_{c,lokal}$ wird auf Basis der Versuche auf 1,1 festgelegt.

2.6 Auswertung

2.6.1 Bemessungsvorschlag

2.6.1.1 Rechnerische Bemessung des Lasteinleitungsbereichs

Grundsätzlich sind bei der Bemessung der Lasteinleitungsbereiche zwei Bemessungszustände zu unterscheiden und getrennt zu untersuchen:

1. **Kurzzeitzustand:** Der Zustand während des Spannvorgangs und bei außerplanmäßigen Überlastungen der Spannglieder. Nachzuweisen ist hier die Bruchlast der Litze gegen die Kurzzeitfestigkeit des Verankerungsbereichs. Der maximale Wert der Spannkraft während des Spannvorgangs P_0 ist somit nicht maßgebend, da er immer unter der Bruchlast des Spannglieds liegt.
2. **Langzeitzustand:** Der Dauerzustand mit planmäßiger zulässiger Vorspannkraft. Nachzuweisen ist hier die maximale zulässige Dauerlast der Spannglieder gegen die Langzeitfestigkeit des Verankerungsbereichs. Soweit Spannglieder nicht maximal ausgelastet werden, und die tatsächlich aufgebrachte Spannkraft ausreichend genau gemessen und sichergestellt werden kann, darf hier auch die tatsächliche Spannkraft verwendet werden.

Im Kurzzeitzustand ist nachzuweisen:

$$k_{mod} * f_{c,Anker,d} \geq \gamma_{p,unfav} * P_{max}/A_{netto} = 1,1 * P_{max}/A_{netto} \quad (2.1)$$

Im Langzeitzustand ist nachzuweisen:

$$k_{mod} * f_{c,Anker,d} \geq \gamma_{p,unfav} * P_{m,0}/A_{netto} = 1,1 * 0,85 * F_{p0,1k}/A_{netto} \quad (2.2)$$

mit:

k_{mod}	Modifikationsbeiwert nach DIN EN 1995-1-1
$f_{c,Anker,d}$	Längsdruckfestigkeit des Holzes im Verankerungsbereich
$\gamma_{p,unfav}$	Sicherheitsbeiwert auf der Einwirkungsseite
P_{m0}	maximal zulässige Kraft des Spannglieds nach Absetzen der Presse
P_{max}	Bruchlast des Spannglieds
A_{netto}	Netto-Längslagenfläche unter der Lasteinleitungsplatte
$F_{p0,1k}$	Kraft des Spannglieds bei der 0,1 % Dehngrenze

In der Projektarbeitsgruppe diskutiert wurde die Festlegung des Sicherheitsbeiwertes $\gamma_{p,unfav}$ auf der „Einwirkungsseite“, also der rechnerisch anzusetzenden, zu verankernden Spannkraft. Folgende Überlegungen und Sachverhalte waren dabei zu berücksichtigen:

- Die Zugkraft in den Spanngliedern lässt sich sehr genau messen. Sie wird bei jedem Spannvorgang im Spannprotokoll protokolliert. Die Messeinrichtungen und Spannpressen arbeiten üblicherweise mit einer Genauigkeit von $\pm 1\%$. Der Spannvorgang wird von speziell qualifiziertem Personal ausgeführt.
- Bedingt durch ständige werkseigene und externe Produktionskontrollen und die große Homogenität des Werkstoffes Stahl, sind die Schwankungen der Materialeigenschaften sehr gering.
- Für den Langzeitzustand wird die rechnerische Spannkraft nach Absetzen der Spannpresse (P_{m0}) angesetzt. Die tatsächlich auf das Bauteil langfristig einwirkende Kraft ist bereits nach kurzer Zeit infolge der Spannkraftverluste deutlich geringer, und nimmt während der Nutzungszeit weiter ab. Hieraus ergibt sich eine zusätzliche, aber nicht rechnerisch erfasste Sicherheit gegen Versagen des Verankerungsbereichs.

Für den Nachweis aufgrund Verankerungsversuchen nach ETAG 013 wird dort für den Sicherheitsfaktor $\gamma_{p,unfav} = 1,1$ angenommen. DIN EN 1992-1-1, Abschnitt 2.4.2.2 (3) nennt für *allgemeine Fälle* 1,0. Im Fall der Bemessung von Spaltzugbewehrung soll 1,35 verwendet werden, für *lokale Auswirkungen* 1,3.

Der Faktor k_{hum} (für „humidity“) bildet die erhöhte Festigkeit ab, wenn eine Holzfeuchte von weniger als 20 % HF vorliegt. Wenn HF < 16 % dauerhaft sichergestellt werden kann, darf k_{hum} zu 1,2 gewählt werden (vgl. 2.5.5.6). Der Faktor $k_{c,lokal}$ ergibt sich aus dem oben beschriebenen Einhängeneffekt und der Lastverteilung der Querlagen zu 1,1. Der Sicherheitsfaktor γ_m ist nach DIN EN 1995-1-1 wie üblich 1,3.

Nach Abstimmung mit der Projektarbeitsgruppe und unter Berücksichtigung der o. g. Aspekte wurde $\gamma_{p,unfav}$ für die hier vorliegende Anwendung auf 1,1 festgelegt. Der Bemessungswert der Längsdruckfestigkeit des Holzes im Verankerungsbereich wird wie folgt vorgeschlagen:

$$f_{c,Anker,d} = f_{c,0,k} * k_{hum} * k_{lokal} / \gamma_m \quad (2.3)$$

Für die Holzfestigkeitsklasse C24 ergibt sich somit der Bemessungswert der Kurzzeit-Längsdruckfestigkeit (ohne k_{mod}) von $f_{c,Anker,d} = 21,0 \cdot 1,2 \cdot 1,1 / 1,3 = 21,3 \text{ N/mm}^2$. Auf Basis dieses Wertes können der Verankerungsbereich sowie die Ankerplatte dimensioniert und nachgewiesen werden.

2.6.1.2 Bemessung der Ankerplatten aus Stahl

Die Bemessung der Ankerplatten kann nach DIN EN 1993-1-1 erfolgen. Die Belastung wird rechnerisch gleichmäßig auf die Querschnittsflächen der Längslagen verteilt, so dass z. B. bei einem fünfschichtigen BSP-Aufbau drei „Streifen“ (mit einer Aussparung wegen des Spannkanals) die Last übertragen. Je nach Bauform der Spannverankerung bzw. des Keilgehäuses ergeben sich entsprechende Spannungen in der Stahlplatte, vorwiegend aus Biegung und Schubkräften. Aufgrund des im Verhältnis zum Stahl „weichen“ Holzes ist die Verwendung des Nachweisverfahrens elastisch-plastisch sinnvoll, wobei sich die maßgebende Beanspruchung aus dem Lastfall „Bruchlast des Spannglieds“ ergibt.

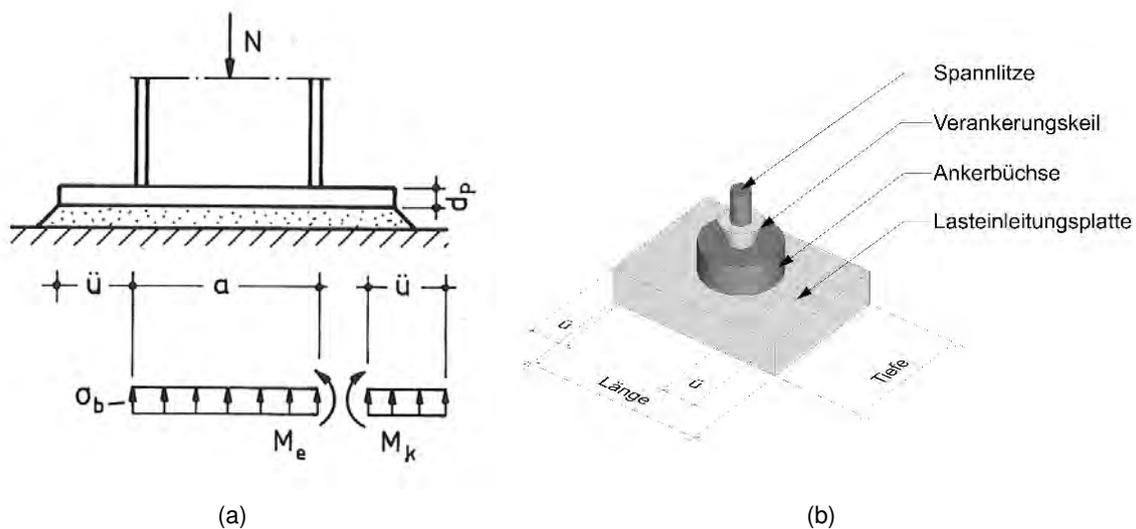


Abbildung 2.15: Vereinfachte Lastverteilung für Stützenfüße im Stahlbau, Übertragung auf die Ankerplatte

Beispielhaft wurde eine Bemessung der Ankerplatten für die LENO-Typen 150 bis 240 und jeweils ein oder zwei Spannstahlritzen $A_P = 150 \text{ mm}^2$ St 1660/1880 durchgeführt. Die Bemessung erfolgte auf Basis der Biegespannungen in der Stahlplatte. Die Bemessung geht von folgenden Annahmen aus:

- Die Druckspannungen zwischen Hirnholz und Stahl sind konstant.
- Für die Bemessung der Stahlplatte wird auf der sicheren Seite liegend angenommen, dass die ermittelte Druckspannung in den Längslagen vollflächig auf die Stahlplatte einwirkt.
- Die Bemessung der Stahlplatte erfolgt elastisch-plastisch

- Die Stahlgüte ist S235

Der Bemessungsablauf ist wie folgt:

1. Durch Umstellen der obigen Nachweisformel (2.2) nach A_{netto} wird die erforderliche Netto-Längslagenfläche für die Aufnahme der Dauerlasten aus den Spanngliedern (P_{m0}) ermittelt (Formel 2.4). Hierbei könnten prinzipiell der Kurzzeit- oder der Langzeitzustand maßgebend werden, allerdings ist unter Anwendung der o. g. Materialeigenschaften und Sicherheitsfaktoren immer der Langzeitzustand maßgebend. Werden die Spannglieder planmäßig nicht voll ausgenutzt, kann trotzdem der Kurzzeitzustand unter Verwendung der Bruchlast der Spannglieder maßgebend nach Formel (2.1) werden.
2. Unter Berücksichtigung des konkreten Lagenaufbaus des Brettsperrholzelements und der Abmessungen des Spannkanals wird die erforderliche Länge der Lastenleitungsplatte bestimmt. Formel (2.5) gilt beispielhaft für fünfplagiges Brettsperrholz mit symmetrischem Aufbau und einer Stärke der Mittellage t_2 und Außenlagen t_1 sowie Spannkanalbreite b_k .
3. Unter Verwendung der Bruchlast der Spannglieder (Kurzzeitzustand) wird die Netto-Druckspannung im Holz mit der vorher bestimmten Nettofläche berechnet (2.6).
4. Unter Berücksichtigung der Geometrie des Ankerkörpers ergibt sich der seitliche Überstand der Stahlplatte, wobei der Überstand in beiden Richtungen maßgebend werden kann (vgl. Abbildung 2.15).
5. Mit diesem Überstand und der errechneten Druckspannung wird das Biegemoment in der Stahlplatte bestimmt (2.7) und der Spannungsnachweis geführt, bzw. die erforderliche Stärke der Stahlplatte berechnet (2.8). Alternativ kann auch (genauer) z. B. mit einer Finite-Elemente-Berechnung das Spannungsniveau berechnet und die Nachweise geführt werden.

$$A_{netto} = \gamma_{p,unfav} * P_{m0} * k_{mod} * f_{c,Anker,d} = \frac{1,1 * P_{m0}}{0,6 * f_{c,0,k} * 1,2 * 1,1/1,3} \quad (2.4)$$

$$l_{erf} = \frac{A_{netto} + b_k * t_2}{2 * t_1 + t_2} \quad (2.5)$$

$$\sigma_{netto} = P_{max} / A_{netto} \quad (2.6)$$

$$M_k = \sigma_{netto} * \frac{u^2}{2} \quad (2.7)$$

$$d_{Stahlplatte} = \sqrt{4 * \frac{M_k}{\gamma_m * \sigma_{R,k}}} \quad (2.8)$$

mit:

k_{mod}	Modifikationsbeiwert nach DIN EN 1995-1-1
$f_{c,Anker,d}$	Längsdruckfestigkeit des Holzes im Verankerungsbereich
$\gamma_{p,unfav}$	Sicherheitsbeiwert auf der Einwirkungsseite
P_{m0}	maximal zulässige Kraft des Spannglieds nach Absetzen der Presse
A_{netto}	Netto-Längslagenfläche unter der Lasteinleitungsplatte
u	Überstand der Ankerplatte neben dem Keilgehäuse (vgl. Abbildung 2.15 b))
M_k	Biegemoment in der Stahlplatte
$\sigma_{R,k}$	charakteristische Stahlfestigkeit

Unter Annahme der Stahlgüte S235, ein bzw. zwei Litzen St 1660/1860 $A_P = 150 \text{ mm}^2$, Spannkanalbreiten von 34 mm bzw. 70mm, LENO-Brettsperrholz CL24 und einem Durchmesser des Ankergehäuses von 95 mm wurden die erforderlichen Ankerplattenlängen- und Stärken berechnet (Tabelle 2.10). Die Spannungsermittlung im Stahl ergibt sich unter der Annahme einer Momentenverteilung nach dem Modell in Abbildung 2.15 a). Bei anderen geometrischen Daten der Verankerung oder anderen Stahlgüten ergeben sich entsprechend andere Abmessungen. Bei Verwendung von z. B. S355 anstelle von S235 lassen sich 5 mm bis 10 mm der Stärke der Ankerplatten einsparen.

LENO-Typ	150	170	180	200	220	240
Länge [mm] (1 Litze)	183	183	142	123	109	109
Länge [mm] (2 Litzen)	367	367	285	247	219	219
Ankerplattenstärke	15 mm	20 mm	25 mm	30 mm	35 mm	50 mm

Tabelle 2.10: erforderliche Ankerplattenlänge und Ankerplattenstärke für LENO-Typen 150 bis 240

2.6.1.3 Bemessung der Hybridankerplatten

Die UHPC-Ankerplatte muss die entstehenden Biege- und Schubspannungen aufnehmen können. Dies war bei den weiterentwickelten Ankerplatten des Typs HA-2 der Fall, ist jedoch für jede andere Geometrie der Ankerplatten individuell bzw. über eine Reihenbildung nachzuweisen. Die Netto-Kontaktfläche zum Holz muss bei der rechnerischen Nachweisführung den oben angegebenen Werten entsprechen. An den Ergebnissen der Druckfestigkeit der Serie E (vergleichbar bzw. höher zu Stahlankerplatten) kann man die grundsätzlich gute Eignung des Hybridanker HA-2 als Ankerplatte sehen.

Der UHPC des Hybridankers nimmt die inneren Druckkräfte auf. Die entstehenden Zugkräfte werden durch eine Umschnürung aufgenommen. Die Steifigkeit der Umschnürung ist entscheidend für den mehraxialen Spannungszustand im UHPC. Je nach Höhe des Hybridankers wird eine bestimmte Menge an Stahl, GFK, CFK oder Betonstahl benötigt, um die Zugkräfte ohne zu große Verformungen aufzunehmen. Der Innendruck durch die Zugkräfte aus der Belastung kann auf eine Zugkraft im Stahlring umgerechnet werden. Die Zugfestigkeit des UHPCs wird bei der Berechnung vernachlässigt. Unter Berücksichtigung der erforderlichen Höhen können so erforderliche Ringdicken ermittelt

werden. Der Bemessungsansatz ist in [Fischer u. a. 2014] im Detail erläutert.

2.6.2 Nachweis durch Zulassung

Alternativ zum rechnerischen Nachweis kann der Lasteinleitungsbereich auch versuchstechnisch im Rahmen einer bautechnischen Zulassung (ETA) nachgewiesen werden. Die hierfür erforderlichen Prüfungen sind in ETAG 013 definiert. Diese Vorgehensweise führt in der Regel zu einer höheren Auslastung, da die tatsächliche Bruchlast der Versuche, und nicht eine rechnerische Annahme zur Holzdruckfestigkeit verwendet wird. Auf diese Weise kann eine Verringerung der erforderlichen Ankerplattenabmessungen erreicht werden, nachteilig ist der erhöhte Aufwand für die Bauteilversuche und die Erstellung einer bautechnischen Zulassung bzw. ETA.

Der Belastungsverlauf wurde als Kombination aus DIN EN 26891 und Zyklen nach ETAG 013 gewählt. Bei der Nutzung von Ankerplatten aus Stahl erscheint die Prüfung ausschließlich nach DIN EN 26891 als gerechtfertigt. Bei Verwendung von Ankerplatten aus UHPC ist das Prüfprogramm ? aufgrund des Übergangs von ETAG013 zu EAD16 ? mit einer Zulassungsstelle abzustimmen.

Nachzuweisen ist für den Kurzzeitzustand:

$$F_u \geq 1,1 * F_{pk} * (f_{c,mean} / f_{c,mean,ETA}) \quad (2.9)$$

Nachzuweisen ist für den Langzeitzustand:

$$F_u \geq 1,1 * F_{pk} * (f_{c,mean} / f_{c,mean,ETA}) \quad (2.10)$$

Mit:

F_u	Mittelwert der erreichten Druckkraft aus einer Serie Ankerprüfungen nach ETAG 013
F_{Pk}	Bruchlast des zu verankernden Spannglieds
P_{m0}	maximale Vorspannkraft nach Absetzen der Spannprese, gemäß Zulassung
k_{mod}	Modifikationsbeiwert nach DIN EN 1995-1-1, hier: $k_{mod} = 0,6$
$f_{c,mean,Versuch}$	Mittelwert der gemessenen Holzdruckfestigkeit an Probewürfeln aus der Brettsperrholzcharge, der auch die Ankerprüfkörper entnommen wurden
$f_{c,mean,ETA}$	in der ETA festzulegender mindestens erforderlicher Mittelwert der Holzfestigkeit im Verankerungsbereich

Neben dem Spannungsnachweis des Verankerungsbereichs sind folgende konstruktive Regeln einzuhalten:

- Die Spannkanäle sollen mindestens 150 mm vom Wandende entfernt sein.
- Der Randabstand der Lasteinleitung am Wandende sollte mindestens die halbe Breite der Lasteinleitungsplatte betragen.

- Der Abstand der Lasteinleitungsplatten untereinander sollte mindestens ihrer Breite entsprechen.

2.7 Gesamtergebnis

Es wurde in insgesamt sieben Versuchsreihen und zusätzlichen Vorversuchen das Trag- und Verformungsverhalten von Lasteinleitungen zur Verankerung von intern geführten Spanngliedern an den Schmalseiten von Brettsperrholzplatten untersucht. Auf Basis dieser Versuche wurde ein Bemessungsvorschlag für den Nachweis des Holzes und der Ankerplatten aus Stahl erarbeitet. Das typische Bruchverhalten dieses Detailpunktes wurde festgestellt und analysiert. Für die Nachweisführung wurden entsprechende Nachweiskonzepte erarbeitet.

Zur Anwendung sind die folgenden Randbedingungen zu beachten:

- Verwendung von symmetrischen Brettsperrholzaufbauten
- zentrische Spanngliedführung in der Mittellage des Brettsperrholzes
- Die in Abschnitt 2.6.1.1 festgelegten Bemessungswerte der Holzdruckfestigkeit gelten für eine Lasteinleitung aus maximal zwei Monolitzen St 1660/1860 $A_P = 150 \text{ mm}^2$ je Ankerpunkt.

Es zeigt sich, dass die lokal aufnehmbaren Druckspannungen deutlich höher liegen, als nach einer Bemessung nach DIN EN 1995-1-1 auf Basis der normativ geregelten Holzdruckfestigkeiten anzunehmen wäre. Es sind somit bei Anwendung der vorgestellten Ergebnisse erhebliche Reduzierungen der erforderlichen Ankerplattenabmessungen möglich, ohne das nach DIN EN 1990 vorgesehene Sicherheitsniveau zu reduzieren. Alternativ zu Ankerplatten aus Stahl ist auch die Verwendung Hybridankerplatten aus UHPC möglich, wenn dieses die entstehenden Zug- und Schubspannungen aufnehmen können. Der entwickelte Ankerplattentyp HA-2 mit Umschnürung durch einen Stahlrohrabschnitt erfüllt diese Anforderung.

3 Lastausbreitung in Plattenebene

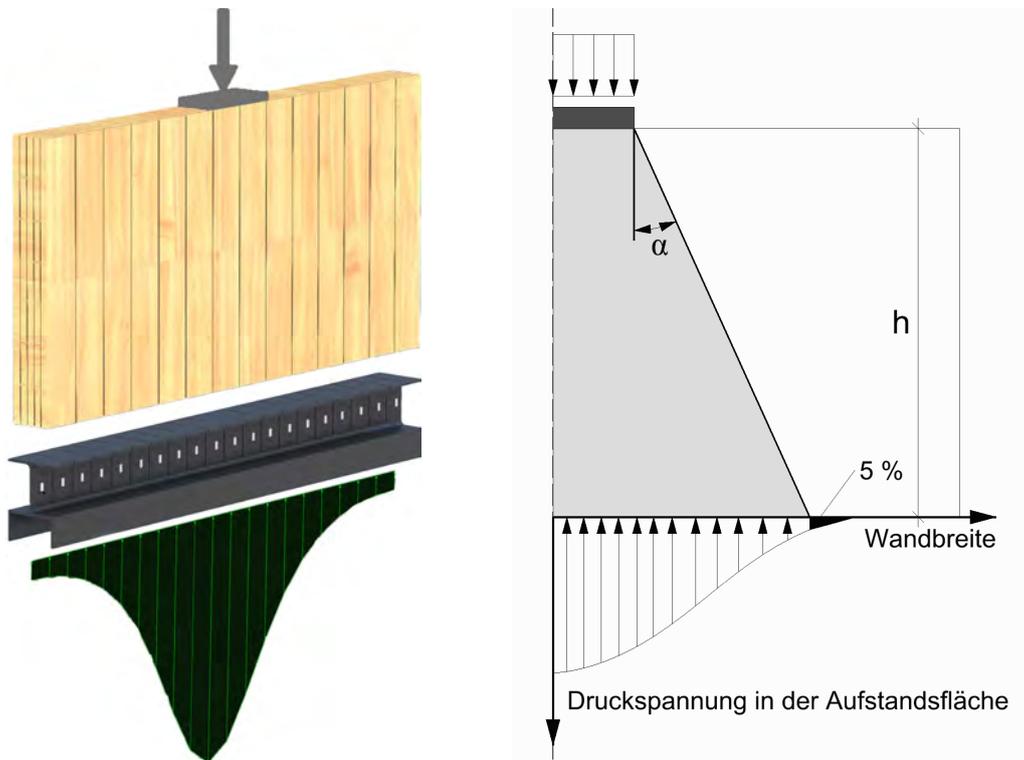
3.1 Fragestellung

Für das in diesem Forschungsvorhaben betrachtete Vorspannkonzept werden hohe Kräfte aus den Spannritzen konzentriert an den Stirnkanten der Brettsperrholzplatten eingeleitet, ähnlich wie an sonstigen Einzellasten in Plattenebene, beispielsweise an Auflagern von Unterzügen oder Stützen.

Neben der Frage nach der lokalen Tragfähigkeit (Kapitel 2) ist daher zu klären, wie sich solche Einzellasten in Plattenebene ausbreiten. Diese Information wird beispielsweise gebraucht, wenn Spannungsnachweise in bestimmtem Abstand zur Lasteinleitung geführt werden müssen, oder um die für Knicknachweise relevanten Spannungen zu ermitteln.

Die Verteilung der eingeleiteten Kräfte ergibt sich im Wesentlichen aus den Faktoren Schubsteifigkeit, Dehnsteifigkeit in Längs- und Querrichtung, sowie der Auflagersteifigkeit. Die Lastverteilung in einer bestimmten Schnittfuge einer Platte rechtwinklig zur Krafrichtung ist immer nichtlinear, ihre Größe nimmt mit steigendem senkrechtem Abstand zur Achse der einwirkenden Kraft ab. Bei Brettsperrholz kommt hinzu, dass die einzelnen Bretter sich infolge natürlicher Streuung mehr oder weniger stark in ihren Eigenschaften unterscheiden, wenn sie ohne Schmalseitenverklebung verarbeitet sind wirken sich zudem die Fugen zwischen den Brettern aus.

Für die praktische Anwendung und Bemessung wurde daher eine Rechengröße zur Charakterisierung der Verteilung eingeführt, der *Lastausbreitungswinkel*. Er beschreibt den Winkel zwischen der Senkrechten am Rand der Lasteinleitungsfläche und dem Punkt auf einer horizontalen Schnittebene, an dem die Summe der *außerhalb* liegenden Kraftanteile weniger als 5 % der Gesamtkraft entspricht (vgl. Abbildung 3.1). Zur Bestimmung dieses Winkels für verschiedene Brettsperrholzaufbauten und weitere Parameter wurden eine umfangreiche Finite-Elemente-Studie und eine Versuchsserie durchgeführt und ausgewertet.



(a) Spannungsverteilung an einem linearen Messelement am Wandfuß

(b) Definition des Lastausbreitungswinkels

Abbildung 3.1: Lastausbreitung infolge einer Einzellast in Plattenebene

3.2 Finite-Elemente-Studie

3.2.1 Untersuchungsziel und Vorgehensweise

Die Parameterstudie wurde im Vorfeld der versuchstechnischen Untersuchung durchgeführt, um zunächst rechnerisch die zu erwartenden mechanischen Eigenschaften zu bestimmen und einzugrenzen. Sie sollte außerdem zur Erweiterung der Kenntnisse über die Versuchsergebnisse hinaus beitragen, indem durch die rechnerische Modellierung ein größeres Untersuchungsspektrum ermöglicht wurde. Ziel war die Ermittlung des Lastausbreitungswinkels bei Einleitung von Einzellasten in Plattenebene von Brettsperrholzbauteilen bei verschiedenen geometrischen und mechanischen Randbedingungen. Das Finite-Elemente-Modell wurde von [Westermayr 2016] mit der Software RFEM, Version 5.05.0030 der Dlubal GmbH erstellt. Betrachtet wurden insbesondere die folgenden Parameter:

- Schmalseitenverklebung ja/nein
- variierender Querlagenanteil

- natürliche Streuung von Materialeigenschaften
- Einfluss verschiedener Literaturangaben zu den elastischen Materialparametern, insbesondere der Querdehnzahl
- Einfluss der Lage der Lasteinleitungsfläche relativ zu den Brettlagen
- Einfluss des Verhältnisses Breite/Höhe einer Brettsper Holzplatte

3.2.2 Geometrie und Materialparameter

Das FE-Modell wurde einheitlich mit einer Höhe (z-Richtung in Abbildung 3.2) von 3000 mm entsprechend einer praxistypischen Wandhöhe erstellt. Modelle mit davon abweichenden Höhen zwischen 2000 und 5000 mm wurden für die Modellierung des Einflusses verschiedener Wandhöhen (Abschnitt 3.2.6.4) genutzt. Die Wandbreite (x-Richtung in Abbildung 3.2) wurde jeweils so gewählt, dass die Spannungen im Fußauflager an den Seiten gegen Null gehen. Es ergaben sich daraus Breiten von maximal 5000 mm. Die Wandstärke wurde einheitlich mit 160 mm gewählt, bestehend aus fünf Brettlagen mit Orientierung der Decklagen in z-Richtung.

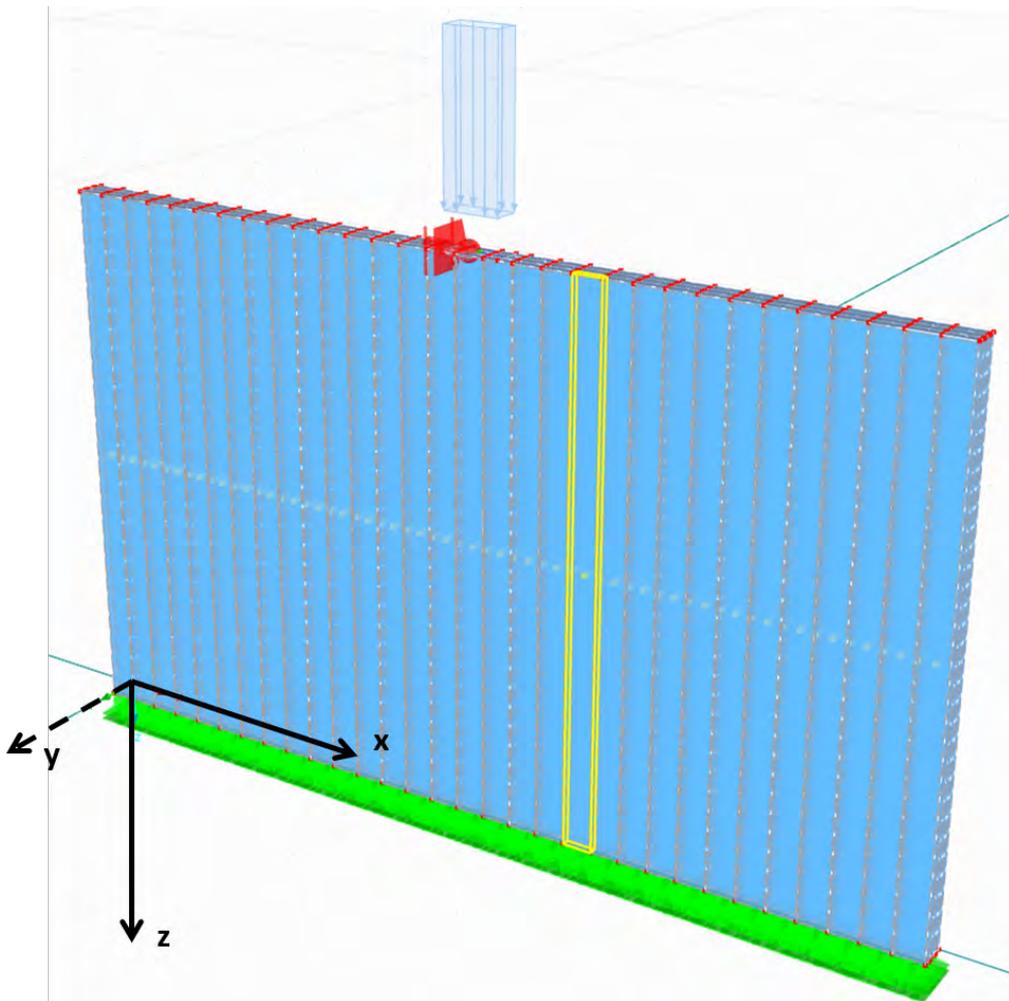


Abbildung 3.2: Gesamtansicht des räumlichen FE-Modells ([Westermayr 2016])

Die Stärke der Querlagen ergibt sich aus dem jeweils verwendeten Querlagenanteil, entsprechend lässt sich die Stärke der Längslagen bestimmen:

$$t_{quer} = 160mm * \frac{\text{AnteilQuerlagen}[\%]}{100 * n_{Querlagen}} \quad (3.1)$$

Der Querlagenanteil wurde in 5 % Schritten von 10 bis 50 % variiert, was zu folgenden BSP-Aufbauten geführt hat:

Querlagenanteil [%]	Lagenaufbau	Gesamtdicke der Querlagen [mm]
10	48 – 8 – 48 – 8 – 48	16
20	42,7 – 16 – 42,7 – 16 – 42,7	32
25	40 – 20 – 40 – 20 – 40	40
30	37,3 – 24 – 37,3 – 20 – 37,3	48
40	32 – 32 – 32 – 32 – 32	64
50	26,7 – 40 – 26,7 – 40 – 26,7	80

Tabelle 3.1: verwendete Lagenaufbauten und Querlagenanteile

Die Materialparameter wurden mit Ausnahme des Modells zur Variation der Querdehnzahl und der stochastisch verteilten Materialeigenschaften entsprechend [Neuhaus 2009] wie folgt angenommen:

E-Modul [N/mm^2]			Schubmodul [N/mm^2]			Poissonzahl [-]		
L	R	T	LR	TR	TL	LR	TR	TL
10.000	800	450	600	40	650	0,027	0,6	0,033

Tabelle 3.2: Materialparameter nach Neuhaus [2009]

Diese Werte gelten für Fichtenholz bei einer Holzfeuchte von 12,0 %. Sie entsprechen weitgehend den Werten aus EN 338:2016 für die Festigkeitsklasse C24. Der Rollschubmodul variiert erheblich u. a. mit der Dicke der Querlagen, weshalb hier die Berücksichtigung des Lagenaufbaus sinnvoll sein kann [Ehrhart 2015]. Da in der betrachteten Anwendung allerdings kein Rollschub auftritt und der Rollschubmodul daher keine Rolle spielt, wurde darauf verzichtet.

3.2.3 Modellierung

3.2.3.1 Modelleigenschaften

Die Verbindungen der einzelnen Bretter untereinander wurden als ideal starr angenommen. Die Fugen zwischen den Brettern bei nicht schmalseitenverklebtem BSP wurden mit 2,0 mm Breite angenommen und als isotropes linear elastisches Material mit $E = G = 1 * 10 - 10N/mm^2$ und $\nu = 0$ modelliert. Dies hatte den Grund, dass bei im Modell „leeren“ Zwischenräumen die Netzbildung wesentlich ungleichmäßiger und rechenintensiver wurde und zu diversen numerischen Problemen führte.

Die Lasteinleitungsplatte wurde mit einer 50 mm dicken Stahlplatte der Kantenlängen 320 mm x 160 mm realisiert, was sich auch (anhand der Lasteinleitungsversuche) als realistische praxistaugliche Variante bestätigt hat. Der Stahl wurde als linear-elastisches isotropes Material wie folgt definiert: $E = 210.000N/mm^2$, $G = 8.100N/mm^2$, $\nu = 0,296$.

Die Auflagerung am Wandfuß wurde mit gelenkigen Punktlagern realisiert, welche als ideal starr in z-Richtung und frei verschieblich in x- und y-Richtung definiert wurden. Die Lager wurden entsprechend der Netzweite alle 20 mm angebracht. Um das Modell im Raum zu fixieren, wurden zusätzlich am Wandkopf einwertige Punktlager angebracht, welche aber keine Kräfte aufnahmen und zu keinen Zwangsspannungen führten.

3.2.3.2 FE-Netz

Aufgrund der einfachen rechteckigen Geometrie des Modells konnte ohne Schwierigkeiten eine gleichmäßige Netzstruktur erreicht werden. Die Maschenweite l_{FE} wurde mit 20 mm festgelegt, als idealer Kompromiss zwischen Modellierungsgenauigkeit und benötigter Rechenzeit. Das Diagonalenverhältnis D_1/D_2 wurde mit 1 festgelegt, was zu vorwiegend quadratischen Maschen führt und die Qualität der Rechenergebnisse verbessert, da unregelmäßige oder spitzwinkelige Maschen vermieden werden. Eine Netzverfeinerung an Ecken oder Auflagerpunkten war nicht erforderlich. (vgl. Abbildung 3.3)

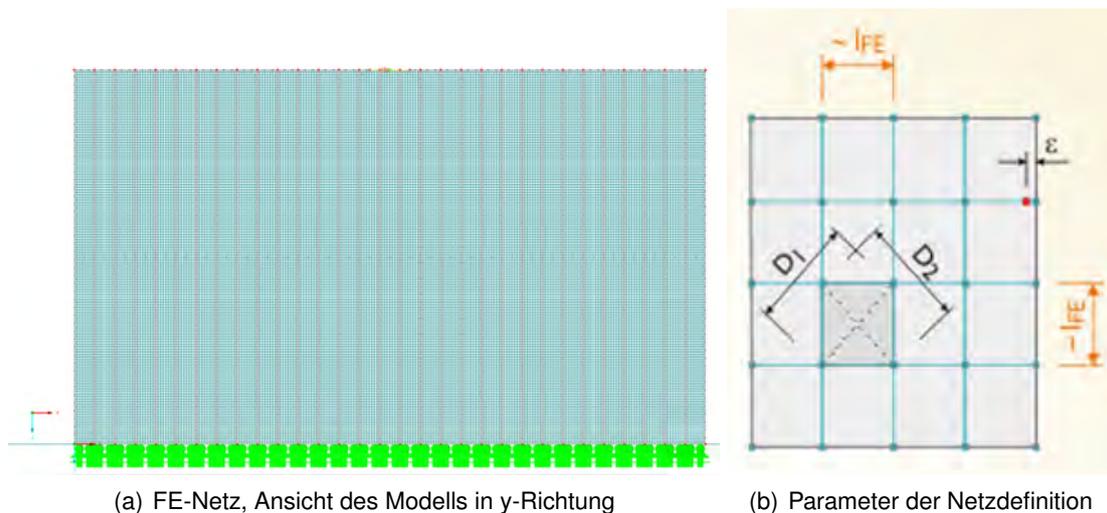


Abbildung 3.3: FE-Netz, Ansicht und Parameter ([Westermayr 2016])

3.2.4 Lastaufbringung

Die Last wurde als gleichmäßig verteilte Flächenlast auf die Stahlplatte aufgebracht. Sie wurde so bemessen, dass für jedes Modell die Druckspannung in den Längslagen identisch war. Die erwünschte Druckspannung wurde als im Dauerzustand maximal aufnehmbare Spannung wie folgt definiert:

$$\sigma_0 = k_{mod} * \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_m} \quad (3.2)$$

Die resultierende Druckspannung auf die Lasteinleitungsplatte ergibt sich daraus unter Berücksichtigung des Längs- zu Querlagenverhältnisses entsprechend:

$$\sigma_{Stahl} = \sigma_0 * \frac{A_{netto}}{A_{brutto}} \quad (3.3)$$

Je nach Querlagenanteil wurde somit auf die Stahlplatte eine Druckspannung von $4,8 \text{ N/mm}^2$ (für Querlagenanteil 50 %) bis zu $9,7 \text{ N/mm}^2$ (für Querlagenanteil 0 %) aufgebracht. Die entsprechende Gesamtkraft lag zwischen 248 kN und 496 kN .

3.2.5 Auswertung der FE-Modelle

Um die Rechenergebnisse der weiteren Auswertung zugänglich zu machen, wurden zunächst die Auflagerkräfte an den Punktlagern aus dem jeweiligen FE-Modell entnommen und in eine Tabellen-datei übertragen. Hierbei war es ausreichend, jeweils nur eine Hälfte des Modells seitlich der vertikalen Symmetrieachse in der Mitte zu betrachten. Die Auflagerkraft konnte danach als Diagramm mit einer Kraftkoordinate in y- und der Wandbreite in x-Richtung aufgetragen werden (Beispiel vgl. Abbildung 7). Die Auflagerkräfte wurden dabei in Druckspannungen längs zur Faser in den Längslagen umgerechnet.

Anschließend wurde auf Basis dieser Spannungsverteilung der Lastausbreitungswinkel ermittelt. Allgemein ergibt sich der Winkel gemäß Abbildung 3.1 b) zu

$$\alpha = \arctan\left(\frac{b}{h}\right) \quad (3.4)$$

Es stellt sich hierbei jedoch die Frage, wie der „Nullpunkt“ (die Horizontalkoordinate, bei der die Druckspannungen erstmals Null sind) definiert wird. Wenn der tatsächliche Nullpunkt verwendet wird (Abbildung 3.4 a)), ergeben sich unrealistisch „breite“ Verteilungen, da die Spannungen asymptotisch auslaufen und zudem die betragsmäßig wesentlich größeren Spannungen im mittleren Bereich nicht quantitativ berücksichtigt werden. Andere Ansätze bestehen darin, entweder die letzten 5 % der Anzahl der Messwerte „abzuschneiden“ oder den Schnitt auf 5 % der Spannungshöhe zu legen (vgl. Abbildung 3.4 b) und c)). Beide Möglichkeiten wurden verworfen. Gewählt wurde schließlich der Ansatz nach Abbildung 3.4 d), bei dem 5 % des Flächenintegrals (und somit der tatsächlichen Kräfte) „abgeschnitten“ werden. Diese Lösung wurde unter Berücksichtigung aller Aspekte als die ingenieurmäßig sinnvollste Variante ausgewählt.

Die notwendige Integration erfolgte numerisch auf Basis der Auflagerkräfte getrennt für die jeweiligen FE-Modelle, aus der x-Koordinate bei 5 % der Kräfte ergibt sich nach Formel 3.4 der gesuchte Winkel.

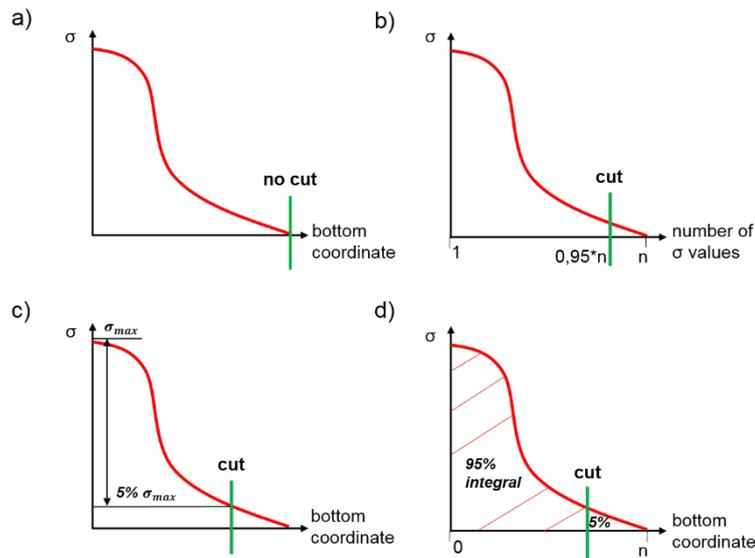


Abbildung 3.4: Verschiedene Ansätze zur Berechnung des Lastausbreitungswinkels ([Westermayr 2016])

3.2.6 Ergebnisse

3.2.6.1 Einfluss des Querlagenanteils - nicht schmalseitenverklebt

Die Rechenergebnisse sind im Diagramm Abbildung 3.5 dargestellt. Es zeigt sich deutlich der Einfluss der einzelnen Brettbreiten, die Brettfugen ergeben deutliche Schwankungen über die Bauteilbreite. Ein Einfluss des Querlagenanteils ist eindeutig erkennbar. Es ergeben sich rechnerisch die folgenden Winkel:

QL-Anteil [%]	10	20	30	40	50
Winkel [°]	21	23	25	27	28

Tabelle 3.3: Tabelle Lastausbreitungswinkel – nicht schmalseitenverklebt

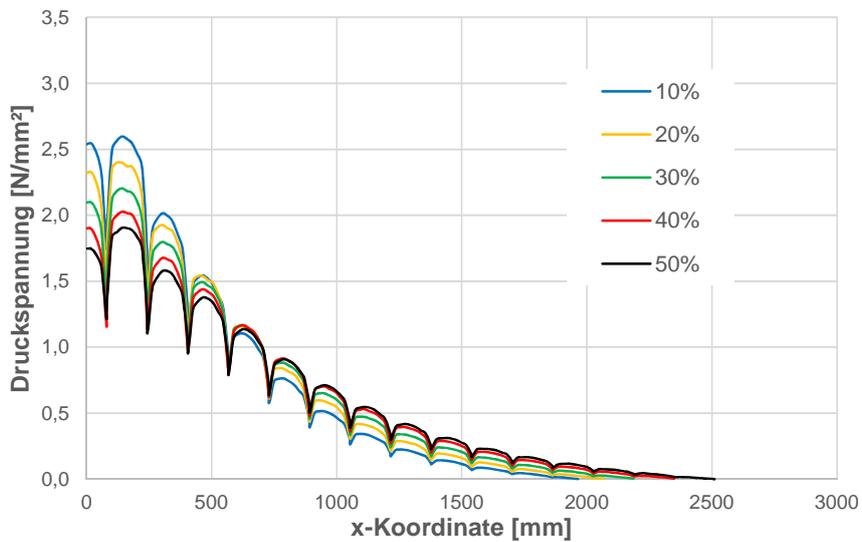


Abbildung 3.5: Einfluss des Querlagenanteils, nicht schmalseitenverklebt

3.2.6.2 Einfluss des Querlagenanteils schmalseitenverklebt

Die Rechenergebnisse sind im Diagramm Abbildung 3.6 dargestellt. Gut erkennbar ist die gleichmäßige Spannungsverteilung ohne Schwankungen infolge der Fugenspalte. Ein Einfluss des Querlagenanteils ist eindeutig erkennbar. Die Verteilung ist insgesamt etwas breiter als bei der Variante ohne Schmalseitenverklebung. Es ergeben sich rechnerisch die folgenden Winkel:

QL-Anteil [%]	10	20	30	40	50
Winkel [°]	24	26	27	28	30

Tabelle 3.4: Tabelle Lastausbreitungswinkel – schmalseitenverklebt

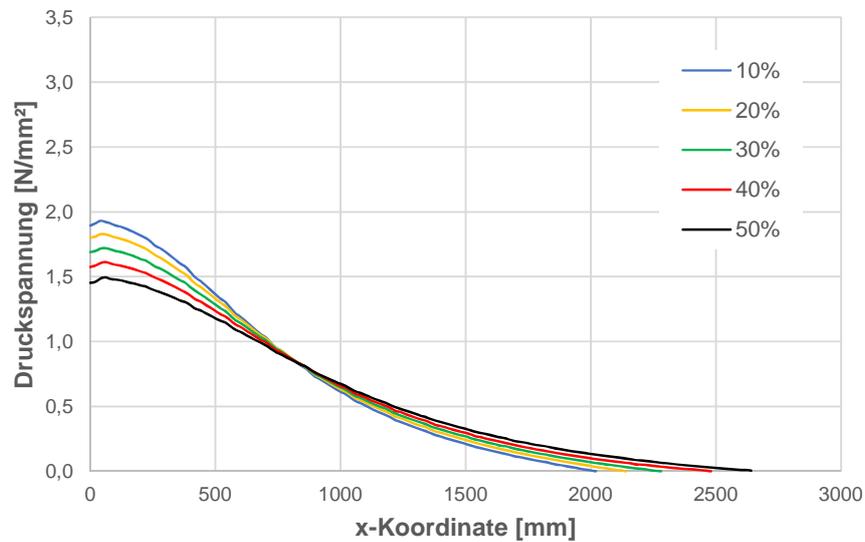


Abbildung 3.6: Einfluss des Querlagenanteils, schmalseitenverklebt

3.2.6.3 Einfluss der Schmalseitenverklebung

Zur qualitativen Verdeutlichung der der Ergebnisse werden nur die Varianten mit 10 % und 50 % Querlagenanteil dargestellt und ausgewertet (vgl. Abbildung 3.7). Es zeigt sich deutlich der Unterschied der beiden Varianten, der sich in den maximalen Spannungen, der Verteilungsbreite, und dem Maß der Spannungsschwankungen infolge der Brettfugen ausdrückt.

Die Modelle mit schmalseitenverklebten Lamellen erhalten geringere Spitzenwerte der Druckspannungen in der Bodenfuge, bei einer gleichzeitig breiteren Lastverteilung. Die errechneten Winkel sind in der folgenden Tabelle dargestellt:

QL-Anteil [%]	10	20	30	40	50
Winkel [°] SSV	24	26	27	28	30
Winkel [°] nicht SSV	21	23	25	27	28

Tabelle 3.5: Tabelle Lastausbreitungswinkel – Einfluss der Schmalseitenverklebung

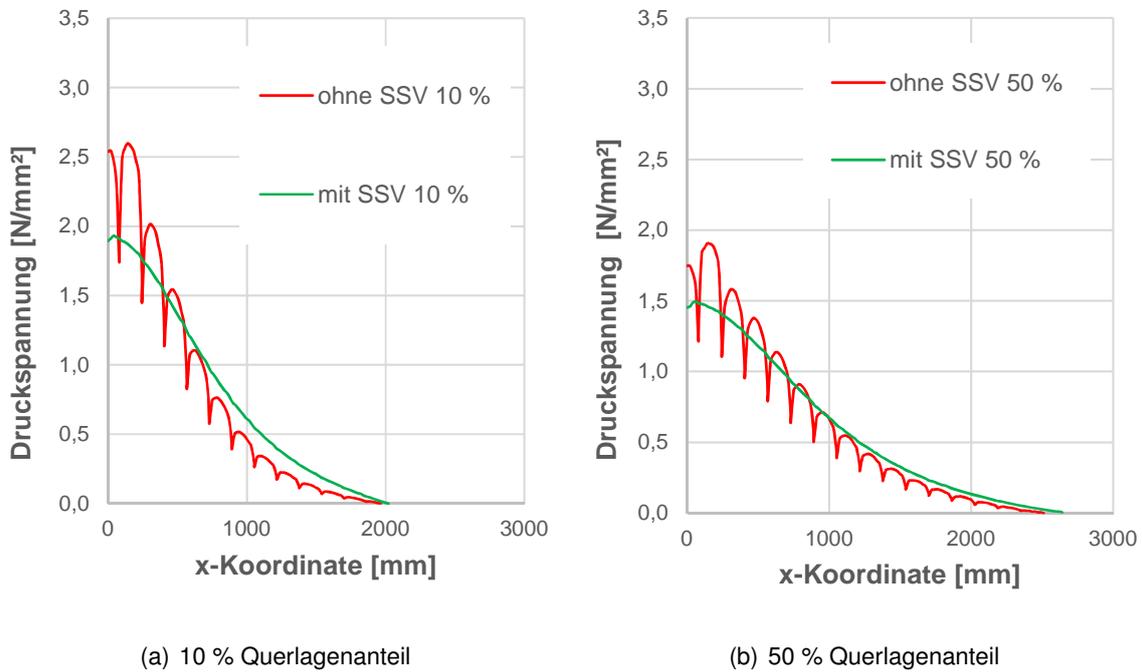


Abbildung 3.7: Einfluss der Schmalseitenverklebung

3.2.6.4 Einfluss der Bauteilhöhe

Die Höhe einer Wandscheibe wirkt sich auf die Breite der Lastverteilung aus. Ein äquivalenter Effekt ergibt sich bei unterschiedlichen Steifigkeiten der Auflagerung am Wandfuß. Zur Untersuchung des Einflusses wurden sieben Wände mit Höhen zwischen 2000 mm und 5000 mm in 500 mm Schritten modelliert. Als Basis wurde ein Aufbau mit 25 % Querlagenanteil ohne Schmalseitenverklebung ausgewählt und entsprechend Abschnitt 3.2.4 belastet. Die Ergebnisse der Berechnung sind in Abbildung 3.8 und Tabelle 3.6 dargestellt.

Wandhöhe [mm]	2000	2500	3000	3500	4000	4500	5000
Winkel [°]	26	26	24	24	23	23	23

Tabelle 3.6: Tabelle Lastausbreitungswinkel – Vergleich Wandhöhen

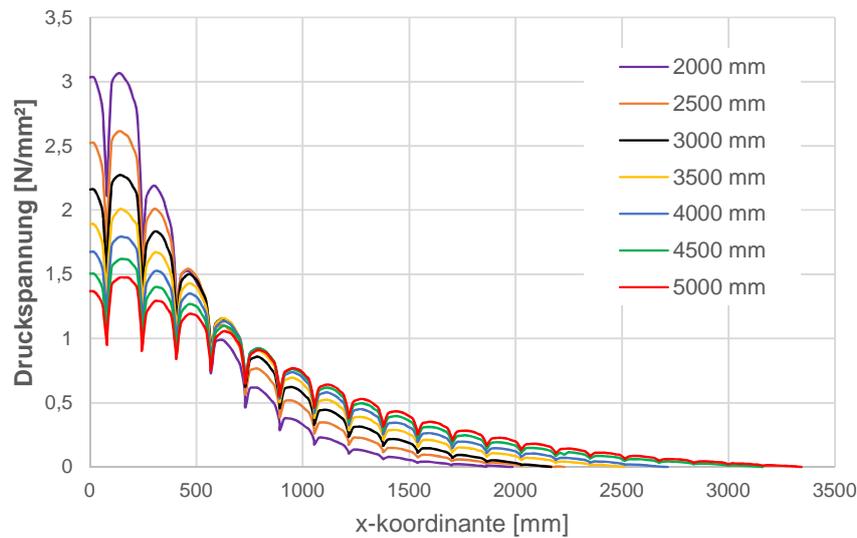


Abbildung 3.8: Einfluss unterschiedlicher Wandhöhen

Die Lastausbreitungswinkel nehmen mit steigender Wandhöhe ab. Die Unterschiede sind jedoch gering, und können für praktisch auftretende Wandhöhen vernachlässigt werden. Es erscheint gerechtfertigt, für Wandhöhen zwischen 2,0 m und 5,0 m einen einheitlichen Winkel zu verwenden. Für den Fall geringerer Höhen als 2,0 m liegt der Ansatz dieses Winkels auf der sicheren Seite.

3.2.6.5 Einfluss des Positionierung der Lasteinleitungsplatte

Es wurde untersucht, inwieweit die Positionierung der Lasteinleitungsplatte relativ zu den Längslagen des Brettsperrholzes einen Einfluss auf die Lastverteilung hat. Im hier betrachteten Fall einer 320 mm breiten Stahlplatte, 160 mm breiten Lamellen und einem fünfschichtigen BSP-Aufbau kann die Lastübertragung auf die Hirnholzfläche entweder auf sechs oder Lamellen stattfinden (vgl. Abbildung 3.9). Untersucht wurde eine symmetrische Positionierung auf neun Lamellen (a), eine symmetrische Positionierung auf sechs Lamellen (b) und eine asymmetrische Positionierung (c). In den Fällen a) und c) findet somit eine Lastübertragung auf die Lamellen 1, 3, 4, 6, 7, 9 nur in Teilflächen des Hirnholzes statt.

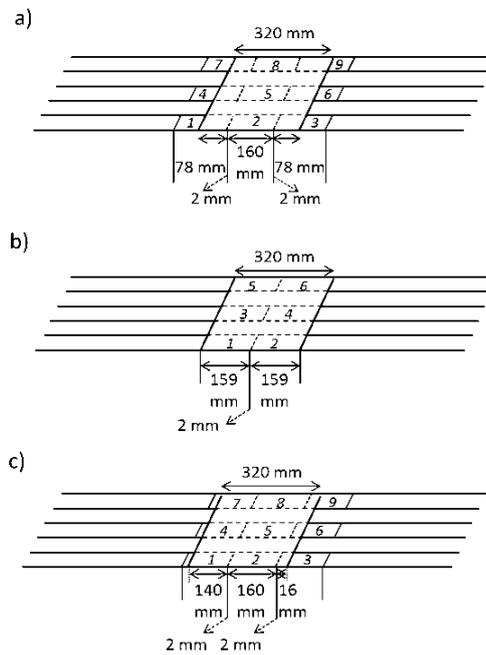
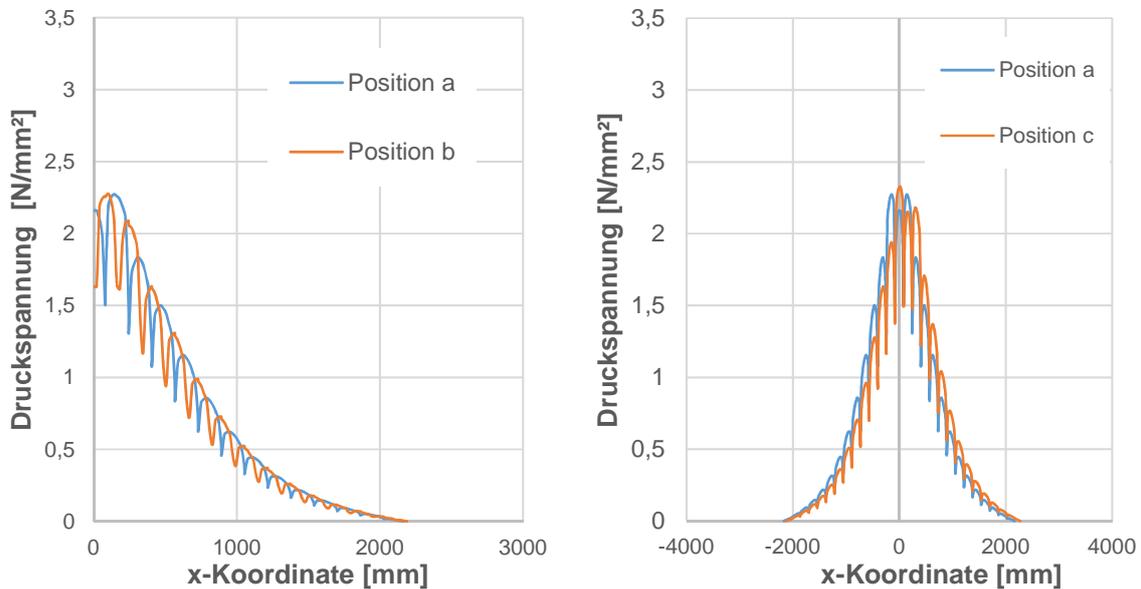


Abbildung 3.9: Verschiedene Anordnungen der Lasteinleitung relativ zu den Längslagen

Die Ergebnisse der Simulation sind in Abbildung 3.10 dargestellt. Die Unterschiede sowohl bezüglich der Größe der Druckspannungen als auch der Breite der Lastverteilung sind sehr gering. Die errechneten Lastausbreitungswinkel unterscheiden sich maximal um 1° . Die konkrete Anordnung der Bretter in einem Bauteil relativ zur Lasteinleitungsplatte ist somit für praktische Zwecke irrelevant und kann vernachlässigt werden.



(a) Positionen a und b (symmetrisch 9 und 6 Lamellen) (b) Positionen a und c (9 Lamellen symmetrisch und asymmetrisch)

Abbildung 3.10: Vergleich unterschiedlicher Anordnungen der Lasteinleitungsplatte

3.2.6.6 Einfluss streuender Materialeigenschaften

Üblicherweise werden die Materialeigenschaften von Holz und Holzprodukten als über das untersuchte Bauteil konstant verteilt angenommen. Dies trifft bei realen Bauteilen jedoch nicht zu, da die Eigenschaften des Naturproduktes Holz relativ stark streuen und statistisch verteilt sind. Die mechanischen Eigenschaften der einzelnen Bretter innerhalb des Werkstoffes Brettsperrholz können sich daher relativ stark voneinander unterscheiden, durch die Keilzinkung in der Produktion u. U. sogar innerhalb eines Brettes. Die Sortierung erfolgt i. d. R. auf die Festigkeitsklassen C16 oder C24, wobei typischerweise ca. 95 % der unsortierten Bretter in das fertige Endprodukt verarbeitet werden. Im Rahmen der hier durchgeführten Rechnungen wurde der Einfluss dieser Streuung auf die Lastverteilung untersucht [Westermayr 2016]. Als Datenbasis konnten die einzeln dynamisch mit der Sortiermaschine *Precigrader* gemessenen Steifigkeitseigenschaften von insgesamt 4331 Fichtenholzlamellen für die Brett-schichtholzproduktion aus (Stapel et al. 2015) verwendet werden.

Die Lamellen hatten die folgenden Eigenschaften:

	Anzahl	Ausschuss	$E_{mean}[N/mm^2]$	s	$E_{min}[N/mm^2]$	$E_{max}[N/mm^2]$
unsortiert	4331	0	11.258	2896	1294	24.148
sortiert C24	4131	200	11.504	2729	2180	24.418

Tabelle 3.7: Eigenschaften der Brettlamellen für das stochastische Modell

Jede Wandscheibe besteht aus 93 Brettlamellen, welche für insgesamt 10 Modelle mit stochastisch verteilten Materialeigenschaften per Zufallsgenerator aus den nach C24 sortierten Lamellen aus Tabelle 3.7 entnommen wurden. Die Eigenschaften dieser Lamellen wurden 10 FE-Modellen individuell zugewiesen und die entsprechenden Lastverteilungen berechnet. Als Referenzmodell wurde ein identischer Wandaufbau mit einheitlichen Materialkennwerten nach [Neuhaus 2009] verwendet. Basis war das Wandmodell mit 25 % Querlagenanteil ohne Schmalseitenverklebung. Die Auswertung der Spannungsverteilung ist im Diagramm Abbildung 3.11 dargestellt.

Es zeigen sich Unterschiede in den Spitzenwerten der Druckspannungsverteilung, vor allem im Bereich der Lasteinleitung. Erwartungsgemäß ziehen dort zufällig positionierte Lamellen mit hoher Steifigkeit Kräfte an, während sie sich im umgekehrten Fall der Last entziehen und diese an benachbarte Lamellen weitergeben. Hin zu den Rändern der Wandscheibe nehmen diese Unterschiede deutlich ab.

Die berechneten Lastausbreitungswinkel schwanken hingegen geringer zwischen 20 und 25 °, bei einem entsprechenden Winkel des Referenzmodells von 24 °.

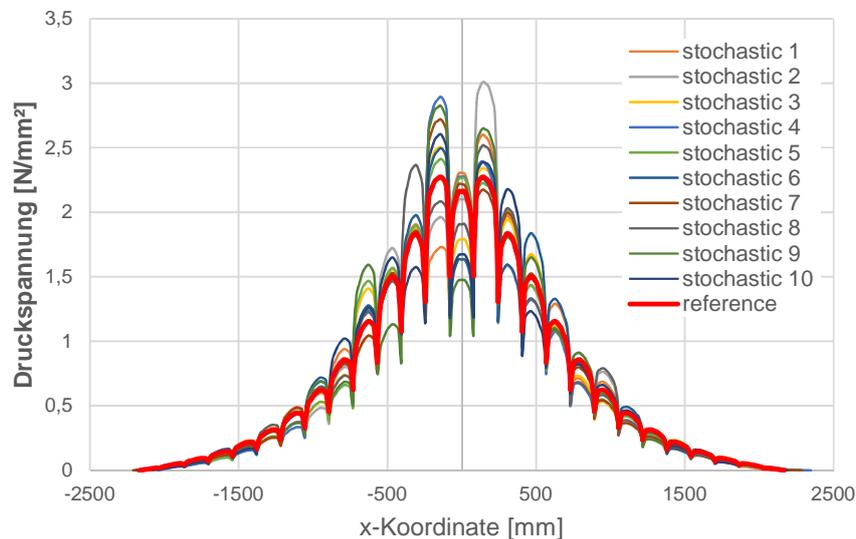


Abbildung 3.11: Ergebnisse der Wandscheiben mit streuenden Materialeigenschaften

3.2.6.7 Einfluss der Querdehnzahl

Es wurden zwei Modelle mit ansonsten identischen Eigenschaften einmal mit einer Poissonzahl $\nu = 0$ und einmal mit den Werten nach [Neuhaus 2009] untersucht und hinsichtlich der resultierenden Spannungsverteilung verglichen. Die Ergebnisse sind im Diagramm Abbildung 3.12 dargestellt. Die Ergebnisse sind nahezu identisch, unterschiedliche Eingaben für die Querdehnzahlen haben in der vorliegenden Untersuchung keinen relevanten Einfluss auf die Spannungsverteilung und somit den Lastausbreitungswinkel.

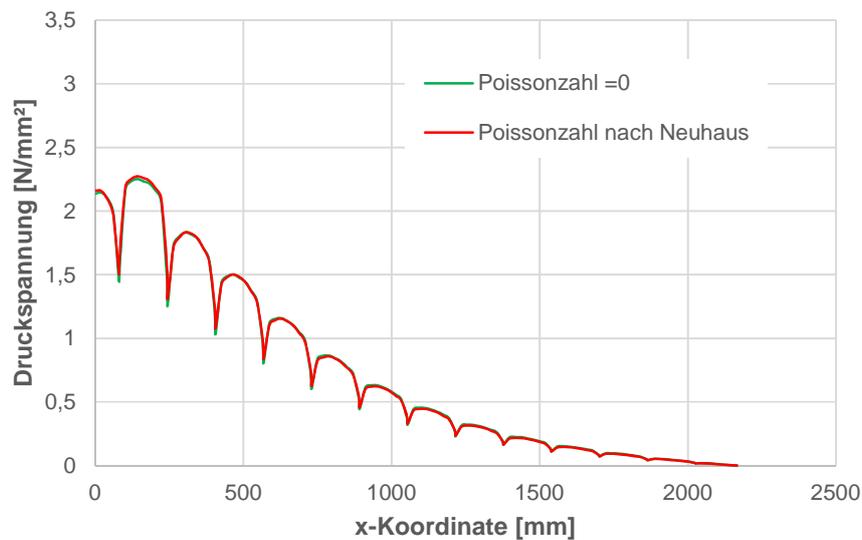


Abbildung 3.12: Vergleich unterschiedlicher Querdehnzahlen

3.2.6.8 Verformungen

Die maximalen Verformungen in z-Richtung der untersuchten Wandtypen liegen bei ca. 1,3 mm direkt an der Lasteinleitung. Ein typisches Verformungsbild ist in Abbildung 3.13 dargestellt. Erwartungsgemäß sind die Verformungen bei höherem Querlagenanteil geringer, was auf die bessere Querverteilung zurückzuführen ist.

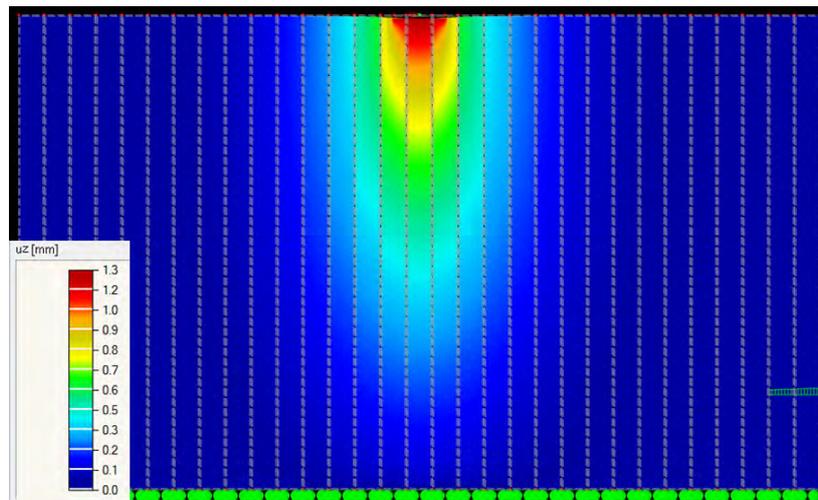


Abbildung 3.13: Typische Verformungen u_z , Wand mit 25 & Querlagenanteil bei voller Last nach Abschnitt 3.2.4

3.2.6.9 Normalspannungsverteilung

Eine typische Normalspannungsverteilung σ_z infolge einer Einzellast am Wandkopf ist in Abbildung 3.14 dargestellt. Direkt unterhalb der Lasteinleitung treten die größten Spannungen auf, sie nehmen mit steigendem Abstand relativ schnell ab.

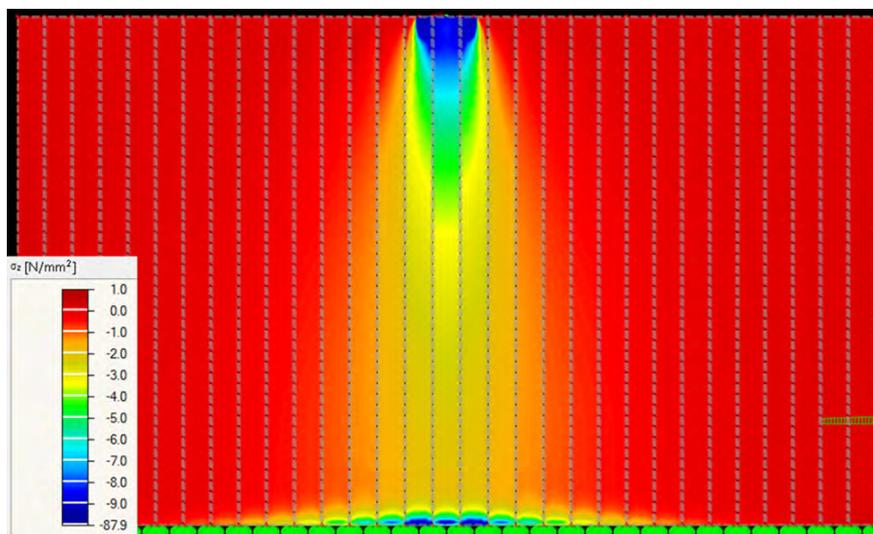


Abbildung 3.14: Typische Normalspannungsverteilung σ_z in einer Wandscheibe

3.2.7 Zwischenergebnis

Aus den Ergebnissen der Finite-Elemente-Studie können die folgenden Schlussfolgerungen gezogen werden:

- Der Querlagenanteil hat einen deutlichen Einfluss auf die Breite der Spannungsverteilung.
- Schmalseitenverklebung führt zu einem gleichmäßigen Kraftverlauf in der Lagerfuge am Wandfuß, und insgesamt zu einer 2° bis 3° breiteren Lastverteilung.
- Die Querdehnzahl des Holzes und streuende Materialparameter haben einen geringen bis vernachlässigbaren Einfluss.
- Die Wandhöhe hat in praktisch auftretenden Bereichen einen geringen bis vernachlässigbaren Einfluss, ebenso wie variierende Positionen der Lasteinleitung relativ zu den Lamellen.
- Unterschiedliche Lamellenbreiten wurden nicht untersucht. Unter Berücksichtigung der vorliegenden Ergebnisse ist aber davon auszugehen, dass steigende Lamellenbreiten mit einem größeren Lastausbreitungswinkel einhergehen; ähnlich dem Effekt der Schmalseitenverklebung.
- Die rechnerischen Ergebnisse für den Lastausbreitungswinkel liegen über alle FE-Modelle zwischen 21° und 30° .

Auf Basis dieser Untersuchung wurden entsprechende mechanische Versuche konzipiert, um die Rechenergebnisse an realen Bauteilen zu verifizieren.

3.3 Mechanische Versuche

3.3.1 Versuchsaufbau

3.3.1.1 Versuchskonzept

Ziel der Untersuchung war es, die Druckspannungsverteilung längs der Aufstandslinie einer rechteckigen Brettsperrholzscheibe mit einer an der Oberseite wirkenden Einzellast zu messen. Wichtig war hierbei, dass die Auflagerung möglichst steif ist, und dass die untere Schnittkante vollflächig auf dem Element zur Messung der Spannungen aufliegt. Zu berücksichtigen war auch der inhomogene Aufbau und die lokal schwankenden Steifigkeiten des Brettsperrholzes. Leichte Unebenheiten der Aufstandsfläche mussten ausgeglichen werden, um einen vollflächigen Kraftschluss zu erzielen.

3.3.1.2 Überlegungen zur Messtechnik

Für die praktische Realisierung dieser Messungen wurden verschiedene technische Lösungsmöglichkeiten diskutiert:

1. die Messung mit Druckmessfolien, z. B. Fabrikat Tekscan®
Messprinzip hierbei ist, dass in eine Kunststoffolie eingebettete Mikrokapseln mit Farbstoff bei bestimmten Drücken aufplatzen und einen entsprechenden sichtbaren Farbabdruck ergeben. Anhand der Intensität der Färbung kann auf die Druckspannung geschlossen werden (Abbildung 3.15). Nachteil ist die nur einmalige Verwendbarkeit einer Folie.
2. Die Messung mit flächigen, elektronischen Drucksensoren
Diese werden von verschiedenen Herstellern angeboten und basieren auf Kapazitätsänderungen der in bestimmtem Raster auf einer Trägerfolie angebrachten Drucksensoren. Nachteil ist der hohe Preis für den Sensor und spezielle Auswertelektronik.
3. Die Messung der Materialdehnungen mit auf den Prüfkörper aufgebrachten Dehnmessstreifen
Nachteil hierbei ist die große Streuung der Elastizitätseigenschaften des Holzes in den einzelnen Brettern und lokal aufgrund von Ästen und sonstiger Unregelmäßigkeiten. Von einer bestimmten gemessenen Dehnung kann daher nicht zuverlässig auf die an der Messstelle vorliegende mechanische Spannung geschlossen werden.
4. die Messung mit nebeneinander linienförmig angeordneten Kraftmessdosens.
5. Die indirekte Messung über die Stauchungen in einem unter dem Holz-Prüfkörper angeordneten Stahlbauteil.



Abbildung 3.15: Messergebnis einer Druckmessfolie unter einem dreischichtigen Brettsperrholzprobekörper. Gut sichtbar wird die Kraftübertragung über die Hirnholzflächen und der Abdruck der Jahrringe.

Nach intensiver Diskussion wurden die Möglichkeiten 1) bis 4) als nicht praktikabel, aus Kostengründen nicht vertretbar oder technisch nicht sinnvoll ausgeschlossen. Gewählt wurde schließlich eine Lösung entsprechend Variante 5), die nachfolgend beschrieben wird.

3.3.1.3 Beschreibung des Bauteils zur Messung der vertikalen Spannungsverteilung

Aus Stahlblechen S235JC+C, blank, Toleranzfeld h11 wurde ein lineares Messelement in Form eines geschweißten I-Trägers hergestellt. Der Steg hatte einen Querschnitt von 8 mm x 100 mm, der Obergurt 30 mm x 200 mm. Der Obergurt und der Steg wurden quer mit Sägeschnitten eingeschlitzt, um einzelne, nebeneinanderliegende Messabschnitte zu erhalten. An diese wurde beidseitig jeweils mittig ein Dehnmessstreifen aufgeklebt, um die Stauchungen im Stahl zu messen. Inklusive Schnittbreite waren die so hergestellten T-förmigen Messabschnitte 100 oder 50 mm breit, wobei die 16 schmalen Abschnitte mittig angeordnet wurden, und die je sechs breiten Abschnitte an den Enden. Diese Aufteilung hatte den Grund, einerseits nicht unnötig viele DMS-Messstellen zu erhalten, und andererseits in der Mitte eine gute Auflösung in Längsrichtung zu erreichen. Die Maße des Bauteils sind im Konstruktionsplan im Anhang B.1 dargestellt, vgl. auch Abbildung 3.16.

Um die Abschnitte des Obergurtes gegen seitliches Ausweichen zu sichern, wurden längs beidseitig zwei HEA 140 montiert, und an die dafür vorgesehenen Laschen mit Schweißpunkten angeheftet (Abbildung 3.17). Diese HEA-Profile hatten einen horizontalen Abstand von 1 mm zum Obergurt des Messbauteils, um eine Beeinflussung des Messergebnisses zu verhindern.

Auf diese Weise wurde ein linearer Kraftaufnehmer der Länge 2000 mm, der Breite 200 mm mit einer Auflösung von 50 mm in der Mitte und 100 mm am Rand hergestellt. Zur Messung der Stauchung der einzelnen Stahlabschnitte wurde beidseitig jeweils ein Dehnmessstreifen vom Typ xx aufgeklebt (Abbildung 3.18). An den 28 Messstellen wurden somit insgesamt 56 DMS eingebaut. Die Erfassung der Daten erfolgte mit einem DMS-Messverstärker der Fa. PEEKEL und der zugehörigen Software Autolog 2000.

Die gesuchte Kraft in jedem Messabschnitt ergibt sich rechnerisch aus dem Mittelwert der Stauchungen beider DMS. Ausmitten der resultierenden einwirkenden Kraft auf dem Obergurt in Längsrichtung des Bauteils werden systembedingt kompensiert, da die DMS jeweils mittig angeordnet sind und sich somit Biegeanteile um die Querachse nicht auf die Anzeige der Stauchungen in vertikaler Richtung auswirken. Kraftausmitten in Querrichtung und somit resultierende Biegeanteile um die Längsachse werden kompensiert durch die Bildung des Mittelwertes der beiden DMS auf der linken und rechten Seite. Die Ermittlung der Spannungen im Stahl und daraus der einwirkenden Kraft auf die einzelnen Messstellen erfolgte rechnerisch unter Annahme eines einheitlichen E-Moduls von 200.000 N/mm^2 . Die ermittelten Kräfte sind dementsprechend nicht als Absolutwerte zu definieren, da der tatsächliche E-Modul des Stahl unbekannt ist.

Unter der Annahme, dass der Stahl auf der ganzen Länge des Bauteils konstante Eigenschaften hat, entsprechen die relativen Unterschiede der einzelnen Messstellen den tatsächlichen Verhältnissen. Nur hierauf kommt es bei der gesuchten qualitativen Spannungsverteilung zur Ermittlung des Lastausbreitungswinkels an.

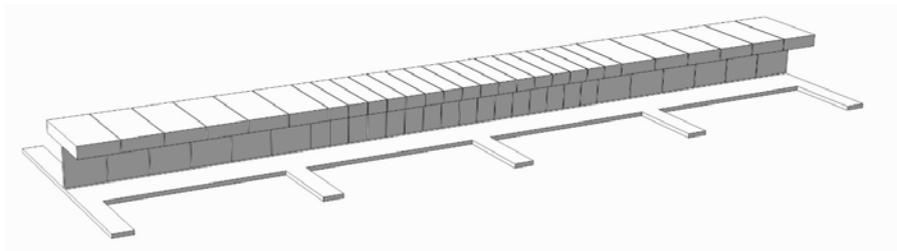


Abbildung 3.16: Zeichnung des Stahlbauteils zur Messung der Druckspannungen in der Plattenaufstandsfläche

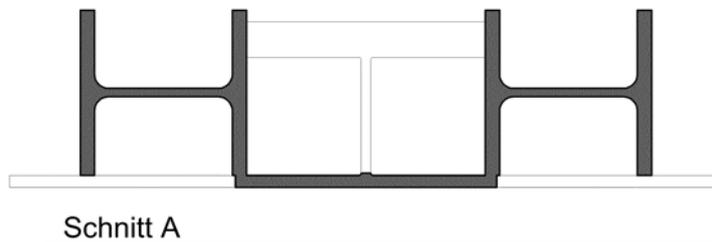


Abbildung 3.17: Querschnitt des Messbauteils mit seitlich angeordneten HEA-Profilen zur Stützung

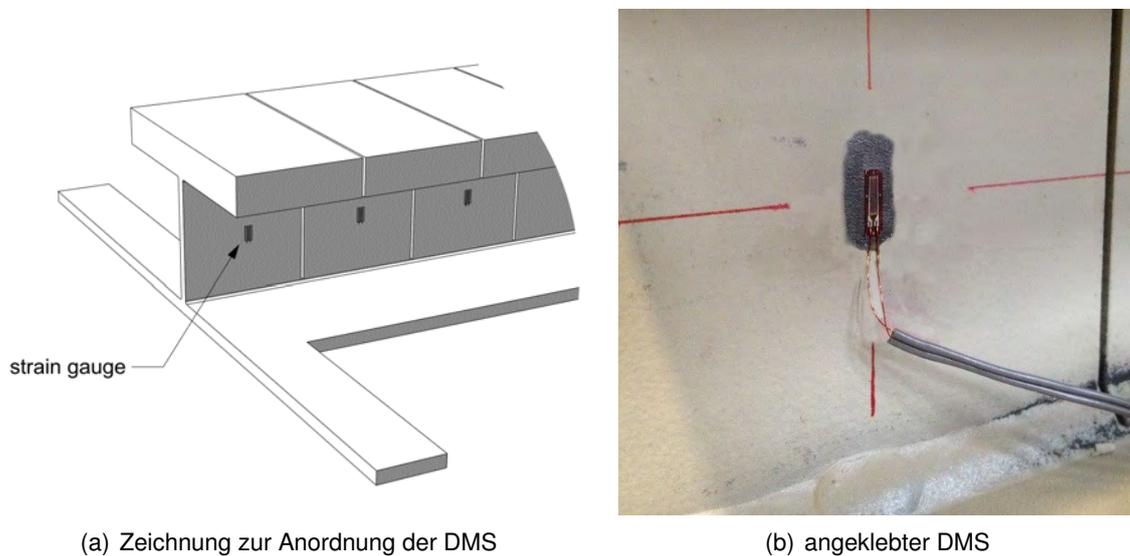


Abbildung 3.18: Anordnung der Dehnmessstreifen

3.3.1.4 Kalibrierung

Leichte Ungenauigkeiten in der Herstellung (Sägeschnitte) und eventuelle Streuungen in den Materialeigenschaften führen zu gewissen Abweichungen der einzelnen Messstellen in der Stauchungs-Dehnungs-Beziehung. Vor der Messung wurden daher die einzelnen Messstellen des Messträgers kalibriert, um lokale Differenzen zwischen einwirkender und angezeigter Kraft rechnerisch berücksichtigen zu können. Hierzu wurde für jede Messstelle ein Korrekturfaktor ermittelt, um die gemessene Dehnung mit der bekannten Kraft aus der Prüfmaschine in ein korrektes Verhältnis zu setzen.

Die einzelnen Messstellen wurden zentrisch in einer kalibrierten Prüfmaschine (Typ Zwick-Roell 500 kN) in mehreren Stufen bis zur planmäßigen Maximallast belastet und die angezeigten Stauchungen der DMS aufgezeichnet. Aus dem Mittelwert der beiden Stauchungen links und rechts ergibt sich die reine Stauchung infolge der Druckspannung, Biegespannungen in x und y-Richtung fallen heraus. Der Korrekturfaktor für jede Messstelle ergibt sich wie folgt:

$$k = \frac{\varepsilon_{ideal}}{\varepsilon_i} \quad (3.5)$$

ε_{ideal} ist die Stauchung, die sich für die jeweilige Messstellenbreite unter Annahme eines E-Moduls des Stahls von 200.000 N/mm^2 ergibt. Bei der anschließenden Versuchsauswertung wurde jeder Messwert mit diesem Korrekturfaktor multipliziert. Die Korrekturfaktoren lagen an allen Messstellen zwischen 0 und 4,3 %.

3.3.2 Versuchskörper

Verwendet wurden rechteckige Brettsperrholzplatten gemäß Zulassung abZ Z-9.1-501 der Typen LE-NO 150, 170 und 200 im jeweiligen standardmäßigen Schichtaufbau. Die Platten hatten Abmessungen von 150 cm x 220 cm, und wurden der serienmäßigen Produktion im Werk Aichach entnommen. Es wurden ausschließlich Bretter der Sortierung C24 verwendet. Die Holzfeuchte lag im Mittel bei 11,0 % rF, die Rohdichte bei 400 kg/mm^3 .

Nach Abschluss der Versuche mit 150 cm Höhe wurden die Platten auf eine Höhe von 75 cm halbiert und eine weitere Versuchsserie durchgeführt. Die Platten entsprachen dem üblicherweise zu erwartenden Zustand, es wurden keine Auffälligkeiten, Beschädigungen oder Fehlstellen festgestellt. Der Fugenabstand der Längslagen war gleichmäßig gering und betrug grobenteils unter 1 mm.

Nr.	Wandstärke [mm]	Lagenaufbau	Querlagenanteil [%]
1	200	34 – 24 – 24 – 34 – 24 – 24 – 34	25
2	150	34 – 24 – 34 – 24 – 34	32
3	170	34 – 34 – 34 – 34 – 34	40

Tabelle 3.8: Daten der Versuchskörper

3.3.3 Versuchsdurchführung

3.3.3.1 Montage und Belastungseinrichtung

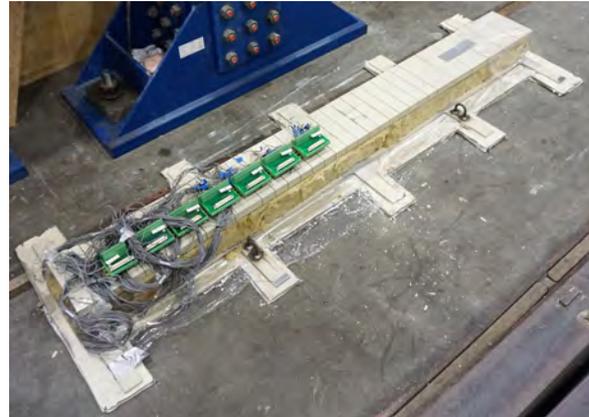
Der Messträger wurde auf dem Stahlbeton-Fußboden der Versuchshalle in ein ca. 5 mm dickes Bett aus selbstverdichtendem, hochfestem Vergussmörtel eingesetzt. Dieses diente dazu, eine vollflächige, „satte“ Auflagerung zu gewährleisten und leichte Unebenheiten auszugleichen. Gleichzeitig wurde so eine möglichst große Steifigkeit sichergestellt (Abbildung 3.19 a) und b)).

Jeder Versuchskörper wurde anschließend an der Unterseite mit einer dünnen dehnbaren Plastikfolie überzogen („Frischhaltefolie“), und eine solche auch auf dem Messträger aufgebracht. Zwischen Versuchskörper und Messträger (bzw. zwischen die beiden Folien) wurde ebenfalls eine dünne Schicht aus mineralischem Quellvergussmörtel mit einer Dicke von maximal 2 mm und einer Körnung von 1 mm aufgebracht, um einen vollflächigen und kraftschlüssigen Druckkontakt zwischen Stahl und Holz zu gewährleisten. Der Versuchskörper wurde vertikal ausgerichtet und bis zum Abbinden des Vergussmörtels fixiert (Abbildung 3.19 c)).

Die Last wurde durch einen vertikal angeordneten Hydraulikzylinder auf eine Lastverteilungsplatte aus Stahl mit den Abmessungen 300 x 200 x 50 mm aufgebracht, welche jeweils mittig auf der Oberkante der Platten positioniert wurde.



(a) Einheben des Messbauteils in das Mörtelbett auf dem Hallenboden



(b) fertig montiertes Messbauteil mit angeschlossenen DMS



(c) Aufgießen des Vergussmörtels zwischen Holz- und Stahlbauteil



(d) fertig montierter Prüfkörper

Abbildung 3.19: Montagevorgang der Wandprüfkörper

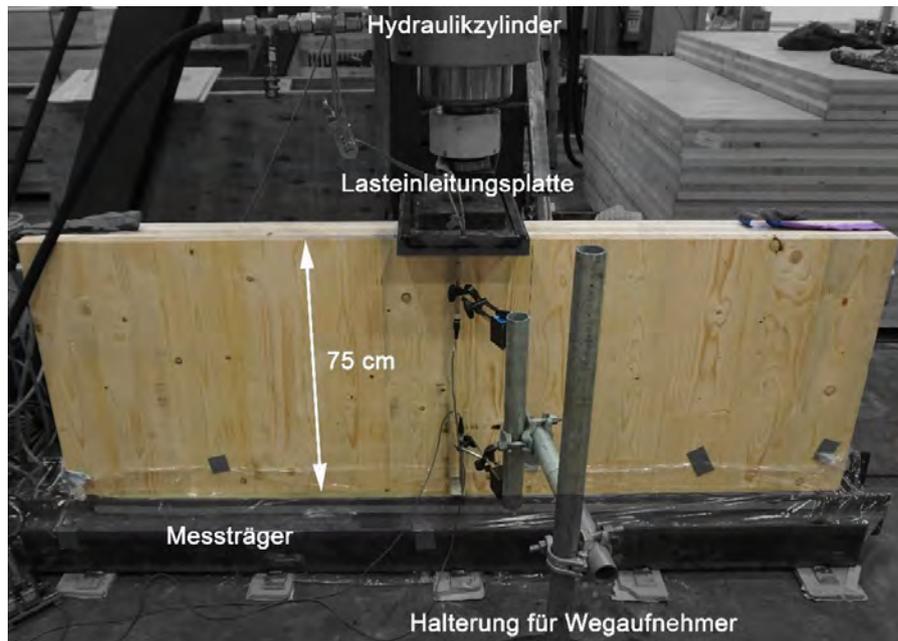


Abbildung 3.20: BSP-Prüfkörper fertig montiert vor der Messung



Abbildung 3.21: Lasteinleitungsplatte und Hydraulikzylinder an der Oberkante des BSP-Prüfkörpers

3.3.3.2 Ablauf der Versuche, Laststufen

Die Belastung wurde in Anlehnung an EN 408 so aufgebracht, dass die jeweilige Maximallast innerhalb von 300 s erreicht wurde. Die Last wurde dann weitere 300 Sekunden konstant gehalten. Die gemessenen Dehnungen wurden in diesen 300 s alle 5 s aufgezeichnet und über diese Zeit gemittelt. Jeder Versuchskörper wurde in drei Laststufen (Tabelle 3.9) belastet und die jeweiligen Dehnungen, bzw. Stauchungen im Stahl aufgezeichnet. Die Laststufen ergeben sich aus folgenden Druckspannungen auf die jeweilige Netto-Längslagenfläche:

Laststufe	Rechenansatz
1	$f_{c,netto} = k_{mod} * 0,5/1,3 \quad k_{mod} = 0,6$
2	$f_{c,netto} = k_{mod}/1,3 \quad k_{mod} = 0,6$
3	$f_{c,netto} = k_{mod}/1,3 \quad k_{mod} = 0,9$

Tabelle 3.9: Rechenansätze für die Druckspannungen in den Laststufen 1 - 3

Der Hintergrund dieser Ansätze ist, dass die mittlere Laststufe 2 den maximal im Dauerzustand aufnehmbaren Druckspannungswert repräsentiert, Laststufe 3 den maximal kurzzeitig aufnehmbaren Druckspannungswert, und die Laststufe 1 dazu dient, ein eventuell abweichendes Tragverhalten bei geringerer Last zu untersuchen. Der in Tabelle 3.10 unter BSP Typ 200 mm, Laststufe 3 genannte Wert von 654 kN war zwar geplant, konnte aber wegen der begrenzten Belastbarkeit des Testrahmens nicht durchgeführt werden. Der BSP-Typ 200 mm wurde daher nur mit den Laststufen 1 und 2 geprüft.

BSP-Typ	Netto-Fläche [cm ²]	Laststufe	Druckspannung [N/mm ²]	Kraft [kN]
150	306	1	4,9	148
		2	9,7	297
		3	14,5	445
170	306	1	4,9	148
		2	9,7	297
		3	14,5	445
200	450	1	4,9	220
		2	9,7	441
		3	14,5	654 *)

Tabelle 3.10: Laststufen, Druckspannungen und Kräfte *) siehe Erläuterung im Text

3.3.4 Wandhöhen 750 mm und 1500 mm

Das Messverfahren hat planmäßig funktioniert, die Dehnungen im Stahl konnten mit plausiblen Werten gemessen, und daraus die Spannungen in der Bodenfuge der Brettsperrholzplatten bestimmt

werden. Allerdings wurde im Versuchsverlauf eine Änderung der Wandhöhe erforderlich: Es wurde ursprünglich eine Wandhöhe von 1500 mm gewählt, und mit diesen Versuchskörpern die Messungen durchgeführt. Die Messergebnisse dazu befinden sich im Anhang B. Die Spannungen verteilen sich glockenkurvenförmig, allerdings ist die Länge der Messtrecke, bzw. die Wandbreite zu gering, das die Spannungen am Rand gegen Null gehen. Eine sinnvolle Auswertung war daher nicht möglich. Die Wandscheiben wurden entsprechend auf 750 mm Höhe gekürzt. Mit dieser Höhe konnten sinnvolle Messergebnisse und Auswertungen erreicht werden, welche im folgenden Abschnitt 3.3.5 und dem zugehörigen Anhang B dargestellt werden.

3.3.5 Berechnung der Lastverteilung aus den Versuchsergebnissen

Gemessen wurden die Dehnungen im Stahl, gesucht sind jedoch die Druckspannungen im Holz, bzw. deren Verteilung über die Länge der Aufstandsfläche an Wandfuß. Es sind somit folgende Umrechnungen erforderlich:

$$\varepsilon_i = \frac{(\varepsilon_1 + \varepsilon_2)}{2} \quad (3.6)$$

$$\sigma_{Stahl} = E \cdot \varepsilon_i \quad (3.7)$$

$$F_i = \sigma_{Stahl,i} \cdot A_{Stahl,i} \quad (3.8)$$

$$\sigma_{Holz,i} = \frac{F_i}{\sum t_l \cdot b_i} \quad (3.9)$$

Die so ermittelten Druckspannungen in der Längslagen des Brettsperrholzes wurden nun in Diagrammen über der mit der Wandhöhe normierten Wandbreite aufgetragen (Anhang B).

3.3.6 Versuchsergebnisse und Kurvenanpassung

Ziel der Versuche war eine mit den FE-Ergebnissen vergleichbare Angabe für den Lastausbreitungswinkel. Um diesen zu bestimmen, mussten daher die diskret verteilten Messwerte, bzw. errechneten Spannungswerte in eine mathematisch definierte stetige Funktion überführt werden. Aus dieser Funktion konnte anschließend das Integral bestimmt, und der 95 %-Wert als „definierter Nullpunkt“ (vgl. 3.2.5) ermittelt werden. Als Kurventyp wurde die Gaußsche Glockenkurve (Formel 3.10) gewählt, da diese auch bei ähnlichen Spannungsverteilungen, z. B. in der Bodenmechanik) die beste Abbildung liefert (Färber [2017] Diese kann für den hier vorliegenden Fall vereinfacht werden, vgl. Formel (3.11).

$$f(x) = \frac{1}{\sigma \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2} \cdot \left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \quad (3.10)$$

$$f(x) = a \cdot e^{-\left(\frac{x}{b}\right)^2} \quad (3.11)$$

Die Kurvenanpassung erfolgte anschließend mit dem Verfahren der kleinsten Fehlerquadrate mit Hilfe der Software MATLAB und den dort implementierten Curve-Fitting Algorithmen. Ein typisches Ergebnis dieser Auswertung ist in Abbildung 3.22 dargestellt. Die Auswertungen aller Versuche und Laststufen mit 750 mm Wandhöhe befinden sich im Anhang B.

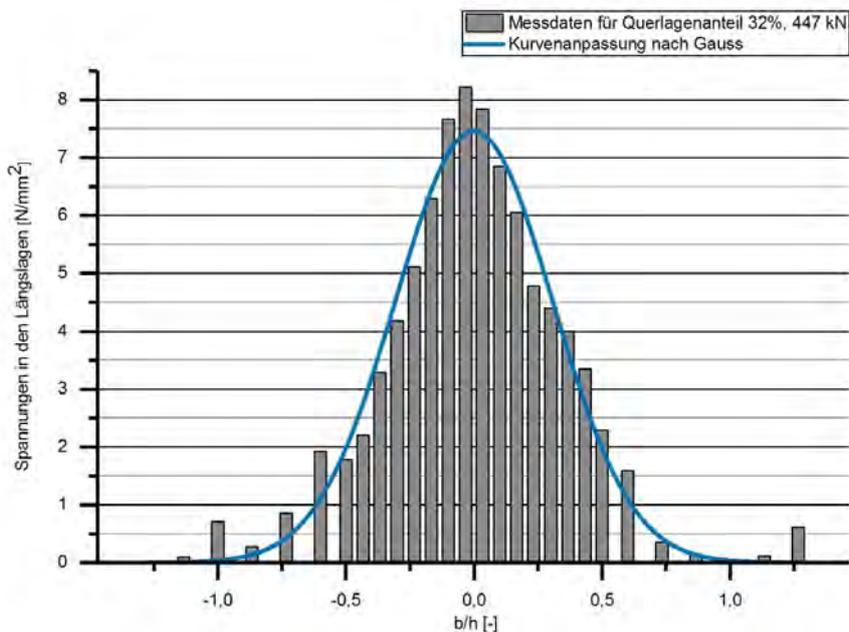


Abbildung 3.22: Beispiel einer Auswertung mit Curve-Fitting in MATLAB

Die mit dem Curve-Fitting in MATLAB, der Integralbildung und dem „Abschneiden“ von 5 % der Gesamtkraft an den äußeren Rändern ermittelten Lastausbreitungswinkel sind in Abbildung 3.23 dargestellt. Auffällig ist, dass die erste Laststufe die „breiteste“ Verteilung ergibt, höhere Lasten führen zu einer größeren Spannungskonzentration in der Mitte. Tendenziell wird das Ergebnis der FE-Studie bestätigt, wonach ein größerer Querlagenanteil zu einer breiteren Lastverteilung führt.

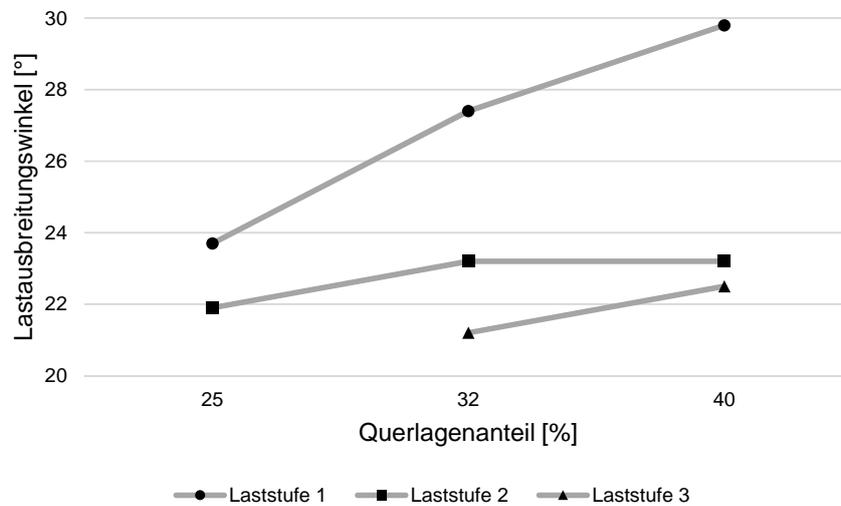


Abbildung 3.23: berechnete Lastausbreitungswinkel, Wandhöhe 750 mm, aus [Färber 2017]

3.4 Vergleich FE-Studie - Versuchsergebnisse

Um eine abschließende Aussage zu dem gesuchten Lastverteilungsverhalten treffen zu können, werden die Ergebnisse der FE-Studie mit denen der Versuche verglichen. Es werden die Messergebnisse der Laststufe 2 zu diesem Vergleich herangezogen, da diese der rechnerischen Belastung aus der FE-Studie entspricht. Die ermittelten Lastausbreitungswinkel sind in der folgenden Tabelle 3.11 und Abbildung 3.24 gegenübergestellt:

Querlagenanteil [%]	Winkel, FEM-Analyse [°]	Winkel, Versuch [°]
10	21	–
20	23	–
25	–	21,9
30	25	–
32	–	23,2
40	27	23,2
50	28	–

Tabelle 3.11: Vergleich FE-Studie – Versuch

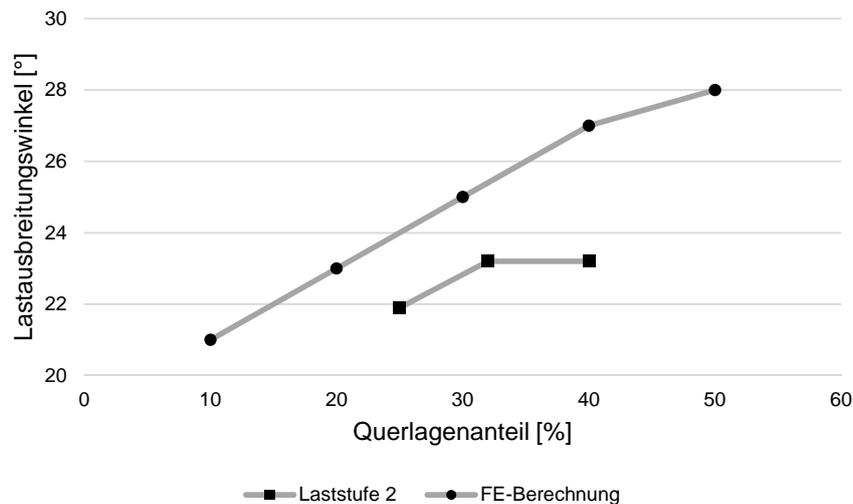


Abbildung 3.24: Lastausbreitungswinkel in Abhängigkeit des Querlagenanteils in FE-Analyse und Versuch

Sowohl bei den FE- als auch den Versuchsergebnissen ist eine Zunahme des Lastausbreitungswinkels mit dem Querlagenanteil festzustellen. Insgesamt liegen die Messergebnisse leicht unter den jeweiligen rechnerischen Werten, die Abweichungen betragen $2,1^\circ$ bis $3,8^\circ$. Diese Winkelabweichung entspricht einer Länge der Bodenfuge von $27,5 \text{ mm}$ bis $49,8 \text{ mm}$. Angesichts der Breite der Messstellen von 50 mm bzw. 100 mm erscheint diese Abweichung als eher klein.

Es kann die Schlussfolgerung gezogen werden, dass die Versuchsergebnisse recht gut mit den Rechenwerten übereinstimmen. Der vermutete Zusammenhang zwischen Lastverteilung und Querlagenanteil konnte bestätigt werden.

3.5 Bewertung und Schlussfolgerung

3.5.1 Fähigkeit zur Lastumlagerung

Bei einer lokalen Lasteinleitung in eine Brettsperrholzplatte besteht die Möglichkeit, dass sich Lasten umlagern wenn einzelne Bretter die Grenze ihrer elastischen Tragfähigkeit erreichen, das Gesamttragverhalten ist ausgesprochen duktil. Die Spitzenspannungen in der Mitte der Lastverteilungskurve direkt unter der Lasteinleitung werden sich daher zu den Rändern hin verlagern, wenn lokal die Druckfestigkeit überschritten wird.

3.5.2 Stabilitätsnachweise

Die Ermittlung der Lastverteilung dient bei druckbeanspruchten Wandscheiben i. d. R. zur Führung eines Stabilitätsnachweises in Wandmitte. Hierbei ist zu beachten, dass der Spitzenwert der Druckspannung in Wandmitte recht schnell zu den Rändern hin abklingt, und der an höchsten beanspruchte mittlere Bereich von den weniger beanspruchten Rändern „gestützt“ wird. Ein einachsiger Stabilitätsnachweis mit einem *repräsentativen Wandstreifen* (z. B. Ersatzstabverfahren nach DIN EN 1995-1-1) liegt somit bei Ansatz der maximalen Druckspannungen erheblich auf der sicheren Seite.

3.5.3 Einfluss der Auflagersteifigkeit

Sowohl die Untersuchungen von Bogensperger [2014], als auch die eigenen Versuche und Rechnungen gehen von einer ideal starren Auflagerung am Wandfuß aus. Die tatsächliche Auflagersteifigkeit ist immer geringer als dieser idealisierte Wert. Häufig dürfte sogar eine erhebliche Nachgiebigkeit der Auflagerung vorliegen, z. B. immer dann, wenn die betrachtete Wand an ihrer Unterkante auf einem anderen Holzbauteil aufgelagert ist. Jede Nachgiebigkeit der Auflagerung führt zu einer „breiteren“ Lastverteilung, da sich die zunächst an höchsten belasteten Bereiche direkt unter der Lasteinleitung der Kraft teilweise entziehen, und diese nach weiter außen weiterleiten. Dieser Effekt wurde durch eine eigene FE-Studie bestätigt (vgl. Abschnitt 3.2).

Die angegebenen Lastausbreitungswinkel sind daher immer als Minimalwerte bei starrer Auflagerung zu verstehen. Die tatsächlich auftretenden Spannungen sind daher geringer als auf diese Weise ermittelt, und die Lastübertragung am Wandfuß gleichmäßiger. Dies führt zu einem zusätzlichen Sicherheitsgewinn bei allen Spannungs-, Verformungs- und Langzeitbetrachtungen.

3.5.4 Ansatz einer gemittelten Spannungsverteilung

Aus den oben genannten Gründen ist es aus Sicht der Autoren gerechtfertigt, die Breite der Lastverteilung mit dem beschriebenen Lastausbreitungswinkel zu bestimmen, und die einwirkende Kraft gleichmäßig über diese Breite zu verteilen. Diese Vorgehensweise ist auch in anderen Materialien (Stahl, Mauerwerk, Beton) üblich. So wird z. B. im Mauerwerksbau (DIN 1053) ein einheitlicher Lastausbreitungswinkel von 30° angenommen, die Kräfte dürfen gleichmäßig verteilt werden. Im Stahl- und Betonbau gilt analog ein Winkel von 45° .

3.5.5 Übertragung auf asymmetrische Fälle

Die beschriebenen Finite-Elemente-Berechnungen und Versuche wurden alle mit einer symmetrischen Lasteinleitung in der Mitte einer ungestörten rechteckigen Wandscheibe durchgeführt.

In realen Anwendungen kommt es häufig vor, dass die Lasteinleitungen am Wandrand angeordnet sind, oder auch Öffnungen (z. B. für Fenster) in der Nähe der Lasteinleitungen vorhanden sind

(Abbildung 3.25). In diesen Fällen ergibt sich keine symmetrische Lastausbreitung, sondern eine asymmetrische in Abhängigkeit der vorliegenden Geometrie.

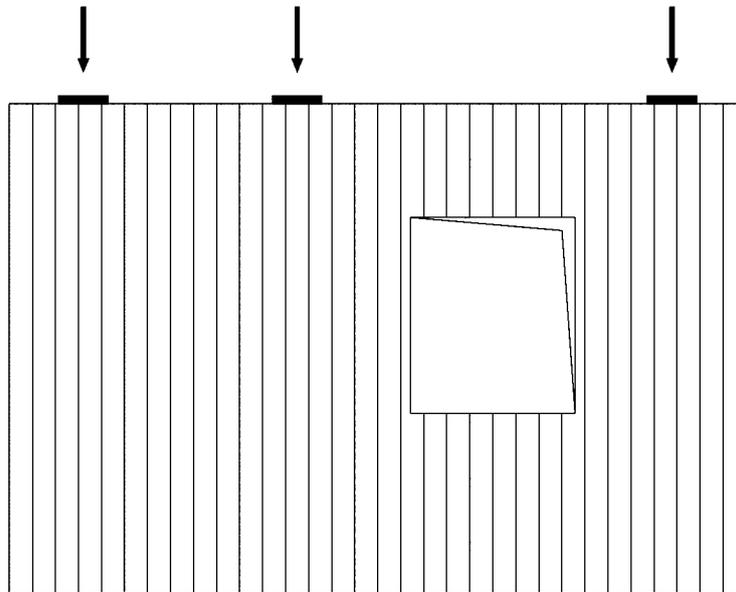


Abbildung 3.25: mögliche Lasteinleitungspositionen an einer realen Wandscheibe

Es werden nachfolgend konstruktive Empfehlungen angegeben, wie in typischen derartigen Fällen sinnvollerweise zu verfahren ist. Diese Empfehlungen basieren auf eigenen Rechnungen und Versuchen, und wurden mit der Projektarbeitsgruppe im Hinblick auf eine die Praxistauglichkeit abgestimmt. In hier nicht abgedeckten Sonderfällen oder im Zweifelsfall ist eine gesonderte Berechnung zur Ermittlung der tatsächlich vorliegenden Spannungen durchzuführen. Aus Sicht der Autoren dürfen die folgenden Ansätze verwendet werden:

- Bei Lasteinleitungen in der Nähe eines Plattenrandes breitet sich die Kraft auf der ungestörten Seite mit dem „ungestörten“ Lastausbreitungswinkel aus. Auf der Seite des Plattenrandes findet die Lastausbreitung ebenfalls mit diesem Winkel statt, bis der Plattenrand erreicht ist (Abbildung 3.26 , linke Bildhälfte).
- Öffnungen werden entsprechend wie Wandränder behandelt. Unterhalb solcher Öffnungen darf eine weitere Lastausbreitung mit demselben Winkel angenommen werden (Abbildung 3.26, rechte Bildhälfte).
- Zum Plattenrand ist ein Abstand von mindestens der halben Breite der Lasteinleitungsplatte, oder einer vollen Lamellenbreite einzuhalten, je nachdem, was den größeren Wert ergibt.
- Gleiches gilt für den Abstand vertikal zur Krafrichtung von Öffnungen jeder Art (Abbildung 3.26, rechte Bildhälfte).

- Die Lastverteilung in der Bodenfuge oder in beliebiger Höhe der Wandscheibe darf für alle Spannungs- und Stabilitätsnachweise als konstant angenommen werden. Die Größe der Spannungen ergibt sich aus dem Nettoquerschnitt der BSP-Platte, und der im jeweils betrachteten horizontalen Schnitt vorliegenden Lastverteilbreite entsprechend dem angenommenen Lastverteilungswinkel. Die Spitzenwerte der Spannungen werden daher etwas unterschätzt, das Kraftgleichgewicht ist aber immer eingehalten.
- Lastverteilungen aus mehreren Lasteinleitungen werden rechnerisch nicht überlagert, sondern grenzen aneinander an (Abbildung 3.27).

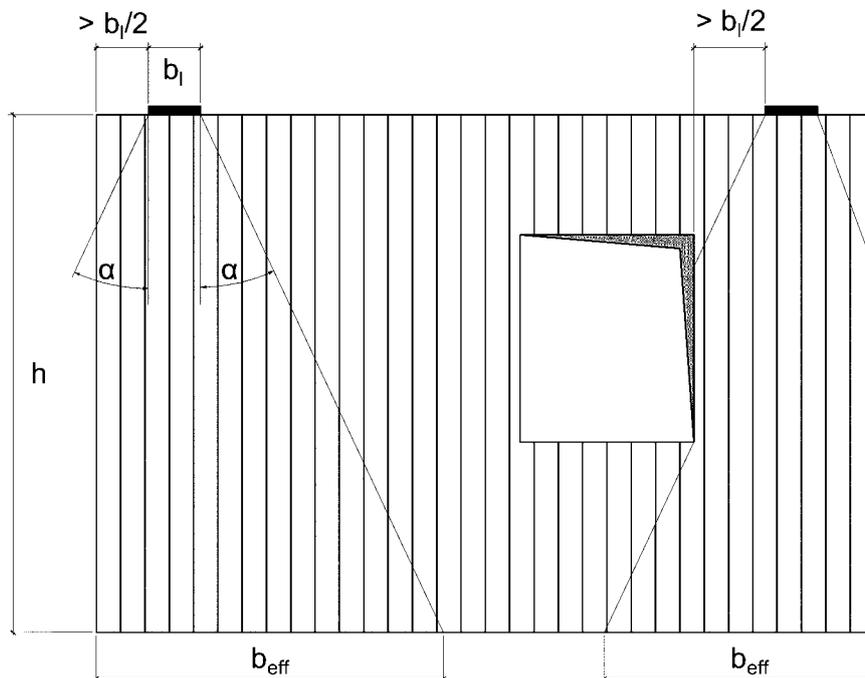


Abbildung 3.26: asymmetrische lokale Lasteinleitungen an einer BSP-Platte mit Öffnung

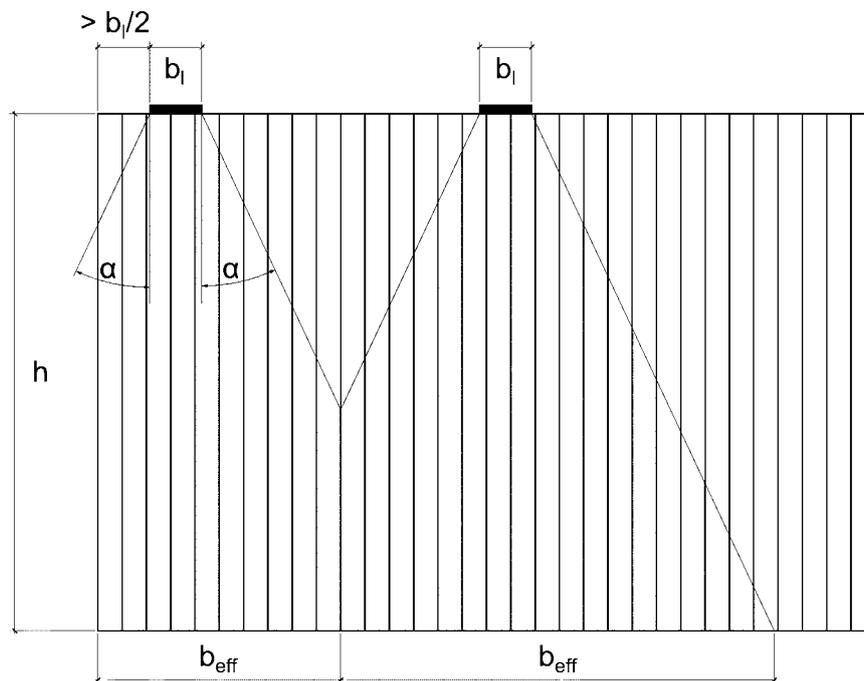


Abbildung 3.27: rechnerische Berücksichtigung mehrerer Lasteinleitungen nebeneinander

3.5.6 Fazit

Anhand von Versuchen und einer Finite-Elemente-Studie wurden Empfehlungen erarbeitet, wie die Lastverteilung unterhalb von lokalen Lasteinleitungen auf die Schmalseiten von Brettsperrholzplatten rechnerisch angenommen werden kann. Damit ist es auf relativ einfache Weise möglich, die für Spannungs- und Stabilitätsnachweise benötigten mechanischen Spannungen infolge lokaler Lasteinleitung zu bestimmen.

Die Empfehlungen gelten für die hier vorgestellten Randbedingungen und Grenzen des Untersuchungsumfangs. In hier nicht erfassten Sonderfällen sollten entsprechende Rechnungen zur Ermittlung der im Einzelfall konkret vorliegenden Spannungsverteilung durchgeführt werden, um eine realitätsgetreue Nachweisführung zu ermöglichen.

- Es darf für baupraktische und rechnerische Zwecke eine konstante Druckspannungsverteilung in der Fuge am Wandfuß sowie in jeder horizontalen Schnittebene angenommen werden.
- Der Ausbreitungswinkel der Druckspannungen unter Einzellasten auf die Schmalseiten der Wand darf für Anteile der Querlagen zwischen 20 % und 50 % mit 25° angenommen werden.
- Der Einfluss der Wandhöhe darf bei üblichen Verhältnissen vernachlässigt werden.
- Bei Lasteinleitungen in der Nähe von Rändern oder Aussparungen in der Wandfläche sollte

nach Kapitel 3.5.5 und Abbildung 3.27 vorgegangen werden.

- Wenn sich benachbarte Lastverteilungsbereiche rechnerisch überschneiden, werden die Spannungen nicht überlagert, sondern die Verteilungsbreiten entsprechend reduziert (vgl. Abbildung 3.27).

Diese Empfehlungen gelten für folgende Randbedingungen:

- Verwendung von Brettsperrholz entsprechend DIN EN 16351 mit oder ohne Schmalseitenverklebung mit mindestens 20 % Querlagenanteil.
- Lasteinleitung in Richtung einer der beiden Brettlagenrichtungen, d. h. unter 0° oder 90° .
- Im Bereich der Lastausbreitung vollflächige Auflagerung der Wand.
- Anordnung der Lasteinleitungen nach den konstruktiven Randbedingungen aus Kapitel 3.5.5 und Abbildung 3.27.

4 Kriechverhalten von Brettsperrholz

4.1 Stand der Wissenschaft und Technik

4.1.1 Stand der Technik und Normung

Unter *Kriechen* versteht man die zeitabhängige Zunahme von Verformungen infolge einer mechanischen Beanspruchung. Die Gesamtverformung eines Objektes setzt sich somit aus der elastischen Anfangsverformung, und einer mit der Zeit zunehmenden Kriechverformung zusammen. Die Größe und Geschwindigkeit dieser Kriechverformung sind bei dem natürlichen Material Holz von zahlreichen Einflüssen abhängig. Erhebliche Einflüsse sind insbesondere die Belastungsintensität, die Holzfeuchtigkeit und Schwankungen der Holzfeuchtigkeit, die Richtung der Belastung in Relation zur Holzfaserrichtung, die Temperatur sowie die Holzart und Rohdichte.

Da diese Parameter oft nicht genau bestimmbar bzw. vorhersagbar und zudem über die Zeit variabel sind, ist die genaue Vorhersage der Größe von Kriechverformungen grundsätzlich schwierig. Für praktische Zwecke im Ingenieurholzbau wird üblicherweise ein fester Endwert der Kriechverformung in Abhängigkeit der Nutzungsklasse angegeben, welcher als Anteil der elastischen Anfangsverformung definiert wird, und alle in der jeweiligen Nutzungsklasse erfahrungsgemäß auftretenden Einflüsse *pauschal* abdeckt.

Nach DIN EN 1995-1-1 ist $k_{def} = 0,6$ für NKL 1, und $k_{def} = 0,8$ für NKL 2. Dies gilt für Vollholz, Brettschichtholz, Sperrholz, Furnierschichtholz, Balkenschichtholz, Brettsperrholz und Massivholzplatten. Es wird nicht nach verschiedenen Belastungsgraden, Belastungsrichtungen, Sortierungen und Verarbeitungsformen des Holzes unterschieden. Alle elastischen und Kriechverformungen sind im quasi-ständigen Lastfall zu ermitteln. In der Praxis werden üblicherweise alle Arten von Verformungen infolge Krafteinwirkungen mit diesen k_{def} -Werten berechnet.

4.1.1.1 Begriffsdefinition

In der Literatur werden verschiedene Begriffe für den Effekt des Kriechens und die daraus resultierenden Rechenwerte verwendet. Für diesen Bericht werden die folgenden Bezeichnungen definiert:

$$u(t) = u_0 \cdot (1 + k_{def}) \quad (4.1)$$

u_0 ist die (elastische) Anfangsverformung eines Objektes infolge einer (relativ zur Gesamtversuchsdauer schnellen) Lastaufbringung. k_{def} wird dabei als *Kriechzahl* bezeichnet. Sie ist mit der z. B. im Stahlbetonbau üblichen Kriechzahl $\varphi(t)$ und den in einigen Literaturstellen verwendeten Begriffen *relatives Kriechen* und *Kriechfaktor* identisch. Sie beschreibt den Anteil an der elastischen, sofortigen Verformung u_0 eines Bauteils, der infolge von Kriecheffekten bis zu einem bestimmten

Zeitpunkt t hinzukommt. Die Rechnung geht dabei von einer konstant bleibenden Belastung aus. Wenn im Laufe der Zeit die mechanische Belastung variiert wird, werden die Anteile der einzelnen Zeiträume in der praktischen Anwendung linear überlagert. In technischen Regelwerken und den meisten Literaturangaben gelten die angegebenen Werte für k_{def} in der Regel für den Zeitpunkt $t = \infty$, welcher für praktische und rechnerische Zwecke mit 50 Jahren angenommen wird.

4.1.2 Stand der Wissenschaft

Das Kriechverhalten von Holz wurde umfangreich theoretisch untersucht und beschrieben, und in zahlreichen Publikationen und wissenschaftlichen Arbeiten zusammengefasst. Dies wird in diesem Forschungsbericht daher nicht erneut aufbereitet, sondern nur in den wesentlichen Ergebnissen wiedergegeben.

Aus Tabelle 4.1 ist ersichtlich, dass verschiedene Autoren stark unterschiedliche Kriechzahlen angeben. Außerdem fällt auf, dass nur wenige Untersuchungen den Belastungsgrad der durchgeführten Versuche angeben. In vielen Publikationen wurde das Biegekriechverhalten untersucht, was nur begrenzte Rückschlüsse auf das Kriechverhalten unter Längsdruck erlaubt. Die meisten bekannten Untersuchungen zum Kriechen von Druckgliedern haben das *Biegekriechen* unter gleichzeitiger Wirkung von Längsdruck und Biegemomenten gemessen, da das Ziel die Betrachtung des Stabilitätsverhaltens war.

Autor, Jahr	Baustoff	Belastungsart	Belastungsgrad	k_{def}		Versuch/Theorie
				NKL 1	NKL 2	
DIN EN 1995-1-1	Vollholz	alle	k. A.	0,6	0,8	
	Brettschichtholz	alle	k. A.	0,6	0,8	
	Brettsperrholz	alle	k. A.	0,6	0,8	
	Sperrholz	alle	k. A.	0,8	1,0	
[Blaß 1988]	Vollholz	Druck	≤40%	0,2		T
[Härtel 2000]	Brettschichtholz, Vollholz	Druck, Biegung	20 % - 25 %	0,4	0,6	V + T
[Leyder und Granello 2017]	Brettschichtholz	Druck	k. A.	3,3		V + T
		Biegung	k. A.	0,8		
[Toratti 1992b]	Vollholz Brettschichtholz	Biegung	k. A.	1,4	1,7	V + T
[Jöbstl und Schickhofer 2007]	Brettsperrholz	Biegung	≤ 30,5 %	0,85	1,1	V
[Wanninger 2015]	Brettschichtholz	Druck	k. A.	0,5	2,4	V + T
[Fragiacomo und Batchelar 2012]	Brettschichtholz	Druck	28 %	1,8		V + T
[Schänzlin 2003]	Vollholz	Biegung	k. A.		2,23	V + T
[Gressel 1983]	Vollholz	Biegung	k. A.	0,6	0,8	V + T
[Glos u. a. 1987]	Vollholz	Druck	14 % - 21 %	0,1		V

Tabelle 4.1: Zusammenstellung von Kriechwerten aus der Literatur

4.1.3 Einflussparameter auf das Kriechverhalten

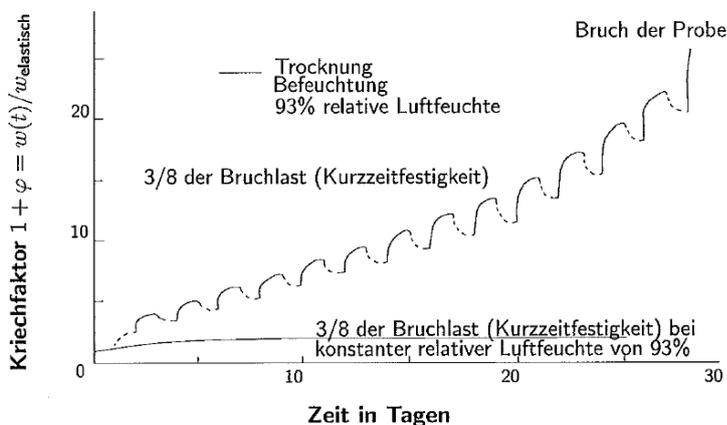
4.1.3.1 Einleitung

Im Rahmen dieses Forschungsberichtes werden nur die wesentlichen und für die Fragestellung dieses Forschungsvorhabens relevanten Erkenntnisse zusammengefasst. Einen guten Gesamtüberblick über alle Einflussparameter enthalten z. B. [Niemz 2005], [Härtel 2000] und [Aondio 2014].

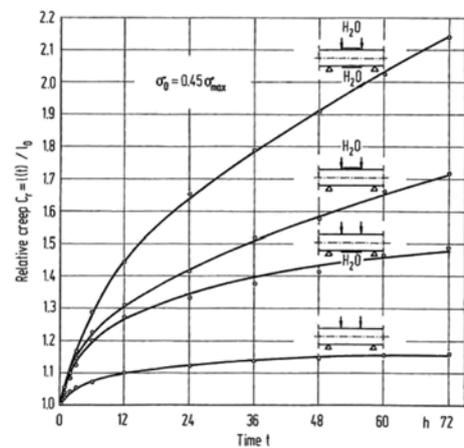
4.1.3.2 Holzfeuchtigkeit und Änderungen der Holzfeuchtigkeit

Die Holzfeuchtigkeit und deren zeitliche Änderungen wirken sich stark auf das Kriechverhalten aus. Größere Holzfeuchten gehen mit größeren Kriechverformungen einher, ebenso wirken sich Änderungen der Holzfeuchtigkeit vergrößernd auf die Kriechverformungen aus. Je größer die Holzfeuch-

teschwankung, und je länger die Feuchte- und Trocknungszyklen, umso größer fällt die Kriechverformung aus (Gressel [1983], Toratti [1992a], Blaß [1988]). Moliński und Raczkowski [1988] haben Biegekriechversuche von Holz bei unterschiedlicher Befeuchtung durchgeführt (vgl. Abbildung 4.1). Gut erkennbar ist auch hier, dass die Verformung mit dem Feuchteeinfluss stark zunimmt. Bei einer trockenen Probe konvergiert die Verformungszunahme dagegen bereits nach ca. 72 Stunden gegen Null. Der Einfluss schwankender Holzfeuchte kann die Kriechverformung im Verhältnis zur konstanten Holzfeuchte bis zu verfünffachen [Fröbrich 2017], allerdings ist nach[Blaß 1988] bei baupraktisch auftretenden Schwankungen von bis zu $\pm 3,5\%$ eine Verdoppelung des Wertes für konstante Holzfeuchtigkeit ausreichend.



(a) [Schänzlin 2003]

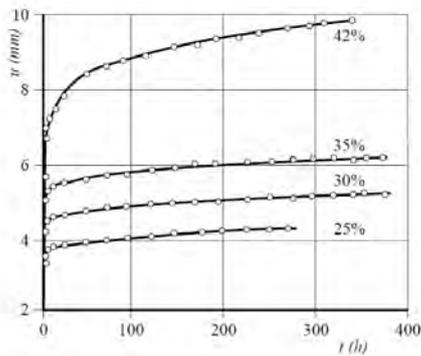


(b) [Moliński und Raczkowski 1988]

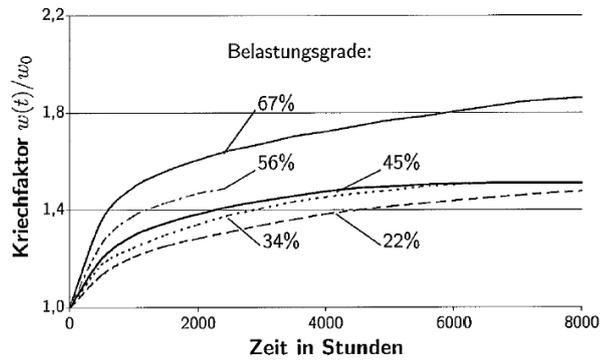
Abbildung 4.1: Einfluss von Feuchteänderungen auf die Kriechverformung

4.1.3.3 Belastungsgrad

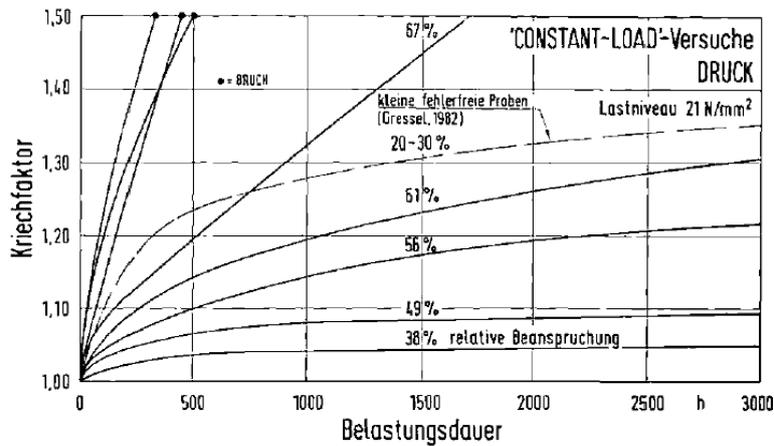
Der Belastungsgrad wirkt sich erheblich auf die Größe der Kriechverformungen aus (vgl. Abbildung 4.2). Als Belastungsgrad ist immer das Verhältnis der aufgetragenen Last zum Mittelwert der Kurzzeitfestigkeit maßgebend. Gressel [1983] gibt an, dass unter einem Belastungsgrad von 5 % bis 15 % keine Kriechverformungen zu erwarten sind. Oberhalb von ca. 40 % nähmen die Kriechverformungen stark zu, bei Belastungsgraden von über 60 % sei mit Kriechbrüchen zu rechnen. Glos u. a. [1987] stellte für Längsdruckbeanspruchung bei Belastungsgraden unter ca. 40 % sehr kleine Kriechzahlen von unter 0,1 fest.



(a) [Blaß u. a. 1995]



(b) [Gressel 1983]



(c) [Glos u. a. 1987]

Abbildung 4.2: Einfluss des Belastungsgrades auf die Kriechverformung

4.1.3.4 Belastungsrichtung

Das Kriechverhalten ist je nach Belastungsrichtung stark unterschiedlich. Die größten Kriechverformungen treten bei Torsionsbelastungen auf, die niedrigsten bei Zugbelastungen in Faserrichtung. In realen Bauteilen treten bei Biegebeanspruchungen immer gleichzeitig auch Schubbeanspruchungen auf. Die gemessene Kriechverformung setzt sich daher bei Biegeversuchen je nach dem Länge/Höhe-Verhältnis des betrachteten Bauteils immer aus diesen beiden Anteilen zusammen. Gressel gibt dazu an, dass die Kriechverformung fehlerfreier Fichtenholzproben im trockenen Innenklima bei einem Stützweitenverhältnis $l/h = 5$ etwa 4 mal und bei $l/h = 10$ etwa 2 mal so groß sei wie bei $l/h = 22$ (vgl. Abbildung 4.3. Versuchsergebnisse zum reinen Schubkriechen sind nicht bekannt. Auch Kriechverformungen infolge Querdruckbeanspruchung sind nach Möhler und Maier [1970] wesentlich größer als bei Beanspruchung längs zur Faser.

Bei Biegekriechversuchen an Brettsperrholzbauteilen kommt hinzu, dass in den einzelnen in Längs-

richtung angeordneten Lamellen Biege- und Schubspannungen gleichzeitig auftreten, und zusätzlich noch die Verformungsanteile aus der Rollschubbeanspruchung der Querlagen hinzukommen. So haben Jöbstl und Schickhofer (2007) festgestellt, dass die Kriechzahlen von biegebeanspruchtem Brettsper Holz je nach Klimabedingungen und Lastniveau um bis zu 46,5 % höher liegen als bei Brettschichtholz.

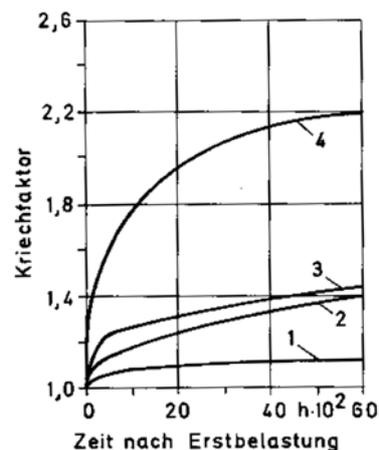


Abbildung 4.3: Abhängigkeit des Kriechens von der Belastungsart, 1 = Zug, 2 = Druck, 3 = Biegung, 4 = Torsion, Fichte im Klima 20/55 bei 30 % Belastungsgrad, aus [Gressel 1983]

4.1.3.5 Geometrie der Prüfkörper

Die Geometrie und die Abmessungen der Versuchskörper haben einen wesentlichen Einfluss auf die Größe der Kriechverformungen, insbesondere dann, wenn Feuchteschwankungen auftreten (vgl. Abbildung 4.4). Je großformatiger die Querschnitte sind, umso geringer ist deren Empfindlichkeit für Klimaschwankungen und umso kleiner werden die gemessenen Kriechzahlen. Auch die Inhomogenität des Holzes kann einen Einfluss haben, da diese bei kleinen Versuchskörpern zu größeren Streuungen der Materialeigenschaften führt. Viele Kriechversuche aus Literaturangaben wurden an relativ kleinformatischen Prüfkörpern durchgeführt (z. B. in [Wanninger 2015]). Vorteilhaft sind dabei der geringere Aufwand für den Versuchsaufbau und die geringere Menge an Probenmaterial. Nachteilig ist jedoch, dass die Ergebnisse oft nicht ohne weiteres auf originalmaßstäbliche Bauteile übertragbar sind. Kleine Proben kriechen nach [Gressel 1984] wesentlich stärker als große Querschnitte, was auf die größere Trägheit bei Feuchteänderungen zurückgeführt werden kann. [Toratti 1992b] führte Untersuchungen mit Proben gleichen Belastungsgrades, aber unterschiedlichem Querschnitt bei wechselnder Feuchtebeanspruchung durch. Auch hier zeigt sich ein deutlich stärkeres Kriechverhalten von kleinformatischen Probekörpern.

Ein weiterer Einfluss kann in der Messtechnik liegen: Kleine Proben ergeben sehr kleine Verformungen, was entsprechend hohe Anforderungen an die verwendeten Messgeräte stellt. Auch der relative Messfehler steigt bei kleiner Probengröße unvermeidbar an. In den in diesem Forschungsvor-

haben durchgeführten Versuchen mit Probengrößen von 8 m Länge wurden Gesamtvorformungen von rund 10 mm gemessen, die Kriechverformungen lagen in der Größenordnung von 1 mm. Eine Messuhr oder ein Wegaufnehmer mit einer Genauigkeit von 1/100 mm erscheint somit als geeignet. Wenn jedoch Probengrößen von rund 10 cm gewählt werden [Wanninger 2015], sind ungleich höhere Anforderungen an die Messtechnik zu stellen.

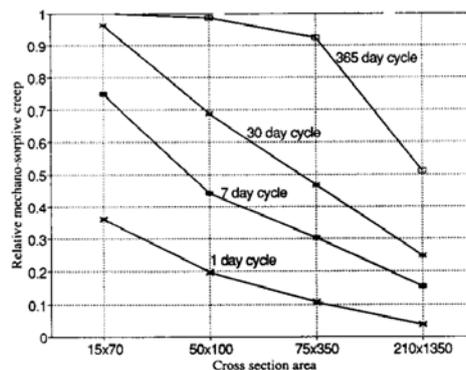


Abbildung 4.4: Kriechen bei wechselnder Luftfeuchtigkeit und unterschiedlichen Querschnittsabmessungen, Maße in *mm* [Toratti 1992b]

4.1.3.6 Temperatur

Morlier [2007] gibt an, dass auch die Temperatur einen Einfluss auf das Kriechverhalten hat. Unterhalb von ca. 45° C ist jedoch kein Einfluss festzustellen, erst mit höheren Temperaturen steigen die Kriechverformungen an. Für baupraktisch übliche Fälle kann daher der Temperatureinfluss vernachlässigt werden.

4.2 Identifizierter Forschungsbedarf

Die in DIN EN 1995-1-1 angegebenen Werte für k_{def} unterscheiden nicht nach verschiedenen Belastungsgraden, Belastungsrichtungen, Sortierungen und Verarbeitungsformen des Holzes. Die Unterscheidung nach Holzfeuchtigkeiten erfolgt relativ grob entsprechend der Nutzungsklassen. Die Zahlenwerte basieren wesentlich auf den Untersuchungen von Gressel [1983], der Untersuchungen an biegebeanspruchten Vollholzquerschnitten durchgeführt hat. Auch ein Großteil der Kriechversuche in weiterer Literatur wurde als Biegeversuche durchgeführt. Die Kriechverformungen sind für frisches Vollholz in der Regel größer als für technisch getrocknetes und sortiertes Brettschichtholz, und unterscheiden sich stark je nach Belastungsart und Belastungsintensität (vgl. Abschnitt 4.1).

Untersuchungen an druckbelasteten, getrockneten und festigkeitssortierten BSH-Querschnitten (u. a. [Hartnack 2004], siehe auch [Glos u. a. 1987]) legen nahe, dass bei diesen Randbedingungen mit erheblich geringeren Kriechverformungen zu rechnen ist. Für Anwendungen im Ingenieurholzbau,

wie hier bei vorgespannten Konstruktionen, ist daher eine differenziertere Betrachtung sinnvoll.

Aus dieser Motivation heraus wurde in diesem Forschungsvorhaben eine Reihe von Kriechversuchen an BSP-Prüfkörpern mit Belastung in Plattenebene durchgeführt. Variiert wurden dabei die Belastungsintensität und das Umgebungsklima. Ziel war die Angabe von besser auf den Anwendungsfall passenden Kriechzahlen, welche als Basis z. B. für die Spannkraftberechnung dienen können.

4.3 Kriechversuche

4.3.1 Überblick

Insgesamt wurden sieben Kriechversuche durchgeführt (vgl. Tabelle 4.2). Dazu wurden 8,0 m lange BSP-Prüfkörper in Richtung der Längslagen durch eine mittig ohne Verbund eingebaute Spannritze unter Druckspannung gesetzt, und die Verformungen über die Zeit gemessen. Die Prüfkörper wurden mit drei unterschiedliche Belastungsgraden von $5,0 \text{ N/mm}^2$, 10 N/mm^2 und 15 N/mm^2 Druckspannung in den Längslagen belastet.

4.3.2 Versuchskörper und Vorspanntechnik

Das Brettsperrholz wurde der laufenden Fertigung des Projektpartners entnommen, die Fichtenholzlamellen entsprachen der Festigkeitsklasse C24, der Aufbau war **34-24-34-24-34**. Die Rohdichte lag im Mittel bei 440 kg/m^3 , die Holzfeuchte bei Beginn der Versuche im Mittel bei 10,8 % HF. Der Mittelwert der Druckfestigkeit wurde mit 36 N/mm^2 anhand der Prüfserie C entsprechend Kapitel 2 bestimmt, da die gleiche Charge von Holzlamellen verwendet wurde. Der E-Modul der einzelnen Prüfkörper in Längsrichtung wurde durch die Messung und Umrechnung der Verformungen beim

Nr.	Belastung [N/mm^2]	Belastungs- grad [%]	Klima	Querschnitts- höhe [mm^2]	Nettofläche [mm^2]	Laufzeit [h]
A1.1	5,0	14	konstant	400	39644	1342
A1.2	5,0	14	konstant	400	39644	1342
B1	10,0	28	konstant	200	19244	1924
B2	10,0	28	außen	200	19244	6500
C1a	15,0	42	konstant	142	13328	2760
C1b	15,0	42	konst. + Wechsel	142	13328	6800
C2	15,0	42	außen	142	13328	6500
C3	15,0	42	Wechsel	142	13328	4100

Tabelle 4.2: Daten und Eigenschaften der Kriechversuche

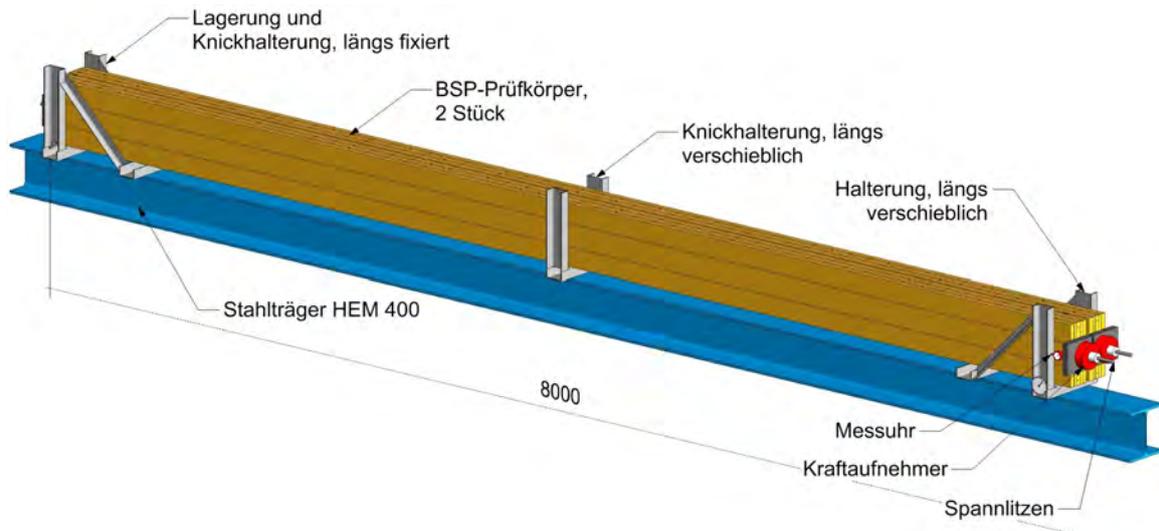


Abbildung 4.5: Ansicht Versuchsaufbau Kriechversuche

Vorspannen für jeden Versuchskörper individuell bestimmt.

Die Prüfkörper wurden wie folgt nummeriert: Der Buchstabe gibt die Druckspannung an, A für 5 N/mm^2 , B für 10 N/mm^2 und C für 15 N/mm^2 . Die erste Zahl definiert die Klimarandbedingungen, die 1 steht hier für konstantes Innenklima, die 2 für Außenklima und die 3 für geregeltes Wechselklima. Wenn mehrere Versuche bei einem Klima und einer Belastungsstärke durchgeführt wurden, erhielten die Versuchskörper noch eine dritte Zahl zur Nummerierung (A1.1 und A1.2). Versuchskörper C1 wurde zweifach ausgewertet, C1a für die anfängliche Phase mit konstantem Klima und C1b für die Gesamtdauer mit anfänglich konstantem, und später Wechselklima. Eine Übersicht ist in Tabelle 4.2 und in der Zeitübersicht Abbildung 4.7 dargestellt.

Die Druckkraft wurde durch je eine Monolitze $A_P = 150 \text{ mm}^2$ aufgebracht, die bis zu ihrer zulässigen Dauerlast vorgespannt wurde. Die Litze entsprach der abZ Z-12.3-84, Stahlgüte St 1660/1860 mit *sehr niedriger Relaxation*. Die Unterschiedlichen Belastungsgrade im Holz wurden durch Variation der Querschnitte erzeugt. Die Prüfkörper waren jeweils paarweise in einem Stahlrahmen montiert, wobei ein Ende des Holzes gegenüber dem Stahl fixiert war, und das andere Ende beweglich gelagert. Die Knickhalterungen und beweglichen Lager wurden mit Rollenlagern und teilweise PTFE-Platten als Zwischenlagen ausgestattet. Zur Verhinderung eines seitlichen Ausknickens wurden entsprechende Knickhalterungen eingebaut.

4.3.3 Klima und Messtechnik

Die Kriechversuche wurden in konstantem Normklima ($20 \text{ }^\circ\text{C}$, 60 % rF) und bei künstlichem Wechselklima im Labor des MPA BAU der TUM, und im natürlichen Außenklima auf dem Firmengelände des Projektpartners Züblin Timber in Aichach gelagert. Bei den Versuchen unter Laborbedingungen

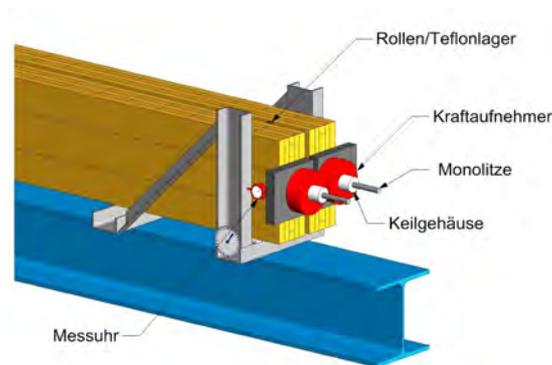


Abbildung 4.6: Detail verschiebbliches Ende, Spannverankerung und Kraftmessdosen

wurde kontinuierlich die Kraft in den Spannlitzen mit je einer 500 kN-Kraftmessdose (Fa. Induk, Typ 722B) in Kombination mit einem Messverstärker Induk Typ BA660 gemessen. Bei den Versuchen im Außenklima ist diese Messung entfallen.

Bei allen Versuchen wurde die Längsverschiebung des losen Endes der Prüfkörper gegenüber dem Stahlträger gemessen, bei den Versuchen im Außenklima erfolgte diese Messung elektronisch mit induktiven Wegaufnehmern (Schreiber Messtechnik Typ SM347) und einer kontinuierlichen Messdatenspeicherung, bei den Versuchen im MPA Bau durch manuelles regelmäßiges Ablesen von entsprechend angeordneten mechanischen Messuhren. Alle verwendeten Wegmesser hatten eine Genauigkeit von ein Hundertstel mm. Bei allen Versuchen wurde kontinuierlich die Luftfeuchtigkeit, Lufttemperatur, und Stahltemperatur gemessen. Bei den Versuchen im künstlichen Wechselklima wurde außerdem die Holzfeuchtigkeit verschiedener Messstellen mit einem Datenlogger aufgezeichnet.

Zur Messdatenaufnahme und -speicherung wurden Bauteile aus dem Elektronik-Baukastensystem *Tinkerforge* (www.tinkerforge.com) verwendet. Mit diesem System wurden alle Messwerte in 15-Minuten-Zeitintervallen gespeichert.

4.3.4 Spannvorgang

Die BSP-Versuchskörper wurden in den Versuchstand eingebaut, und anschließend die Spannlitzen eingefädelt, die Ankerplatten und Keilgehäuse montiert, sowie die Kraftaufnehmer und Messuhren installiert (vgl. Abbildungen 4.5, 4.6, 4.9, 4.10). Anschließend wurde mit einem hydraulischen Hohlkolbenzylinder eine Vorkraft von ca. 1 kN aufgebracht, und anschließend die Kraft- und Wegmessung genullt. Nun wurde die Monolitze auf ca. 220 kN gespannt, und die entsprechende Verformung abgelesen. Nach dem Spannen wurde der Ankerkeil eingeschlagen, und die Presse gelöst. Die Kraft nach Absetzen der Presse ($P_{m,0}$) und die zugehörige Verformung u_0 bilden den Startwert des Kriechversuchs. Der Spannweg setzt sich aus der Stauchung des Holzes und der Dehnung der Litze zusammen. Er wurde nur zur überschlägigen Kontrolle ohne besondere Genauigkeitsanforderung gemessen und mit den errechneten Werten abgeglichen. Die gemessenen Spannkräfte und Verformungen

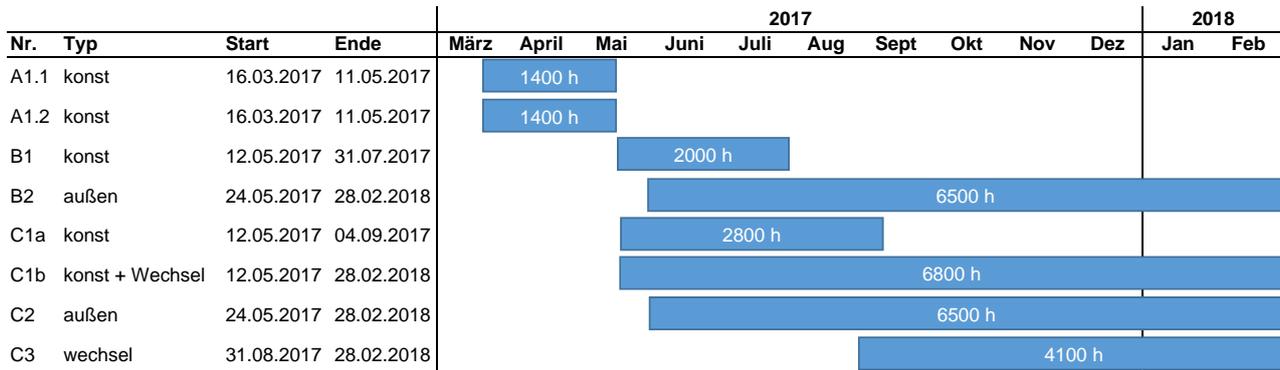


Abbildung 4.7: Übersicht Zeitachse und Versuchsdauern der Kriechversuche

und berechneten E-Moduli sind in Tabelle 4.3 zusammengestellt. Auffällig ist der im Vergleich zu den anderen Versuchskörpern deutlich geringere E-Modul in Versuch A1.1. Es konnten optisch keine Auffälligkeiten festgestellt werden, und auch die Rohdichte dieses Prüfkörpers war durchschnittlich. Es ist daher nicht auszuschließen, dass es sich hier um einen Messfehler handelt. Da zwei identische Versuche dieses Typs (A1.1 und A1.2) durchgeführt wurden, wirkt sich dies aber nicht auf das Ergebnis aus.

Versuch	A1.1	A1.2	B1	B2	C1	C2	C3
P_{max} [kN]	220,0	221,0	222,0	221,5	222,9	220,5	222,5
$P_{m,0}$ [kN]	203,7	206,5	207,7	209,5	210,3	208,2	210,5
u_0 [mm]	4,40	3,76	7,65	7,40	9,91	10,1	11,02
E-Modul [N/mm^2]	9379	11083	11292	12738	12373	11466	11466

Tabelle 4.3: Kräfte und Verformungen beim Spannvorgang und errechnete E-Moduli

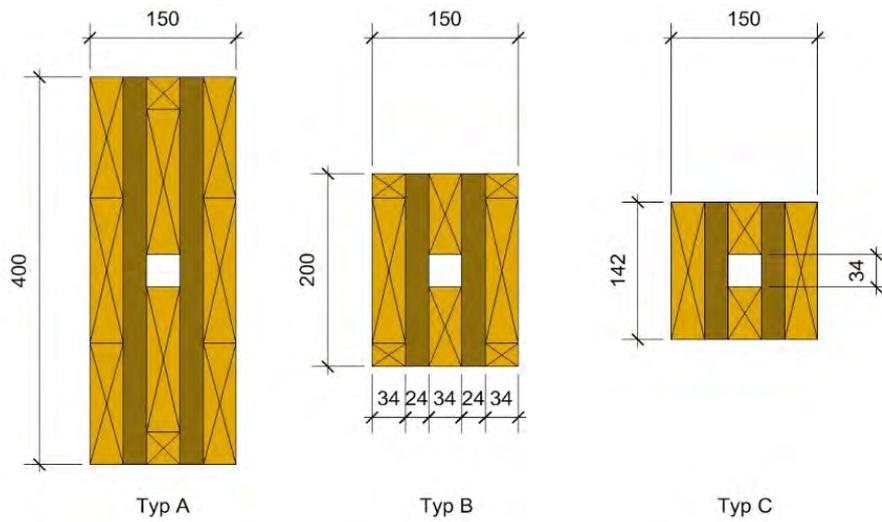


Abbildung 4.8: Querschnitte der drei Versuchskörper-Typen A, B, C

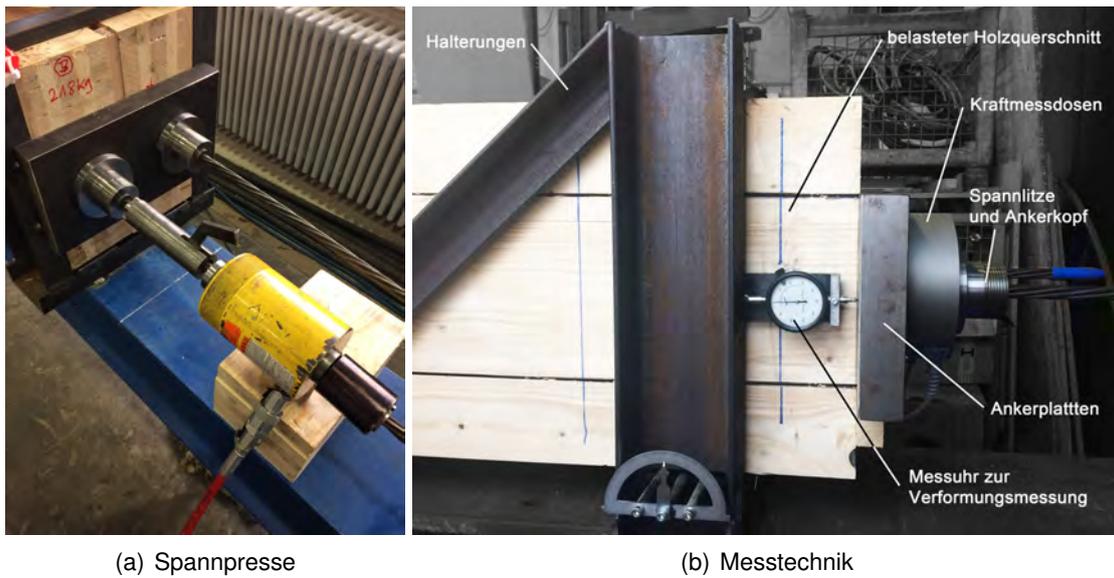


Abbildung 4.9: Spannresse mit Spankeilgehäuse (a), Anordnung der Messeinrichtungen (b)



Abbildung 4.10: Spannpresse mit Spannkeilgehäuse (a), Anordnung der Messeinrichtungen (b)

4.3.5 Versuche unter Laborbedingungen

4.3.5.1 Konstantes Klima

Die Holzbau-Laborhalle des MPA BAU der TUM ist mit einer Luftbefeuchtungsanlage ausgestattet, die eine relativ konstante Luftfeuchtigkeit von 60 % rF sicherstellt. Die Halle ist beheizbar, wird aber im Sommer nicht gekühlt. Die Lufttemperatur lag daher in einem Bereich von ca. 19 °C bis 26 °C (Abbildung 4.11). Im konstanten Klima wurden die Versuche A1.1 und A1.2 mit 1342 h Laufzeit, und B1 mit 1924 h Laufzeit durchgeführt.

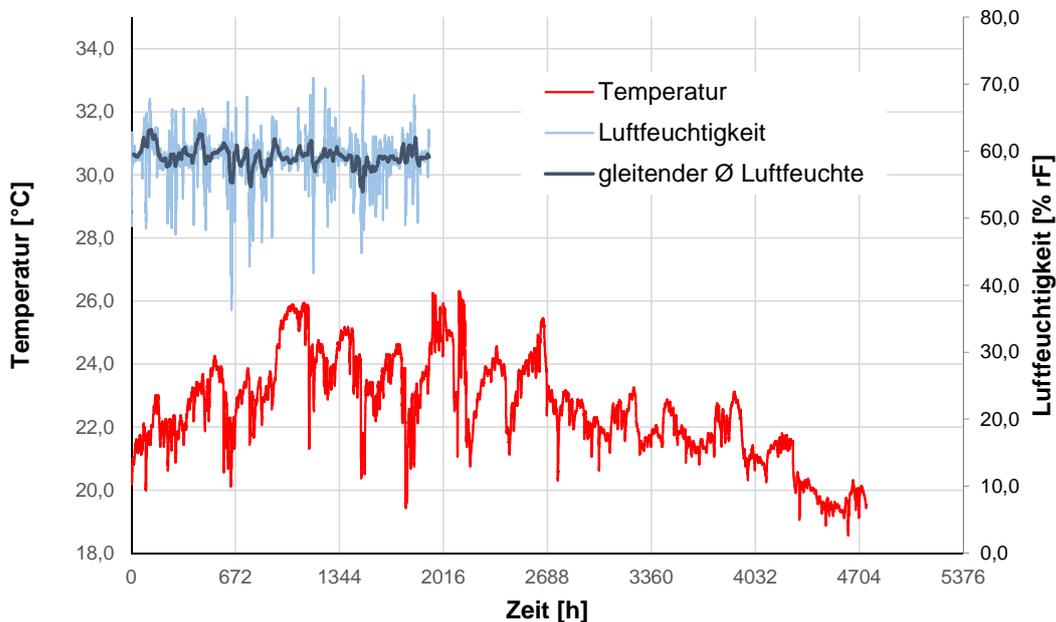


Abbildung 4.11: Luftfeuchtigkeit und -temperatur im Laborklima, Zeitraum ca. Mai bis Dezember 2017

4.3.5.2 Wechselklima

Zur Erzeugung des gewünschten Wechselklimas wurde um den Versuchsaufbau nach Abschluss der Versuche bei konstantem Normklima eine Hüllkonstruktion aus diffusionsdichter Kunststoffolie aufgebaut. Dieser Klimaversuchsstand hatte einen Rauminhalt von ca. 10 m^3 . Durch einen eingebauten Rohrventilator mit einer Förderleistung von $125 \text{ m}^3/\text{h}$ wurde eine ständige Luftumwälzung und somit gleichmäßige Klimaverhältnisse innerhalb der Umhüllung sichergestellt. Die Luftbefeuchtung und Lufttrocknung wurde mit einem handelsüblichen Ultraschall-Luftbefeuchter und einem Kondensationslufttrockner realisiert. Diese Geräte waren jeweils mit einem integrierten Luftfeuchtesensor und Regler ausgestattet, und ermöglichten so die Vorwahl und anschließende selbsttätige Regelung eines gewünschten Luftfeuchtigkeitswertes (Abbildung 4.12).

Gewählt wurde ein Klimaverlauf mit wöchentlichem Wechsel zwischen 40 % rF und 90 % rF, wobei jeweils vier trocken- und vier Feuchtphasen durchgeführt wurden. Im Anschluss an die letzte siebentägige Trockenphase folgte jeweils eine vierwöchige Feucht- und Trockenphase. Die „Spitzen“ in den Feuchtwerten (insbesondere bei der dritten 7-tägigen und der vierwöchigen Feuchtphase) resultierten aus einem zeitweisen technischen Defekt des Reglers des Luftbefeuchters, so dass dieser eine Luftfeuchtigkeit bis zu 100 % erzeugte. Der unregelmäßige Verlauf vor Beginn der ersten Feuchtphase ergab sich aus verschiedenen Probeläufen der Be- und Entfeuchtungstechnik (vgl. Abbildung

4.13 und 4.14).



Abbildung 4.12: Ultraschall-Luftbefeuchter Fa. Steba (a) und Kondensationsluftentfeuchter Fa. Trotec (b)

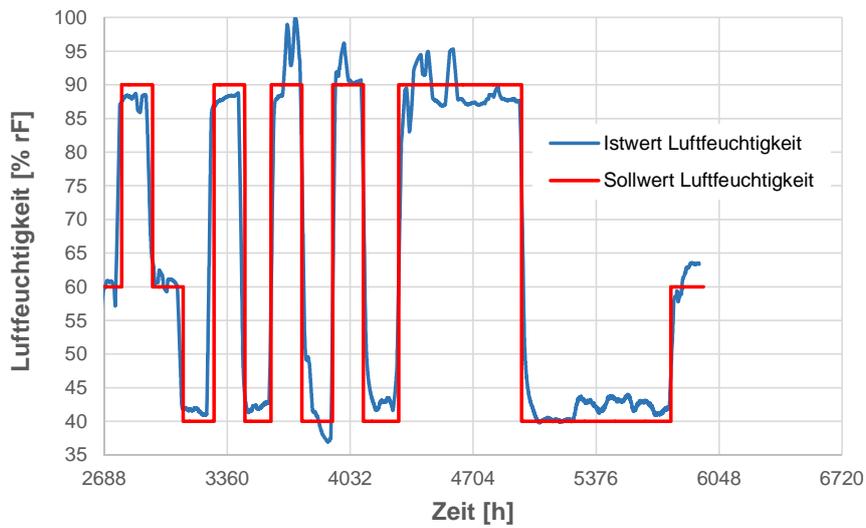


Abbildung 4.13: Diagramm Wechselklima Soll-Ist-Vergleich

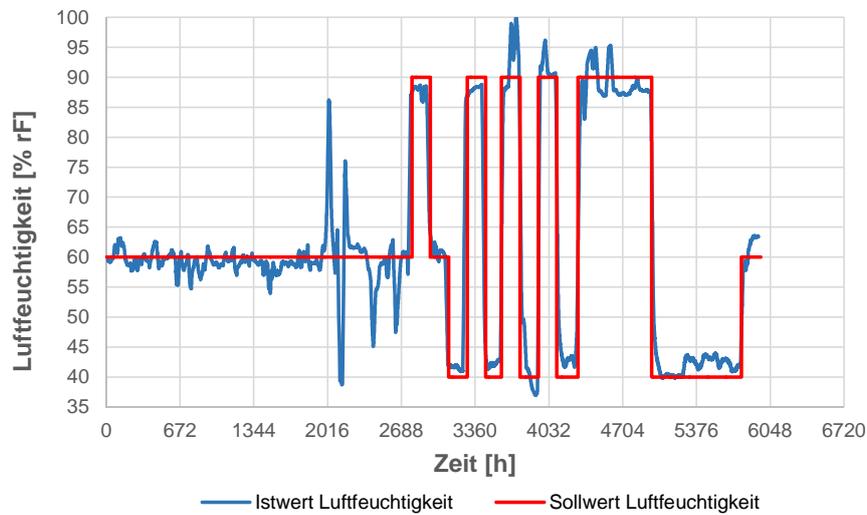


Abbildung 4.14: Diagramm Wechselklima Soll-Ist-Vergleich Gesamtdauer

4.3.6 Versuche im natürlichen Außenklima

Die Außenversuche B2 und C2 wurden auf dem Firmengelände der Fa. Züblin Timber in D-86573 Aichach durchgeführt. Als Standort wurde eine allseitig offene Lagerhalle gewählt, die Versuchskörper wurden trocken, schattig, und frei belüftet aufgestellt (Abbildung 4.15). Das Klima über die Versuchsdauer ist Diagramm 4.16 dargestellt. Es ist erkennbar, dass die Luftfeuchtigkeit von Anfangs ca. 40 % rF (im Mai 2017) bis auf ca. 90 % rF (im Winter) anstieg, und im Frühjahr wieder sank. Die Lufttemperatur im 24-h \varnothing lag im gleichen Zeitraum zwischen minimal ca. $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$ und maximal $25\text{ }^{\circ}\text{C}$.



Abbildung 4.15: Versuchsaufbau auf dem Firmengelände von Züblin Timber in Aichach

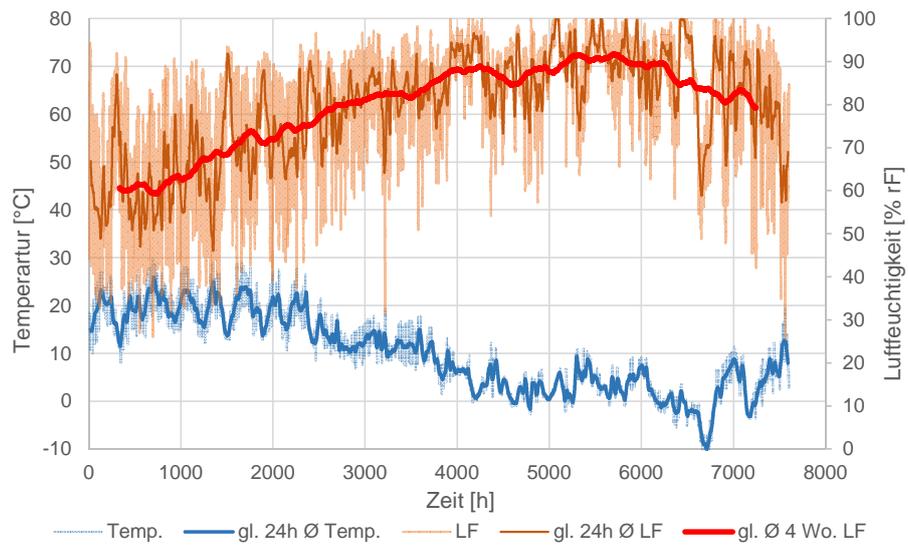


Abbildung 4.16: Lufttemperatur und Luftfeuchte auf dem Außenversuchsgelände in Aichach von ca. Mai 2017 bis März 2018

4.3.7 Versuchsergebnisse

4.3.7.1 Berücksichtigung von Temperatur- und Kraftänderungen

Die gemessene Verformung der Versuchskörper setzt sich aus verschiedenen Einflüssen zusammen. Um die gesuchte Kriechverformung zu erhalten, müssen die anderen Verformungsanteile rechnerisch erfasst und die gemessenen Rohdaten entsprechend korrigiert werden. Das statische System des Versuchsaufbaus ist in Abbildung 4.17 ersichtlich. Wesentliche Einflüsse ergeben sich aus der Temperaturdehnung des Holzes und des Stahls, der Abnahme der Vorspannkraft infolge Relaxation des Spannstahls, und dem Quellen und Schwinden des Holzes:

$$u_{\text{gemessen}} = u_{\text{creep}} + u_{T,\text{Stahl}} + u_{T,\text{Holz}} + u_{\Delta P} + u_{Q+S} \quad (4.2)$$

Die Anteile $u_{T,\text{Stahl}}$ und $u_{T,\text{Holz}}$ ergeben sich aus den temperaturinduzierten Längenänderungen der Bauteile. Die Temperatureausdehnungskoeffizienten für Stahl und Holz wurden dabei mit $\alpha_{T,\text{Stahl}} = 12,0 \cdot 10^{-6}$ und $\alpha_{T,\text{Holz}} = 6,0 \cdot 10^{-6}$ angenommen. Eine Temperaturerhöhung wirkt sich somit als scheinbare Verkürzung des Prüfkörpers aus (vgl. Lagerungsbedingungen Abbildung ??). Bei dem Außenversuch (Klima 2) wurden die Luft- und Stahltemperatur gemessen, bei den Laborversuchen nur die Lufttemperatur. Die Unterschiede sind gering und im relativ konstanten Innenklima vernachlässigbar. Im Außenklima waren Unterschiede nur in den Spitzenwerten frühmorgens (niedrigste Temperatur) und nachmittags (höchste Temperatur) aufgrund der thermischen Trägheit der Materialien messbar, der Unterschied betrug ca. $2\text{-}3 \text{ }^\circ\text{C}$. Für den Außenversuch wurde die Stahltemperatur als Referenzwert für die Rechnung genutzt. Die relative Verschiebung aus Temperatureinfluss ergibt sich somit aus der Differenz beider Werte:

$$u_{\Delta T,\text{gesamt}} = (\alpha_{T,\text{Stahl}} - \alpha_{T,\text{Holz}}) \cdot \Delta T \cdot L \quad (4.3)$$

Die Vorspannkraft nimmt im Laufe der Zeit ab durch die Relaxation des Spannstahls und das Kriechen des Holzes, sie schwankt zudem durch Temperatureinflüsse und Längenänderungen infolge Quellen und Schwinden. Die Relaxation des Spannstahls betrug jeweils wenige Prozent und lag somit im erwarteten Bereich der Materialeigenschaften des Spannstahls. Eine Verringerung der Vorspannkraft wirkt sich als Verlängerung des Holz-Prüfkörpers aus, somit entgegen der Kriechverformung und ist daher rechnerisch zu berücksichtigen:

$$u_{\Delta P} = \Delta F \cdot L / EA \quad (4.4)$$

ΔF wurde dabei aus der Differenz zwischen $P_{m,0}$ und der gemessenen Kraft $P(t)$ bestimmt, E aus der elastischen Stauchung beim Spannvorgang (vgl. Tabelle 4.3), L und A sind geometrische Daten der Prüfkörper.

Quellen und Schwinden wirkt sich erheblich auf die gemessenen Verformungen aus. So betrug z. B. im Versuch C1.2 und C3 im wöchentlichen Klimawechselzyklus die Amplitude der Verformungen

rund 1,0 mm, was in der Größenordnung der maximalen Kriechverformung liegt, oder diese sogar übertrifft. Grundsätzlich sind daher am besten Kriechverformungen zu ermitteln, wenn die Holzfeuchte an Anfang und Ende des Versuchs gleich ist.

DIN EN 1995-1-1 gibt als Quell- und Schwindmaß α längs zur Faser 0,02 % je 1 % Holzfeuchteänderung an. Bei behindertem Quellen und Schwinden ist dieser Wert zu halbieren.

$$u_{\Delta P} = \alpha \cdot \Delta w / 100 \cdot L \quad (4.5)$$

Somit ergibt sich z. B. für eine Holzfeuchteänderung von 3,0 % bei einem 8,0 m langen Prüfkörper in Längsrichtung eine rechnerische Verformung von 4,8 mm. Schwierigkeiten ergeben sich jedoch u. a. aus der ungleichmäßigen und zeitlich variablen Holzfeuchteverteilung über den Querschnitt, was beispielsweise bei einem Aufweichungsvorgang zu einer erhöhten Spannung in den äußeren Brettlagen, und einer verringerten Spannung in der Mittellage führt.

Zunächst ohne Berücksichtigung des Quell- und Schwindverhaltens kann Formel 4.2 zur Ermittlung der tatsächlichen Kriechverformung wie folgt umgestellt werden:

$$u_{creep} = u_{gemessen} + u_{T,gesamt} + u_{\Delta P} \quad (4.6)$$

Diese Umrechnung bzw. Korrektur der Messdaten wurde in einer Tabellendatei für jeden Versuch durchgeführt. Alle nachfolgenden Angaben zu Verformungen und Kriechzahlen entsprechen derart korrigierten Werten.

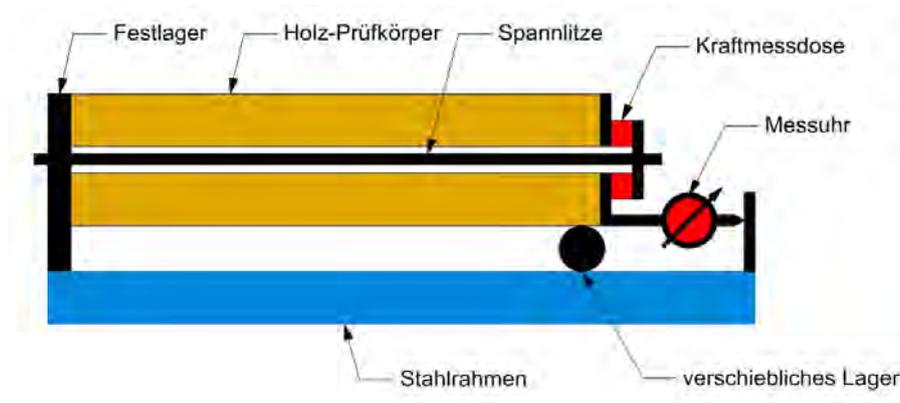


Abbildung 4.17: Statisches Grundsystem des Versuchsaufbaus

4.3.7.2 Versuche im konstanten Normklima

Die um den Temperatur- und Kräfteinfluss bereinigten Messergebnisse der Verformungsmessung der Versuche A1.1 und A1.2 sind in Abbildung 4.18, Abbildung 4.19, Abbildung 4.27, Abbildung 4.20 und Abbildung ?? dargestellt.

Die maximale Verformung infolge Kriechen der PK A1.1 und A1.2 betrug ca. 0,3 mm, was einer Kriechzahl von rund 0,06 entspricht.

Die maximale Verformung infolge Kriechen des PK B1 betrug ca. 0,43 mm, was einer Kriechzahl von rund 0,06 entspricht (Abbildung 4.20).

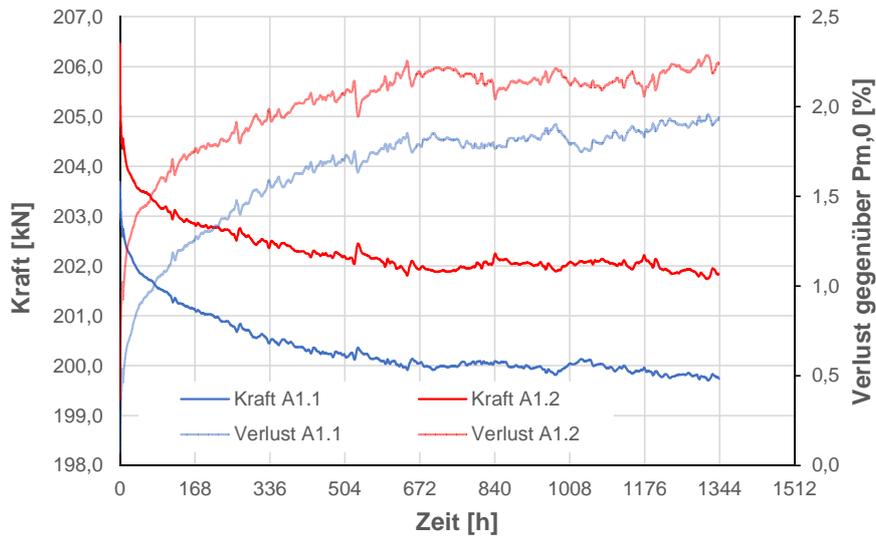


Abbildung 4.18: Kraft und Kraftverluste der Versuche A1.1 und A1.2

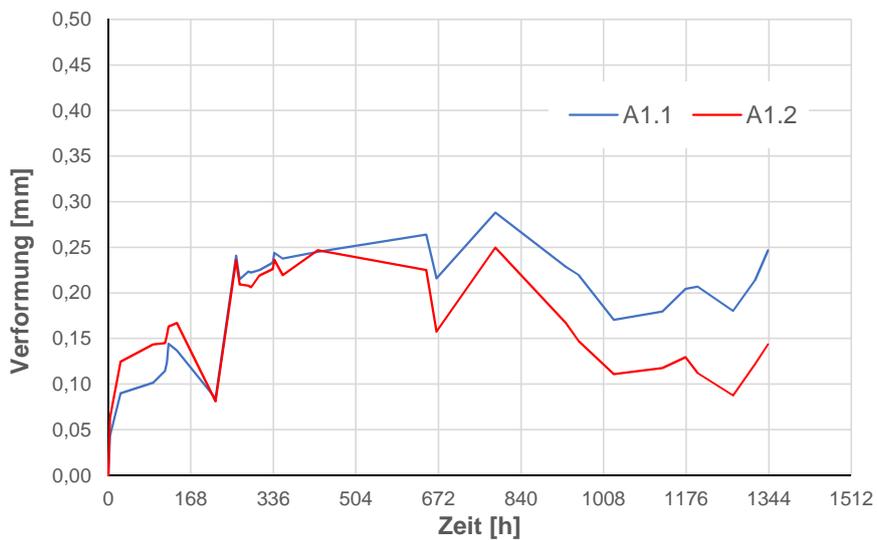


Abbildung 4.19: Verformung der PK A1.1 und A1.2, bereinigt um den Temperatur- und Kräfteinfluss

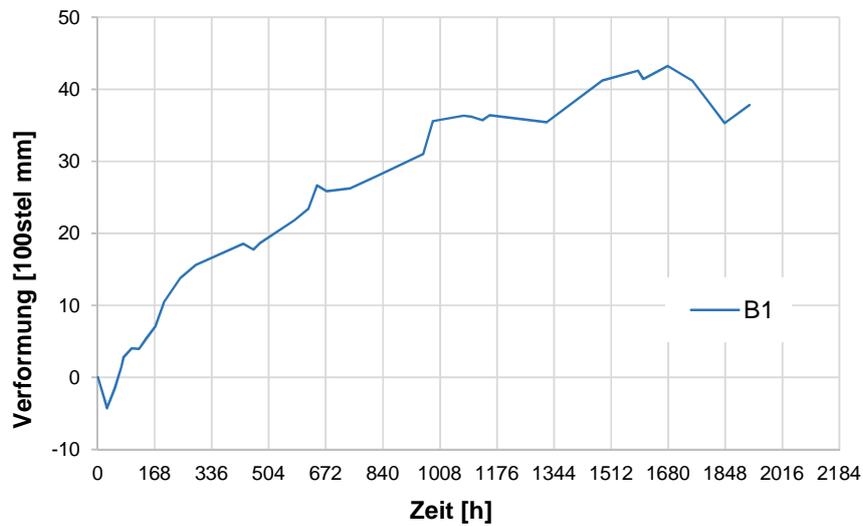


Abbildung 4.20: Verformung der PK B1, bereinigt um den Temperatur- und Kräfteinfluss

4.3.7.3 Versuche im Labor-Wechselklima

In den Abbildungen 4.21 und 4.22 sind die Verformungen der Prüfkörper C1 und C3 dargestellt. Auffallend ist der starke Einfluss der Feuchteänderungen, die das Kriechverhalten deutlich überlagern.

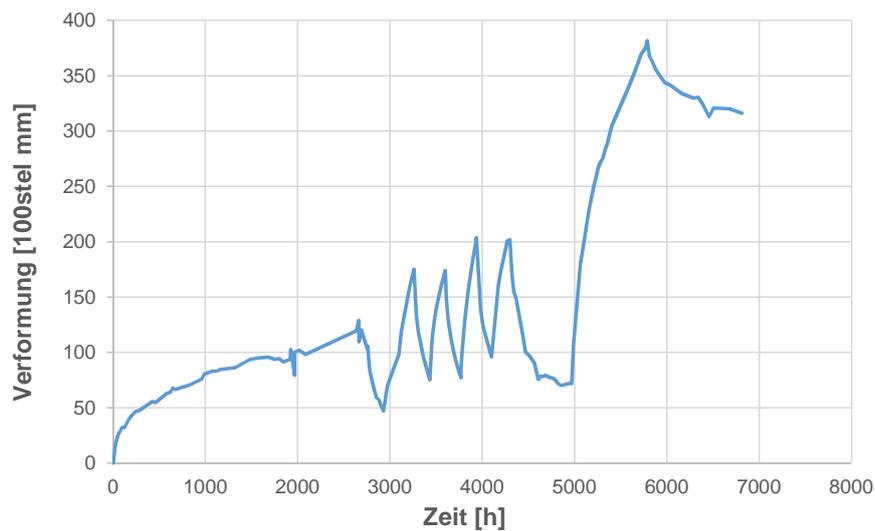


Abbildung 4.21: Verformung PK C1, bereinigt um den Temperatur- und Kräfteinfluss

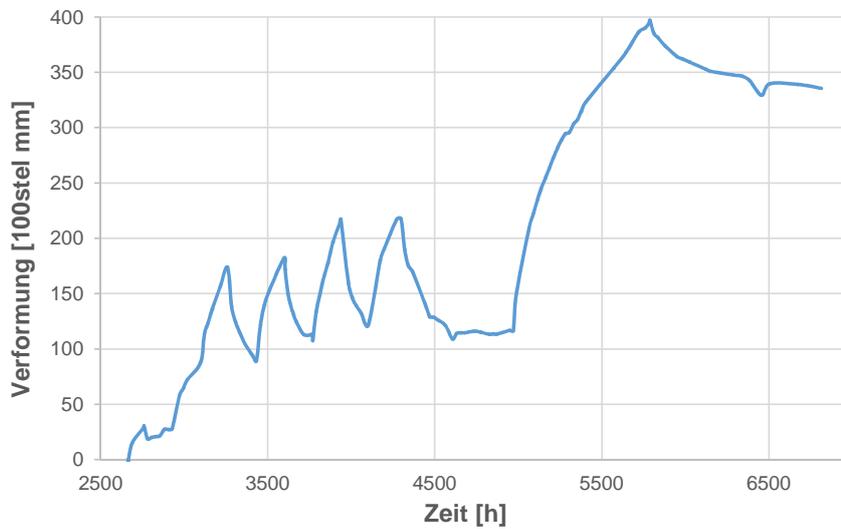


Abbildung 4.22: Verformung PK C3, bereinigt um den Temperatur- und Kräfteinfluss

4.4 Auswertung und Extrapolation

4.4.1 Modellierung, mathematische und rheologische Modelle

Die Gesamtverformung des Holzes setzt sich nach u. a. [Niemz 1993] aus einem sofortigen elastischen, und einem zeitabhängigen plastischem Anteil zusammen. Zu diesen beiden Anteilen kommen noch von der Feuchte und Temperatur abhängige, mechanosorptive Anteile hinzu ([Leyder und Granello 2017]; [Hartnack 2004]; [Wanninger 2015]; [Aondio 2014]; [Hoffmeyer und Davidson 1989]), vgl. Abbildung 4.23. Das Belastungsniveau wird in praktischen Anwendungen auf ca. 30 % begrenzt, so dass die Kriechverformungen einen festen Endwert anstreben (vgl. Abschnitt 4.1).

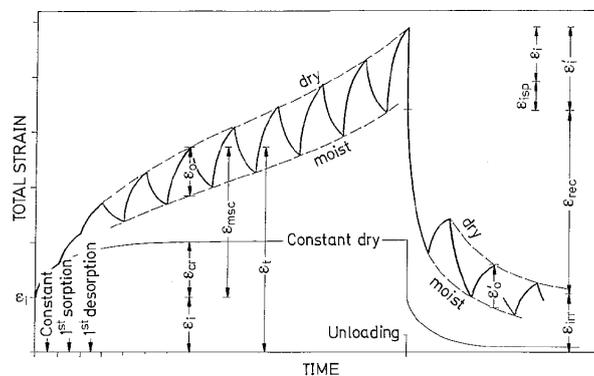


Abbildung 4.23: Idealisierte mechano-sorptive Kriechkurve Hoffmeyer und Davidson [1989]

Ziel der meisten Forschungen zum Kriechverhalten ist es, eine möglichst sichere Aussage über das Maß der Verformung nach einem langen, bzw. *unendlichen* Zeitraum zu treffen. Da Versuche zwangsläufig nur über mehr oder weniger kurzfristige Zeiträume laufen, ist es daher erforderlich, die Messwerte in eine mathematisch berechenbare Funktion zu überführen und diese dann in die Zukunft zu extrapolieren. Dazu wurden verschiedene Methoden entwickelt, um das Verhalten von Holz möglichst gut zu beschreiben. Die am weitesten Verbreiteten sind die molekularkinetische Betrachtungsweise, mathematische Ansätze und rheologische Modelle. Gute Übersichten über die bisher entwickelten Modellierungsvarianten sind z. B. in [Aondio 2014] und [Hartnack 2004] enthalten. Die Herausforderung bei allen diesen Modellen liegt einerseits darin, ein möglichst gut geeignetes Modell zu wählen, und andererseits die Parameter für die mathematische Beschreibung richtig aus den Versuchsdaten zu entnehmen.

4.4.2 Gewähltes Kriechmodell

Zur Auswertung der Versuche in diesem Forschungsvorhaben wurde das *Pfefferle-Modell* aus [Pfefferle 1971] gewählt. Dieses wurde für die Beschreibung des Kriechens von Beton entwickelt, von Reinhardt [1973] auf Holz angepasst und mittels Versuchsergebnissen von Kollmann [1964] und Möhler und Maier [1970] bestätigt. In Abbildung 4.24 a) ist das entsprechende rheologische Modell dargestellt, in Formel 4.7 die entsprechende Gleichung. Das Modell entspricht dem Standard-Festkörper-Modell, verwendet jedoch im Gegensatz zu diesem einen nichtlinearen Dämpfer. Die Dämpferkraft steigt nicht proportional zur Zeit an, sondern proportional zur Wurzel der Zeit. Der Dämpfer verformt sich daher zu Beginn schneller, nähert sich seinem Endwert jedoch langsamer als das Standard-Festkörper-Modell (vgl. Abbildung 4.25).

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E_0} + \frac{\sigma_0}{E_1} \cdot \left(1 - e^{-\frac{E_1}{\eta} \cdot \sqrt{t}}\right) \quad (4.7)$$

mit:

- σ_0 = aufgebrachte mechanische Spannung
- E_0 = elastischer E-Modul
- E_1 = Kriech-E-Modul
- η = nichtlinearer Dämpfungswert
- t = Zeit

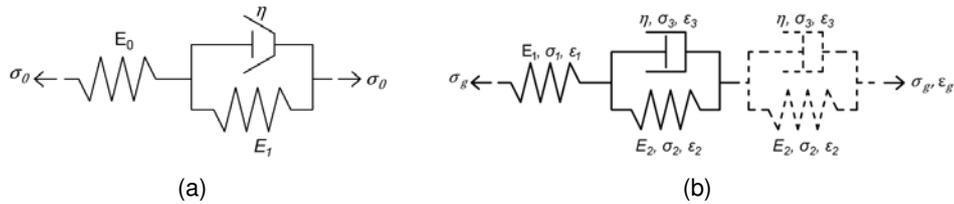


Abbildung 4.24: (a) Pfefferle-Modell nach [Pfefferle 1971] und (b) Standard-Festkörper-Modell

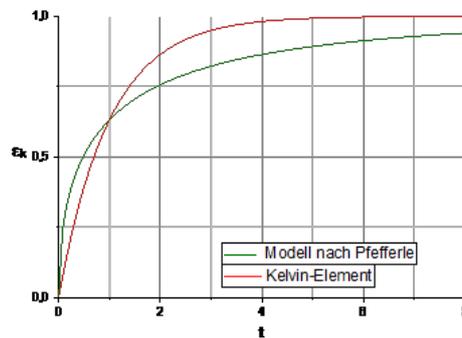


Abbildung 4.25: Vergleich der Modelle nach *Pfefferle* und dem Standard-Festkörper-Modell [Fröbrich 2017]

Vorteilhaft an diesem Modell ist die einfache Interpretierbarkeit. Durch die wenigen Variablen ist es überschaubar und gut beurteilbar. Bei komplexeren Modellen mit 5 oder mehr Variablen (u. a. [Hanhijärvi 1995], [Toratti 1992b]) besteht zwar potentiell die Möglichkeit einer besseren Anpassung an das reale Materialverhalten, allerdings bleibt die Schwierigkeit bestehen, die entsprechend sich gegenseitig in komplexer Weise beeinflussenden Parameter korrekt festzulegen. Aufgrund dieser Problematik und der komplexen Einflüsse u. a. aus den klimatischen Randbedingungen wurde diese Möglichkeit als letztlich nicht zielführend verworfen.

Noch einfachere mathematische Modelle wie das Exponentialmodell (u. a. verwendet in [Waninger 2015]) können zwar ebenfalls in kürzeren Zeiträumen eine gute Approximation an den gemessenen Kriechverlauf ergeben. Sie erschienen aber als weniger gut geeignet, das langfristige Kriechverhalten realitätsgetreu abzubilden [Fröbrich 2017] und wurden deswegen nicht zur Auswertung verwendet.

4.4.3 Auswertungsmethode

Die gemessenen und um die in Abschnitt 4.3.7.1 genannten Faktoren korrigierten Kriechverformungen wurden über die Zeit aufgetragen. Mit der Software *OriginPro*, Version *OriginPro 2017* des Anbieters OriginLab wurden anschließend mit der Methode der orthogonalen Distanzregression Parameter für das *Pfefferle*-Modell bestimmt.

4.4.4 Berücksichtigung der Relaxation des Spannstahles

Der Versuch auf dem Außengelände war aus Kostengründen nicht mit Kraftmessdosen ausgestattet. Aus diesem Grund liegen keine Messdaten für den Kraftverlauf über die Zeit vor. Es wurde daher zur Auswertung dieser Versuche der Relaxationsverlust des Spannstahles anhand der in DIN EN 1992-1-1 angegebenen Formel abgeschätzt. Für den verwendeten Litzentyp *Nedri Spannbetonlitze 7-drähtig glatt* nach Zulassung Z-12.3-84 St 1660/1860 mit *sehr niedriger Relaxation* gilt danach folgender Relaxationsverlauf:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,1 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5} \quad (4.8)$$

mit:

- $\Delta\sigma_{pr}$ Spannungsänderung infolge Relaxation [kN]
- σ_{pi} initiale Vorspannkraft nach Absetzen der Presse [kN]
- ρ_{1000} Relaxationsverlust nach 1000 h , gemäß Zulassung, hier: 2,5 %
- μ Ausnutzung des Spannstahles, σ_{pi}/f_{pk}
- t Zeit [h]

Der Spannkraftverlust ergibt sich daraus zu:

$$\Delta P_{pr} = \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} \cdot P_{pi} \quad (4.9)$$

Anhand der gemessenen Spannkraftverläufe über die Zeit aus den Versuchen des Typs A (5 N/mm^2) wurde diese Rechnung überprüft. Da diese Versuchskörper praktisch keine Kriechverformung aufwiesen (vgl. Abschnitt 4.3.7.2), ergab sich der Spannkraftverlust hier ausschließlich aus der Relaxation der Litze. Die gemessenen und nach Gleichung 4.8 rechnerisch ermittelten Relaxationsverluste sind in Diagramm 4.26 dargestellt. Es ist erkennbar, dass die rechnerischen Werte sehr gut mit den im Versuch gemessenen übereinstimmen. Die Versuche im Labor waren mit einer kontinuierlichen Kraftmessung ausgestattet, deswegen war hier keine rechnerische Ermittlung der Spannkraft über die Zeit erforderlich.

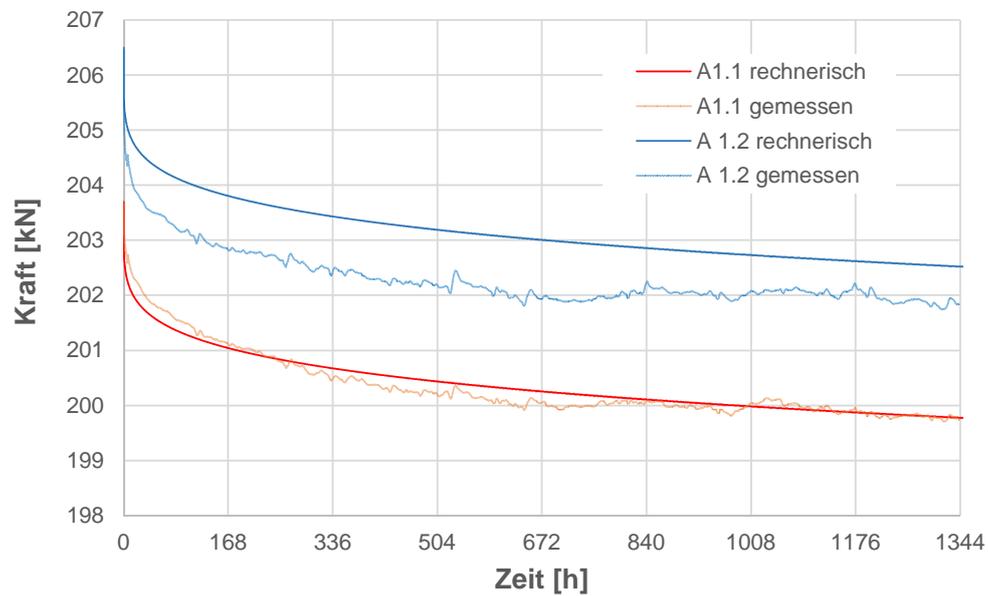


Abbildung 4.26: Vergleich zwischen rechnerischer und gemessener Relaxation der Spannritzen

4.4.5 Kriechen im konstanten Normklima

4.4.5.1 Versuche A1.1 und A1.2

Auf die Angabe von Parametern für das *Pfefferle*-Modell wird verzichtet, da die gemessenen Kriechverformungen sehr klein waren (vgl. Diagramm 4.19) und aufgrund des daher relativ hohen Einflusses von Störgrößen keinen festen Endwert annahmen. Es wurde bei beiden Versuchen A1.1 und A1.2 eine maximale Kriechzahl $\varphi = 0,05$ beobachtet.

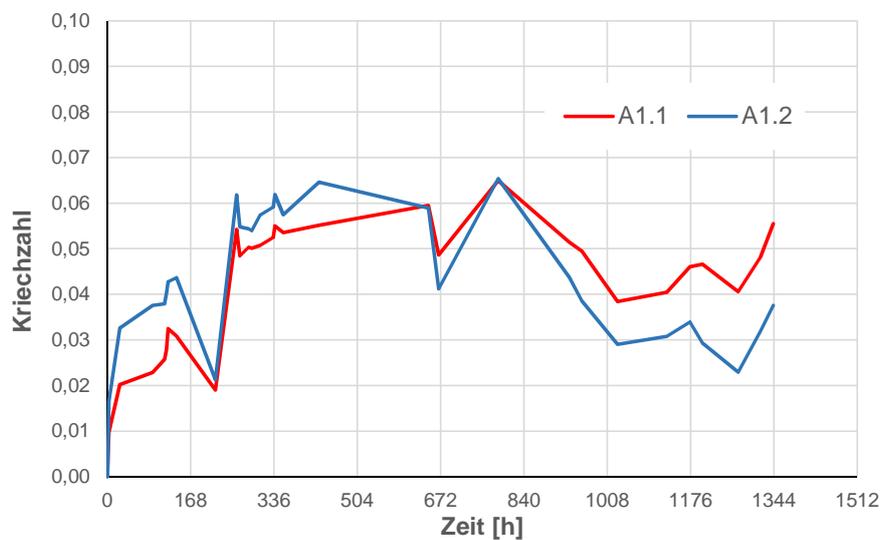


Abbildung 4.27: Kriechzahl PK A1.1 und A1.2, bereinigt um den Temperatur- und Kräfteinfluss

4.4.5.2 Versuch B1

Es wurden die folgenden Parameter für das *Pfefferle*-Modell ermittelt:

$$\varphi(t) = 0,15 \cdot \left(1 - e^{-0,01125 \cdot \sqrt{t}}\right) \quad (4.10)$$

Dieses Modell ist grafisch in den Diagrammen 4.28 und 4.29 dargestellt. Die Endkriechzahl beträgt $\varphi = 0,15$.

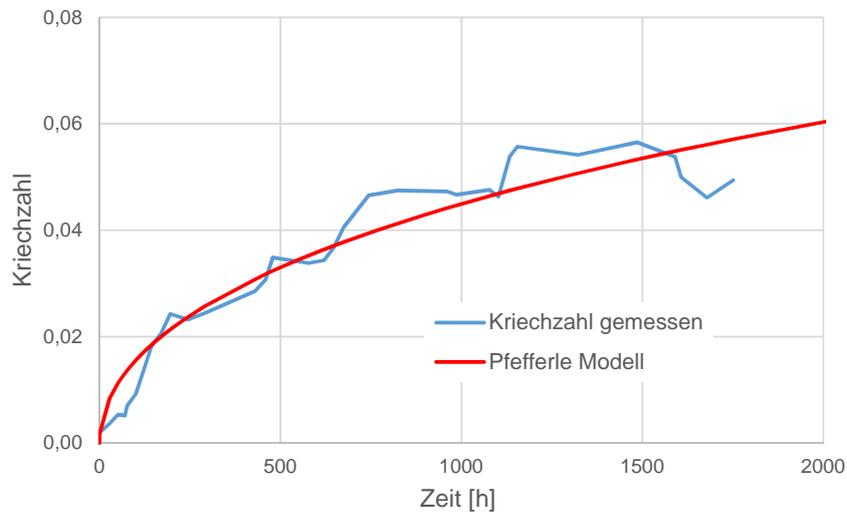


Abbildung 4.28: Messwerte und Kriechmodell nach *Pfefferle*, Versuch B1

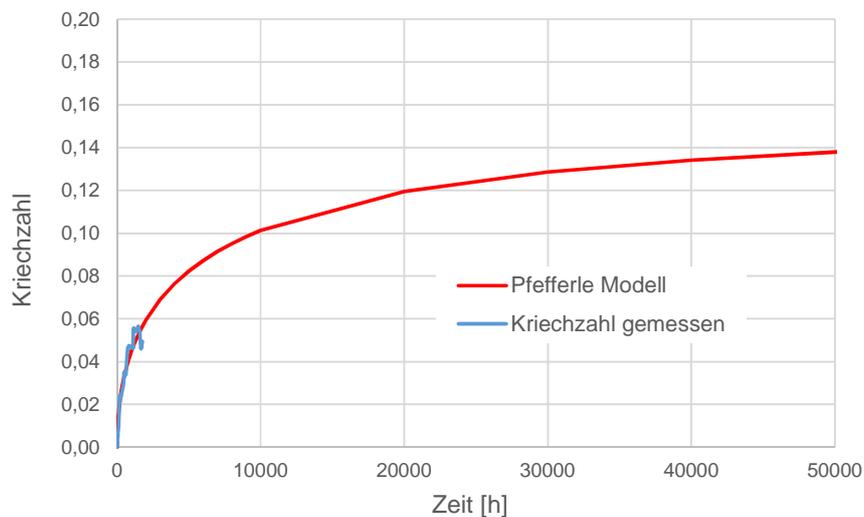


Abbildung 4.29: Messwerte und Extrapolation mit Kriechmodell nach *Pfefferle* bis 50.000 h, Versuch B1

4.4.5.3 Versuch C1a

Ausgewertet wird hier der anfängliche Bereich mit konstantem Klima des Versuchs C1. Es wurden die folgenden Parameter für das *Pfefferle*-Modell ermittelt:

$$\varphi(t) = 0,2 \cdot \left(1 - e^{-0,01652 \cdot \sqrt{t}}\right) \quad (4.11)$$

Dieses Modell ist grafisch in den Diagrammen 4.30 und 4.31 dargestellt. Die Endkriechzahl beträgt $\varphi = 0,2$.

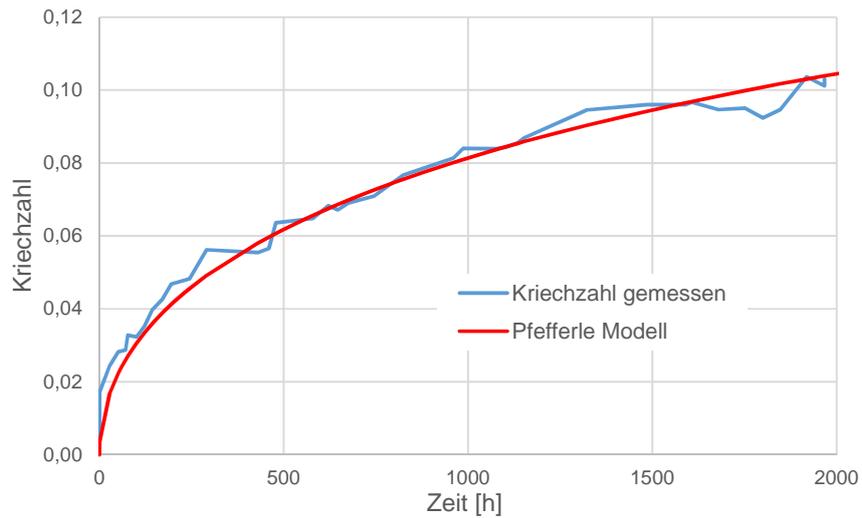


Abbildung 4.30: Messwerte und Kriechmodell nach *Pfefferle*, Versuch C1a

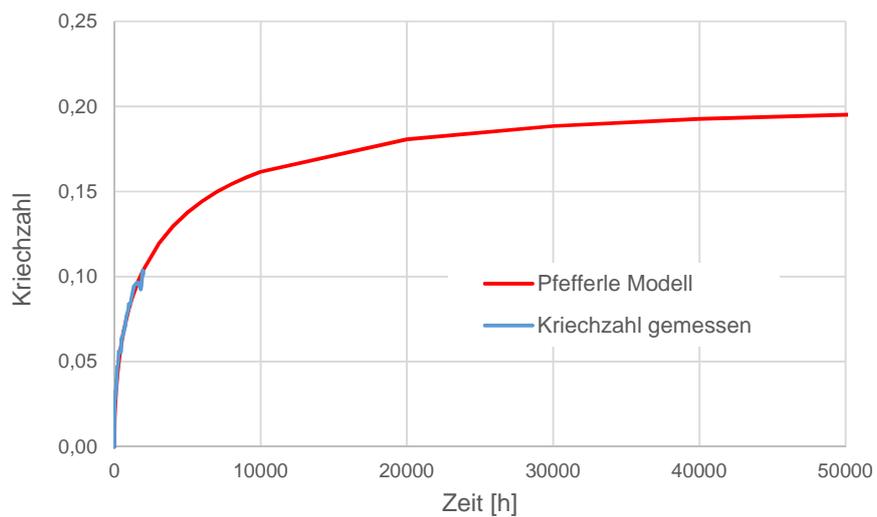


Abbildung 4.31: Messwerte und Extrapolation mit Kriechmodell nach *Pfefferle* bis 50.000 h, Versuch C1a

4.4.6 Kriechen im Wechselklima unter Laborbedingungen

Die Auswertung des Versuches C3 beschränkt sich auf den Bereich bis zum Ende der acht einwöchigen Trocken- und Feuchtphasen. Die anschließenden je vierwöchigen Trocknungs- und Befeuchtungszyklen werden in dieser Auswertung nicht berücksichtigt und nur qualitativ beschrieben, keine das *Pfefferle-Modell* die unregelmäßigen Feuchteschwankungen nicht sinnvoll abbilden kann.

4.4.6.1 Versuch C3

Es wurden die folgenden Parameter für das *Pfefferle-Modell* ermittelt:

$$\varphi(t) = 0,4 \cdot \left(1 - e^{-0,01193 \cdot \sqrt{t}}\right) \quad (4.12)$$

Dieses Modell ist grafisch in den Diagrammen 4.32 und 4.33 dargestellt. Die Endkriechzahl beträgt $\varphi = 0,4$.

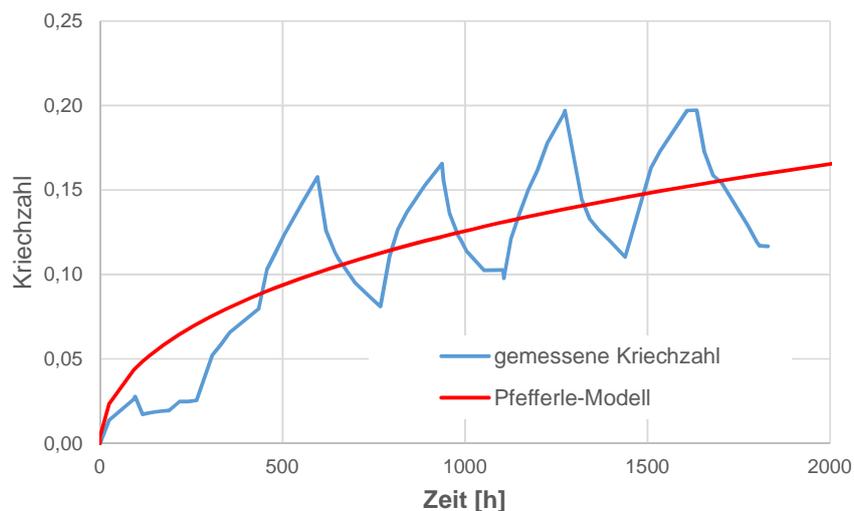


Abbildung 4.32: Messwerte und Kriechmodell nach *Pfefferle*, Versuch C3

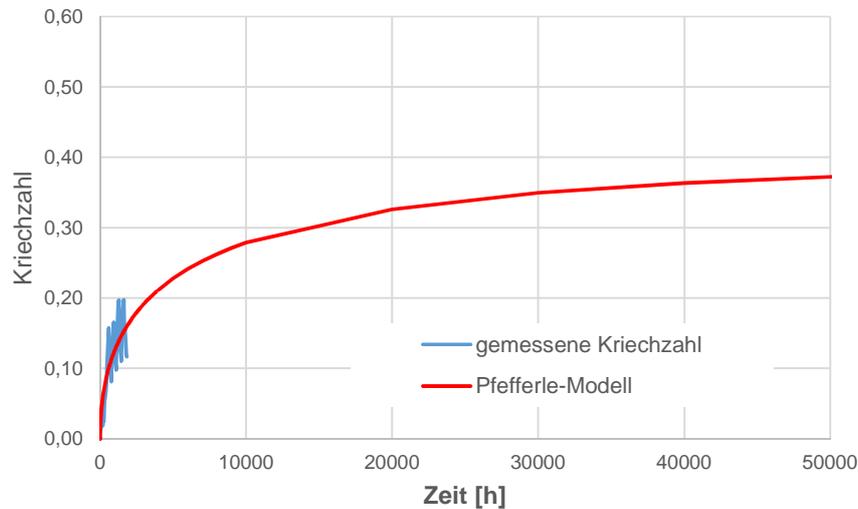


Abbildung 4.33: Messwerte und Extrapolation mit Kriechmodell nach *Pfefferle* bis 50.000 h, Versuch C3

4.4.7 Kriechen im natürlichen Außenklima

4.4.7.1 Versuche B2 und C2

In den Abbildungen 4.34 und 4.35 sind die Temperatur- und Luftfeuchtigkeitsverläufe über den Zeitraum Mai 2017 bis Februar 2018 für die Versuche B2 und C2 (vgl. Abbildung 4.7) dargestellt. Deutlich erkennbar sind die typischen, relativ hochfrequenten Schwankungen im Tagesverlauf, welche sich zudem mit längerer Periode im Verlauf der Jahreszeiten ändern. Die rot dargestellten Kurven zeigen eine Glättung über ein Zeitfenster von vier Wochen.

In Abbildung 4.36 sind die unbearbeiteten Messdaten der Verformungsmessung dargestellt. Die Messung beginnt bei ca. 4,0 mm, eine Verringerung der Messwerte entspricht einer Verlängerung des Prüfkörpers. Auffallend ist, dass im Zeitraum der Messung beide Prüfkörper um mehrere Millimeter länger geworden sind, d. h. dass die Kriechverformungen durch das Aufquellen des Holzes infolge der Zunahme von Luft- und Holzfeuchte überlagert und überkompensiert wurden.

In Abbildung 4.37 sind die Verformungen kraft- und temperaturkompensiert, relativ zu den jeweiligen elastischen Anfangsverformungen und geglättet in einem vier-Wochen-Zeitfenster dargestellt. Auffallend ist auch hier, dass außer in einem relativ kurzen Anfangsbereich nur negative Kriechzahlen auftreten. Bei Versuch C2 fallen diese kleiner aus als bei Versuch B2, da infolge der größeren Druckspannung größere Kriechverformungen auftreten und das Aufquellen somit nur in geringerem Ausmaß kompensieren.

Die Holzfeuchte beider Versuchskörper betrug zu Beginn im Mittel der in 15 mm und 25 mm Tiefe

eingebrachten Elektroden 10,5 %, und am Ende der Messung nach ca. 6500 h im Februar im Mittel $14,6 \pm 0,5$ %. Die Auffeuchtung betrug somit ca. 4,0 % HF.

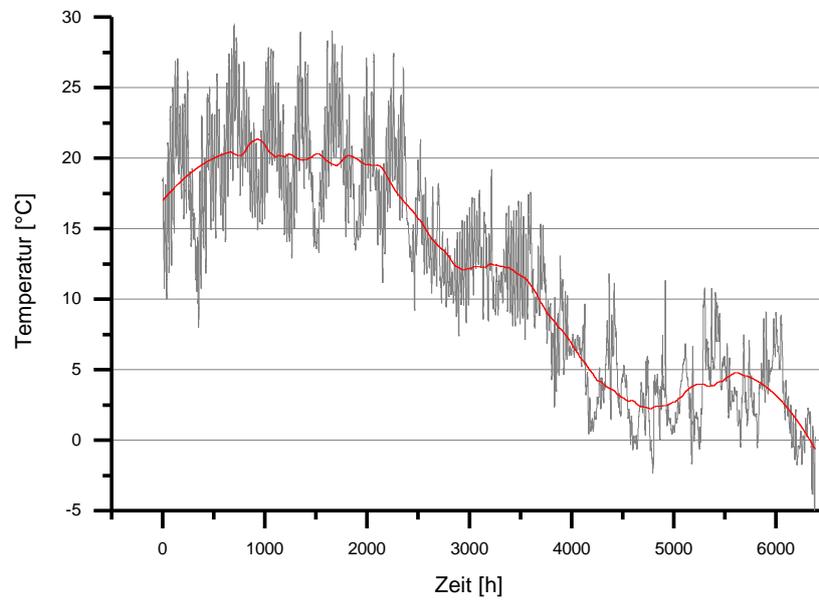


Abbildung 4.34: Lufttemperatur und Glättung über 4 Wochen, Versuch B2 und C2

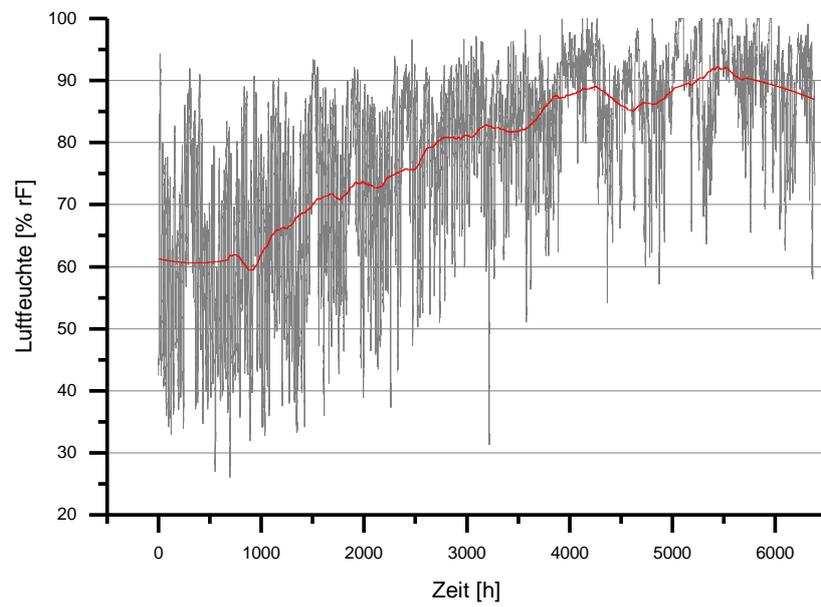


Abbildung 4.35: relative Luftfeuchtigkeit und Glättung über 4 Wochen, Versuch B2 und C2

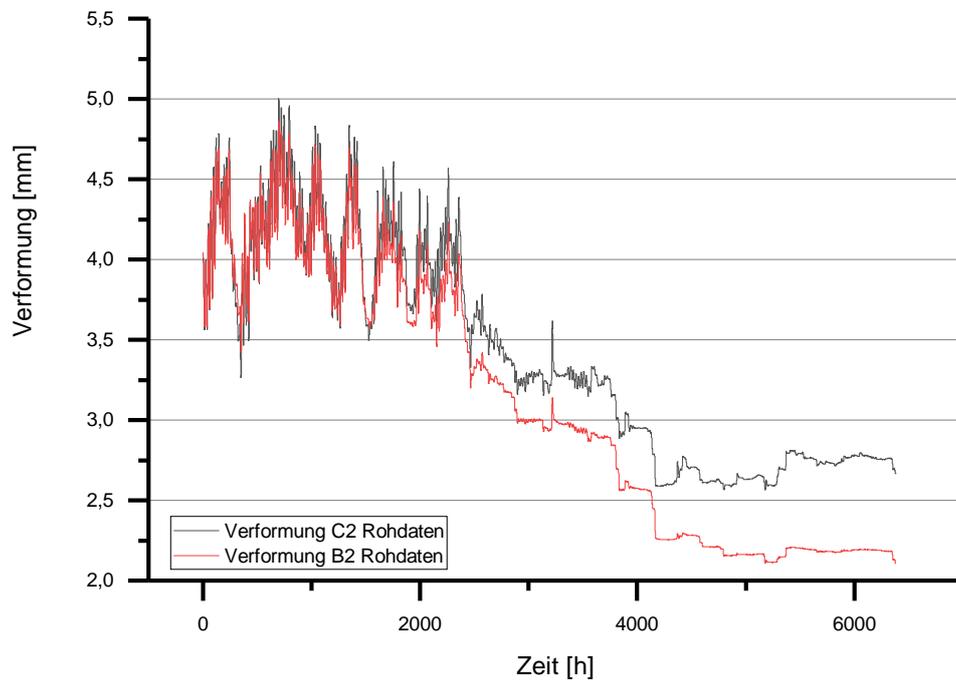


Abbildung 4.36: Rohdaten der Verformungsmessung, Versuch B2 und C2

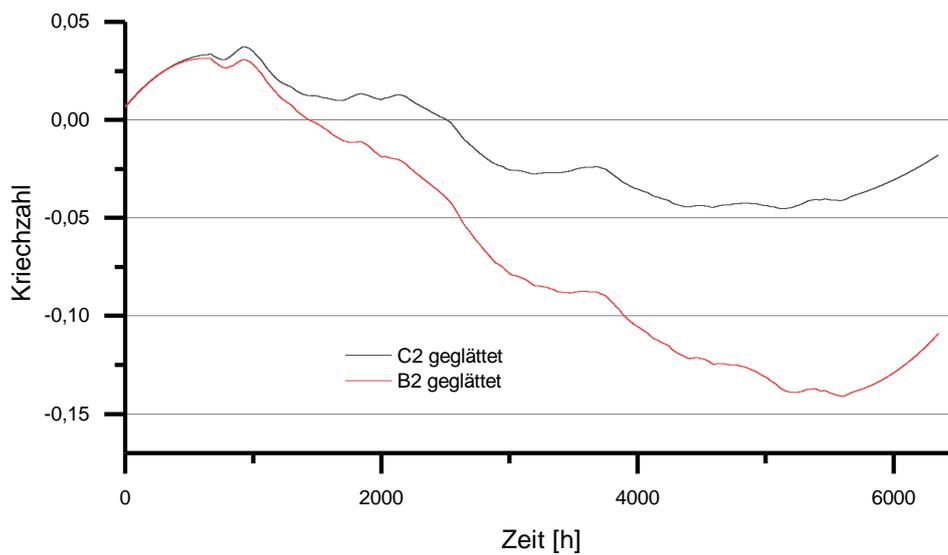


Abbildung 4.37: Kriechzahlen geglättet, Versuch B2 und C2

Eine explizite Angabe von Kriechzahlen für die beiden Belastungsstufen 10 und 15 N/mm^2 ist aus den beiden durchgeführten Versuchen bis zum Februar 2018 nicht möglich. Es ist vorgesehen, diese Auswertung im Sommer 2018 vorzunehmen, um dann ein vollständiges Jahr mit Rücktrocknung des Holzes auf eine Ausgleichsfeuchte von 10 bis 12 % HF betrachten zu können.

Es bestätigen sich jedoch die Erkenntnisse aus dem Versuchen im konstanten und geregelter Wechselklima: Die tatsächlichen Kriechverformungen sind wesentlich geringer als rechnerisch nach DIN EN 1995-1-1 anzunehmen wäre. Hiernach wäre nach dieser Zeit bei Versuchskörper C2 (mit einer um ca. 50 % überschrittenen zulässigen Dauerlast) mit einer Kriechverformung von ca. 4,0 mm zu rechnen, bzw. einer Kriechzahl von $\varphi = 0,4$ (entsprechend der Hälfte der Endkriechzahl von $\varphi = 0,8$). Tatsächlich trat dagegen sogar eine entgegengesetzte Verformung (Verlängerung des Versuchskörpers) auf.

4.4.8 Quellen und Schwinden

Quellen und Schwinden infolge Änderungen der Luftfeuchtigkeit wirken sich erheblich auf die Verformungen der Versuchskörper aus. Bereits kleine und kurzzeitige Schwankungen der Luftfeuchte erzeugten deutliche Längenänderungen des Holzes. So wurde z. B. bei den Versuchen im Labor beobachtet, dass bei einem Wechsel der Luftfeuchte von 60 % rF auf 90 % rF der Versuchskörper bereits nach ca. 15 Minuten seine Länge um einige Hundertstel mm vergrößerte. Dies ist umso bemerkenswerter, als es sich um relativ voluminöse Querschnitte mit geringem A/V -Verhältnis handelte. Die Gesamtverformung der Probekörper wurde daher stark durch feuchteinduzierte Effekte überlagert, bei den Versuchen im Außenklima und im Labor-Wechselklima waren diese Effekte sogar betragsmäßig deutlich größer als die Kriechverformungen. Im Hinblick auf Langzeitverformungen unter Druckbeanspruchung sind folgende Effekte zu beachten:

- Quellen bewirkt eine Verlängerung des Holzes entgegen der Druckbeanspruchung. Es kann daher von einem *behinderten* Quellen gesprochen werden.
- Schwinden bewirkt eine Verkürzung des Holzes in Richtung der Druckbeanspruchung.
- Bei gleicher Amplitude der Holzfeuchteänderung bewirkt eine Trocknung daher eine größere Verformung als eine Auffeuchtung.
- Oberhalb von ca. 14 % Holzfeuchte wurde keine weitere Zunahme der Verformung mehr beobachtet. Offensichtlich werden ab dieser Holzfeuchte Quelleffekte durch erhöhte Kriechverformungen aufgehoben.

4.5 Schlussfolgerung und Empfehlungen

4.5.1 Einordnung und Vergleich mit Literaturangaben

In den Versuchen wurde das Kriechverhalten bei Längsdruckbeanspruchung bei verschiedenen Klimabedingungen und Belastungsgraden untersucht. Die gemessenen Kriechverformungen wurden auf einen Zeitraum von 50 Jahren extrapoliert, und entsprechende Kriechzahlen ermittelt. Diese Kriechzahlen liegen deutlich unterhalb den momentan in DIN EN 1995-1-1 festgelegten Werte, welche anhand von Biegeversuchen ermittelt wurden..

Mögliche Gründe hierfür sind das Fehlen von Schubbeanspruchungen, und Unterschiede im Kriechverhalten zwischen Druck- und Biegebeanspruchung. Weitere naheliegende Begründungen liegen im Unterschied zwischen Vollholz und technisch getrocknetem, sortiertem und keilgezinktem Brettschicht- bzw. Brettsper Holz und den originalmaßstäblichen Abmessungen der Prüfkörper. Diese Unterschiede wurden bereits in früheren Publikationen ([Glos u. a. 1987] [Blaß 1988], [Härtel 2000]) festgestellt, und entsprechend niedrigere Kriechzahlen vorgeschlagen. Auch diese Forscher kommen zu dem Ergebnis, dass das Kriechen bei Belastungen längs zur Faser wesentlich geringer ist als bei Biegebelastung, sowie kleine Proben erheblich stärker kriechen als größere, insbesondere bei klimatischen Beanspruchungen. Entgegengesprechende Forschungsergebnisse liegen aktuell nicht vor.

4.5.2 Empfehlungen für Kriechzahlen

Er wird für die Ermittlung von Langzeitverformungen vorgespannter Tragwerke empfohlen, zwischen *Biege-* und *Druckkriechen* zu differenzieren. Außerdem sollte das tatsächlich vorliegende Belastungsniveau berücksichtigt werden.

Für die Ermittlung von *Biegeverformungen* (inklusive Stabilitätsbetrachtungen für Biegeknicken und Beulen) sind die üblichen Verfahren und Kriechzahlen nach DIN EN 1995-1-1 anzuwenden.

Für die Ermittlung von *Längsverformungen* (insbesondere zur Bestimmung von Spannkraftverlusten) ist es empfehlenswert, die in diesem Forschungsvorhaben bestimmten Kriechzahlen für Längsbeanspruchung zu verwenden. Die Einteilung in Belastungsgrade aus Dauerlasten kann in folgenden Stufen vorgenommen werden: 0 % - 15 %, 15 % - 30 %, und über 30 % der Kurzzeitfestigkeit. Die Belastungsgrade sind aus dem Mittelwert der quasi-ständigen Einwirkung und dem Mittelwert der Festigkeit zu bestimmen. Für den Einfluss der klimatischen Bedingungen wird die übliche Einteilung in Nutzungsklassen empfohlen, wobei Kriechzahlen für Längskriechen nur für die NKL 1 und NKL 2 angegeben werden.

Empfehlungen für Kriechzahlen k_{def} für Brettsper Holz aus Fichte/Tanne der Festigkeitsklasse C24 unter vorwiegend ruhender Druckbeanspruchung in Plattenebene sind in Tabelle 4.4 zusammengestellt. Die dort genannten Zahlen basieren auf den eigenen Versuchsergebnissen und vergleichsweise den Untersuchungen von [Glos u. a. 1987] und [Blaß 1988].

Belastungsgrad	NKL1	NKL2
über 30 %	0,2	0,4
15 % bis 30 %	0,15	0,3
bis 15 %	0,1	0,2

Tabelle 4.4: Empfehlung für Kriechzahlen für Längsdruckbeanspruchung in Abhängigkeit des Belastungsgrades und der Nutzungsklassen

5 Knicken und Stabilität

5.1 Allgemeines

Spannkräfte wirken im hier betrachteten Anwendungsfall als Druckspannungen auf die vorgespannten Bauteile. Insoweit stellt sich die Frage, ob und unter welchen Randbedingungen diese Druckspannungen infolge Vorspannkraften sich auf den Knicknachweis auswirken. Die Knicklast eines unter zentrischem Druck stehenden, an den Enden gelenkig gelagerten Stabes ist nach *Euler*:

$$P_k = \frac{E \cdot I \cdot \pi^2}{l^2} \quad (5.1)$$

Wird die Druckkraft durch Spannglieder ausgeübt, die außerhalb des Stabquerschnittes oder in einer ziemlich weiten Röhre im Querschnitt frei (d. h. ohne Verbund) liegen, ändert sich an dieser Knicklast nichts. Die Vorspannkraft reduziert den bis zum Knicken noch zur Verfügung stehenden Nutzlastanteil der Gesamtkraft.

Wenn die Spannglieder aber mit dem gedrückten Stab in Querrichtung unverschieblich verbunden werden, dann stützen die gespannten Zugglieder den Stab seitlich ab. Jede seitliche Auslenkung des Stabes mit entsprechenden Biegemomenten und Querkräften wird durch gleich große, entgegengesetzte Kräfte aus dem Spannglied kompensiert. Knicken unter Vorspannung kann nicht auftreten, wenn das Spannglied in Querrichtung kraftschlüssig mit dem vorgespannten Bauteil verbunden ist (vgl. Abbildung 5.1).

Wenn die Spannglieder abschnittsweise punktförmig gehalten bzw. seitlich gestützt sind, wird die Knicklänge entsprechend auf den Abstand zwischen den Stützpunkten reduziert. Bei einer Halterung in der Mitte des Stabes wird beispielsweise die Knicklänge halbiert, und entsprechend der Eulergleichung die Knicklast vervierfacht.

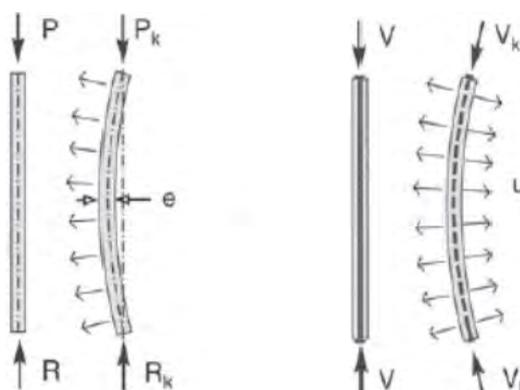


Abbildung 5.1: Knicken eines Stabes unter externen Kräften (links) und Vorspannung (rechts)

5.2 Knicken von Brettsperrholz unter zentrischer Vorspannkraft

Für die Anwendung von Vorspannung auf Bauteile aus Brettsperrholz ergeben sich aus diesen Grundüberlegungen folgende praktische Schlussfolgerungen:

- Ideal ist ein kontinuierlicher seitlicher Kraftschluss zwischen Spannglied und Holz. In diesem Fall wirken die Spannkkräfte nicht knickerzeugend.
- Möglich ist auch eine diskrete Stützung an einem oder mehreren Punkten innerhalb des Bauteils. In diesem Fall wird die Knicklänge entsprechend reduziert.
- Wenn eine seitliche Halterung vorgesehen und rechnerisch angesetzt wird, muss diese einen spielfreien Kraftschluss sicherstellen und praktisch handhabungssicher in den Spannkanal einzubauen sein.

5.3 Knickversuche

5.3.1 Versuchsaufbau und Berechnung

Für die Knickversuche wurde einer der Prüfkörper aus den Kriechversuchen verwendet, nachdem dieser aus dem Versuchsstand der Langzeitversuche ausgebaut wurde. Die Eigenschaften des Versuchskörpers sind in Tabelle 5.1 zusammengestellt. Die rechnerische Knickspannung bei beidseitig gelenkiger Lagerung bezogen auf den Netto-Längslagenquerschnitt betrug $\sigma_{ki} = 3,4 \text{ N/mm}^2$, was einer Knicklast von $F_{ki} = 64,8 \text{ kN}$ entspricht. Der Versuchskörper hatte eine Schlankheit $\lambda = 162,8$, der Verbundfaktor γ entsprechend dem *Gamma-Verfahren* nach DIN EN 1995-1-1 war 0,97 (vgl. Abbildung 5.2).

Eigenschaft	Maß	Einheit
Länge, Knicklänge	8,0	m
Querschnitt	105 x 200	mm ²
Querschnitt Spannkanal	34 x 34	mm ²
Lagenaufbau	34–24–34–24–34	
Flächenträgheitsmoment I_{eff}	4.647.200	mm ⁴
E-Modul (angenommen)	11.000	N/mm ²
Nettoquerschnitt A_{netto}	19.244	mm ²
Spannlitze	150 mm ² St 1660/1860 Monolitze	
Holzgüte	C24 / Gl24	
Rohdichte	440	kg/m ³
Holzfeuchte	11,0	% HF

Tabelle 5.1: Eigenschaften des Versuchskörpers

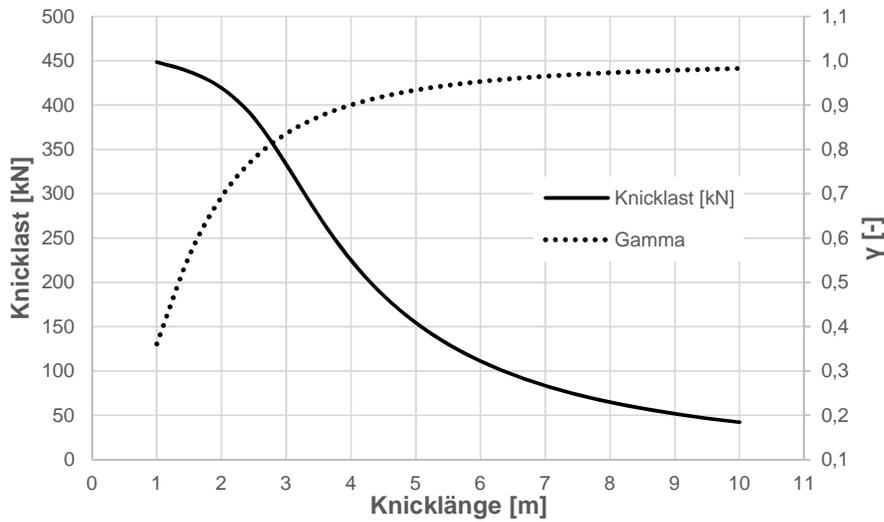


Abbildung 5.2: Knicklast und Verbundfaktor γ in Abhängigkeit der Knicklänge

5.3.2 Versuchsdurchführung und Ergebnisse

Die Spannkraft wurde durch eine handbetätigte Hydraulikpresse aufgebracht, mit einem Kraftaufnehmer (Fabrikat *HBM*, Typ *CA6 500 kN*) gemessen, und über ausreichend dimensionierte Lasteinleitungsplatten aus Stahl in das Holz eingeleitet. Die seitliche Verformung des Brettsperrholz-Versuchskörpers wurde mit einem Seilzug-Wegaufnehmer (Fabrikat *Waycon SX500*) gemessen und aufgezeichnet.

5.3.2.1 Übersicht der Knickversuche

Der in und Abschnitt ?? beschriebene Versuchskörper wurde nacheinander für die folgenden Versuche verwendet:

Versuch Nr.	Versuchstyp
1	Knicken unter äußerer Last, keine Spannlitze im Spannkanal
2	Knicken unter Spannkraft, Spannkanal nicht verfüllt

Tabelle 5.2: Übersicht Knickversuche

5.3.2.2 Knicken unter äußerer Last, Versuch Nr. 1

Auf dem Fußboden der Versuchshalle des MPA BAU wurden zwei Widerlager aus Brettsper Holz im Abstand von ca. 8,5 m verankert (vgl. Abbildung 5.4 und Abbildung 5.3). Zwischen diesen wurde der Versuchskörper gelenkig gelagert, und die handbetriebene Hydraulikpresse montiert.

Die Last wurde nun kontinuierlich gesteigert, und dabei zusammen mit der gemessenen seitlichen Verformung aufgezeichnet (vgl. Abbildung 5.6). Es ist deutlich erkennbar, dass ab ca. 50 kN die Verformung stark überproportional zunimmt, und ab ca. 60 kN keine größere Laststeigerung mehr möglich ist. Nach einer seitlichen Verschiebung von ca. 33 mm wurde der Versuch beendet, weil der Hub des Hydraulikzylinders den Anschlag erreichte. Die leichten „Zacken“ in der Kurve sind dadurch begründet, dass die beiden Widerlager im Hallenboden leicht nachgegeben haben, und resultieren nicht aus dem Verhalten des Prüfkörpers. Die rechnerische Knicklast von 64,8 kN stimmt somit recht gut mit dem Versuchsergebnis überein.

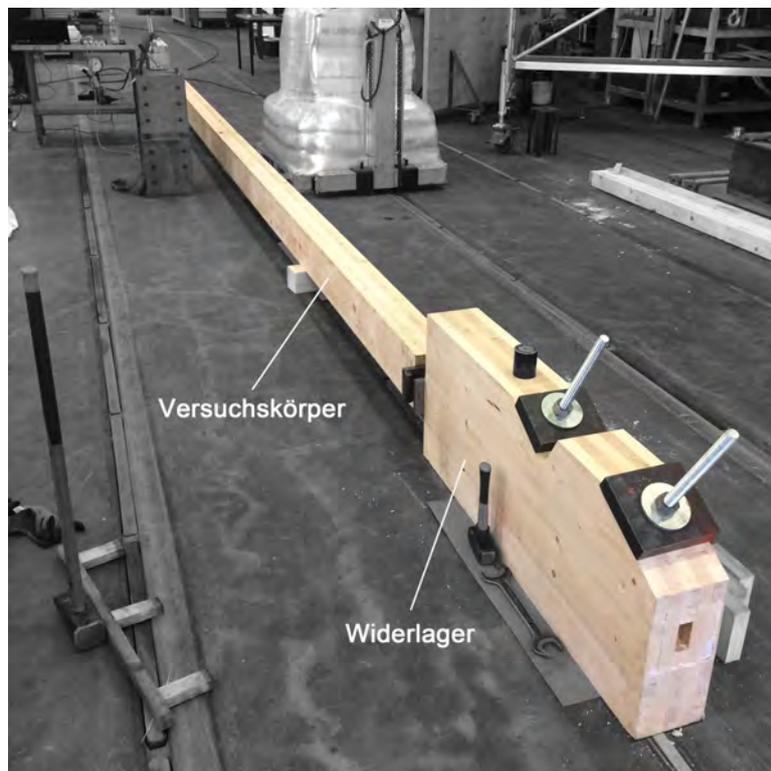


Abbildung 5.3: Versuchsaufbau des Knickversuchs auf dem Fußboden der Versuchshalle

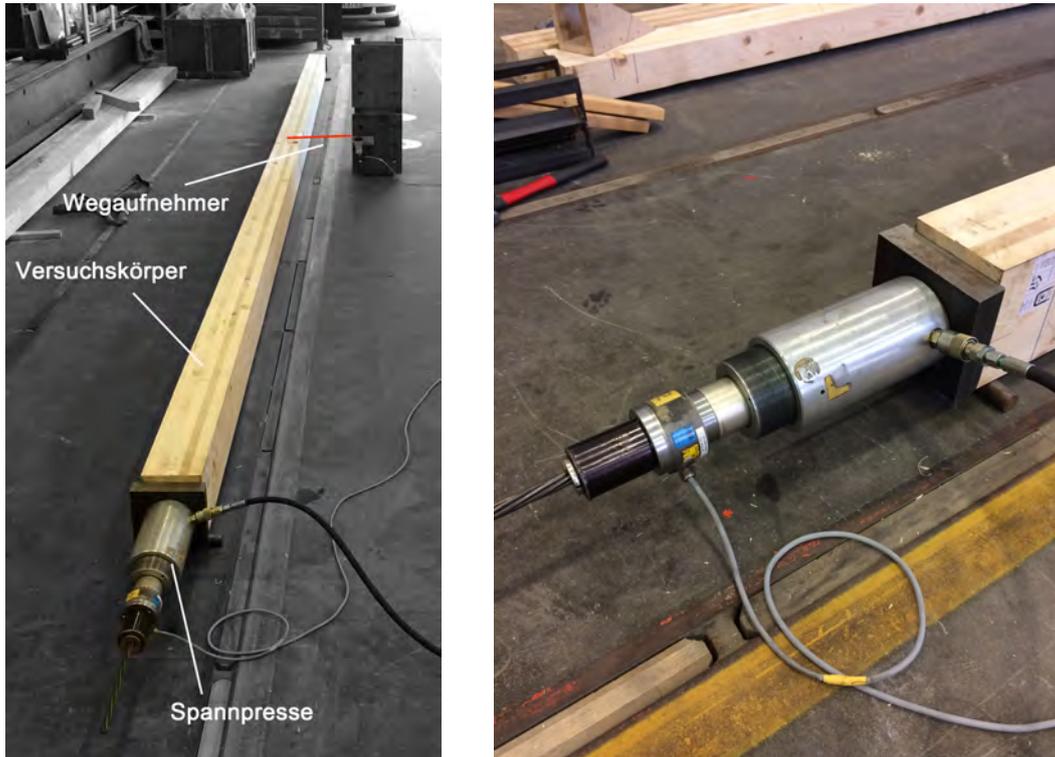


Abbildung 5.4: Widerlager auf dem Fußboden der Versuchshalle

5.3.2.3 Knicken unter Spannkraft, Versuch Nr. 2

Für diesen Versuch wurden die Widerlager demontiert, und der Versuchskörper nur lose auf dem Hallenfußboden aufgelagert. In den Spannkanal wurde die Spannlitze eingefädelt, und beiseitig mit Keilverankerungen verankert. Auf einer Seite wurde die Hydraulikpresse als Spannpresse montiert (vgl. Abbildung 5.5). Die Kraft wurde nun mit der Hydraulikpresse kontinuierlich gesteigert. Es ist deutlich erkennbar, dass kein Knicken auftritt, die seitliche Verformung steigt nahezu linear mit der Spannkraft an (vgl. Abbildung 5.6).

Bei ca. 180 kN wurde der Versuch beendet, weil sonst die Gefahr des lokalen Versagens der Lasteinleitung bestanden hätte. Die entsprechende Druckspannung in den Längslagen betrug dabei ca. $9,4 \text{ N/mm}^2$. Bei dieser Last trat eine seitliche Verschiebung von ca. 25 mm auf. Diese Verschiebung resultiert aus dem seitlichen Spiel der Litze im Spannkanal, und den elastischen Verformungen des Holzes und Spannstahls.



(a) Versuchsaufbau Gesamtansicht

(b) Detail Spannresse und Kraftaufnehmer

Abbildung 5.5: Aufbau Versuch 2

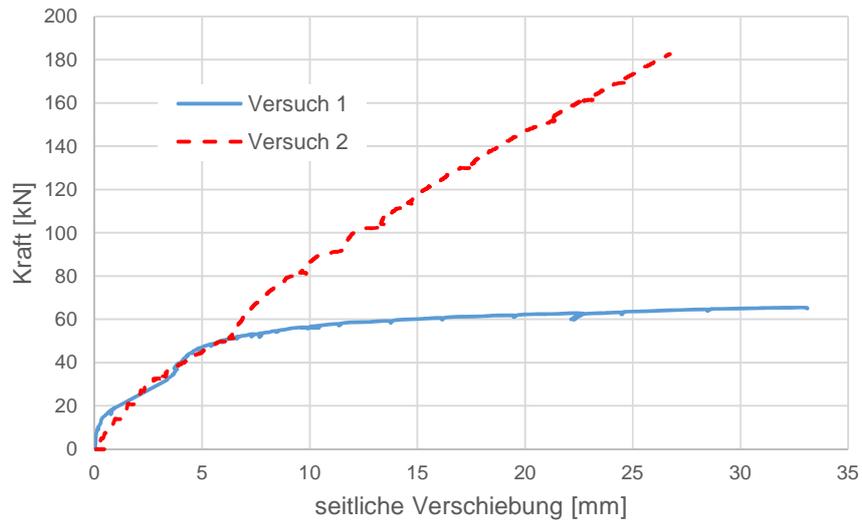


Abbildung 5.6: Kraft-Weg-Diagramm Versuche 1 und 2

5.4 Schlussfolgerungen

Die theoretischen Überlegungen aus Abschnitt 5.1 und 5.2 wurden durch die Versuche bestätigt. Unter Vorspannkraft aus intern geführten Spanngliedern ist systembedingt kein Stabilitätsversagen möglich. Wenn der Spanngliedkanal dabei nicht verfüllt ist, tritt allerdings eine entsprechende seitliche Verformung auf, bis das Spannglied am Holzbauteil anliegt. Wenn dies verhindert werden soll, müssen geeignete Maßnahmen zur seitlichen Stützung getroffen werden.

Eine abschließende Empfehlung zu möglichen Verfüllmaßnahmen konnte im Rahmen dieses Forschungsvorhabens nicht getroffen werden. Hierzu wären weitere Untersuchungen in Zusammenarbeit mit Ausführungsbetrieben sinnvoll, bzw. erforderlich. Die mechanischen Anforderungen an das Verfüllmaterial sind dabei gering, wesentlich für die Auswahl ist vielmehr das praktische Verfüllverfahren unter Baustellenbedingungen und das Erzielen einer ausreichenden Prozesssicherheit.

6 Formschlüssige Verbindungen

Anmerkung: In diesem Kapitel wurden Zeichnungen, Diagramme und Textpassagen aus [Hipper 2017] entnommen. Die Erstellung dieser Arbeit erfolgte in intensiver Abstimmung mit den Verfassern dieses Berichtes, und hat einen wertvollen Beitrag zu den Ergebnissen des Forschungsvorhabens geliefert. Autor und Urheber der übernommenen Anteile ist [Hipper]. Insbesondere zu mechanischen Ersatzmodellen und den durchgeführten Versuchen sind weitere Ausführungen der Arbeit auch direkt zu entnehmen.

6.1 Ausgangslage und Ziel der Untersuchung

6.1.1 Ausgangslage, gängige Konstruktionsprinzipien

Gebäudekonstruktionen aus Brettspertholz werden typischerweise geschossweise aufgebaut. Die horizontalen und vertikalen Stöße werden dabei mit mechanischen Verbindungsmitteln verbunden. Diese übertragen in der Regel Schubkräfte in Fugenrichtung und Zugkräfte quer zur Fuge. Druckkräfte werden üblicherweise über Kontakt übertragen, wobei in Standardkonstruktionen die Querdrucktragfähigkeit der eingeschobenen Decken bemessungsmaßgebend ist. Typische Arten von Verbindungsmitteln sind Formteile aus Stahlblech in Kombination mit Rillennägeln, sowie Schlitzblech-/Stabdübelanschlüsse. Je schlanker und höher die Gebäude werden, umso größer werden die zu übertragenden Kräfte. Häufig müssen daher große Anzahlen einzelner Verbindungsmittel eingebaut werden (vgl. Abbildung 6.1).

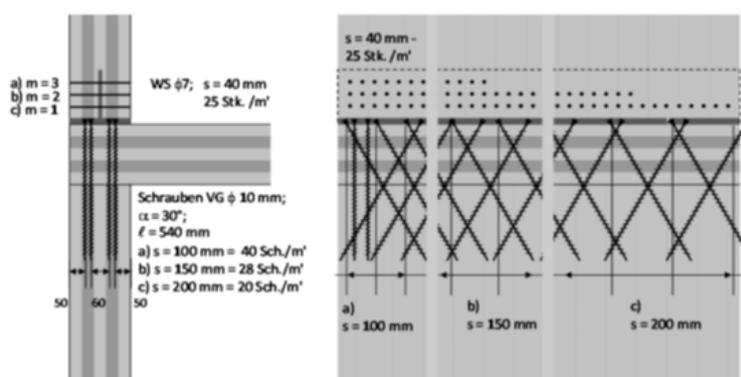


Abbildung 6.1: Stabdübelanschluss am Wanddeckenstoß eines 9-geschossigen BSP-Gebäudes [Bernasconi 2012]

6.1.2 Optimierungspotential

Diese Ausgangslage führte zu der Fragestellung, wie die teils sehr aufwendigen Verbindungen durch Nutzung von formschlüssigen „Verzahnungen“ vereinfacht und effizienter gestaltet werden können. Durch Nutzung moderner CNC-Abundtechnik sind heute Verbindungsgeometrien wirtschaftlich und präzise herstellbar, die früher aufgrund zu großer Toleranzen oder zu großem Herstelleraufwand nicht realisierbar waren. Die per Vorspannung realisierte Überdrückung von Zugkräften ermöglicht den weitgehenden Verzicht auf zusätzliche mechanische Verbindungsmittel.

6.1.3 Holz-Holz-Verbindungen

Im handwerklichen Zimmererhandwerk wurden über Jahrhunderte mehrere Hundert verschiedenartigste Verbindungstypen entwickelt [Graubner u. a. 2004]. Diese dienen in der Regel zur Verbindung stabförmiger Bauteile, z. B. für Dachstühle und in Holzfachwerkkonstruktionen. Insbesondere im asiatischen Raum wurden mit solchen Verbindungen bereits vor einigen 100 Jahren äußerst leistungsfähige Konstruktionen mit bis zu ca. 50 m Höhe erstellt. [Kaufmann u. a. 2017]

Zug- und Momentenanschlüsse sind in der Regel weniger leistungsfähig, erfordern einen größeren Herstellungsaufwand und ergeben größere Schwächungen der verbundenen Querschnitte. Verbindungen zur Schub- und Druckkraftübertragung sind einfach zu realisieren, und erreichen in der Regel große Steifigkeiten und Tragfähigkeiten. Ein guter Überblick über die umfangreich vorliegende Literatur und die Untersuchung möglicher Verbindungstypen auf ihre Anwendbarkeit im mehrgeschossigen Holzmassivbau ist auch z. B. in [Hipper 2017] enthalten.

6.1.4 Aktuelle Entwicklungen formschlüssiger Verbindungen im Geschossbau

Die seit einigen Jahren praktisch verfügbare moderne CNC-basierte Fertigungstechnik hat eine erneute Anwendung von formschlüssigen Verbindungen auch im mehrgeschossigen Holzbau ausgelöst. Ein typisches Beispiel eines weitgehend unter Verwendung formschlüssiger Verbindungen erstellen mehrgeschossigen Massivholzgebäudes wird in [reThink Wood 2011] beschrieben. Auch in mehreren Forschungsprojekten (z. B. [Buri u. a. 2007], [Robeller 2015]) wurde die Thematik umfangreich untersucht.

Es zeigt sich aus diesen Projekten ein großes Potential aus der Verbindung traditioneller zimmermannsmäßiger Verbindungstechniken mit dem modernen Material Brettsperholz und der Nutzung der heutigen Möglichkeiten computergestützter, hochpräziser Fertigungsmöglichkeiten. Im Rahmen des vorliegenden Projektes sollte der große Umfang der aus Literatur und Praxis vorliegenden Gestaltungsmöglichkeiten formschlüssiger Verbindungen auf die sinnvolle Anwendbarkeit im mehrgeschossigen Holzmassivbau untersucht werden. Grundgedanke dabei ist, auftretende vertikale Zugkräfte durch Vorspannkräfte überdrücken zu können, und die Verbindungen schub- und druckfest auszulegen. Typische, konventionelle Anschlussdetails als Referenz können z. B. aus [Karacabeyli

und Douglas 2013], ZMP GmbH [2017], [Teibinger und Matzinger 2013] entnommen werden.

Grundsätzlich können Geschossstöße im Holzbau in die drei Typen Plattform-, Balloon- und Quasi-Balloon-Bauweise unterteilt werden. Diese unterscheiden sich im Wesentlichen darin, ob die Wandelemente durchlaufen, oder durch die eingeschobene Decke unterbrochen werden (vgl. Abbildung 6.2). Am weitesten verbreitet ist die Plattform-Bauweise, da diese einen einfachen, geschossweisen Montagevorgang erlaubt. Nachteilig können sich die Querdruckbelastung der Deckenplatte und daraus resultierende Verformungen auswirken, zudem begrenzt die Quertragfähigkeit der Decke die vertikal übertragbare Kraft. Um dies zu umgehen, gleichzeitig aber den Vorteil einer einfachen Montage zu erhalten, wurden bei verschiedenen Projekten Varianten der Quasi-Balloon-Bauweise verwendet, welche die Vorteile beider Bauweisen miteinander vereint.

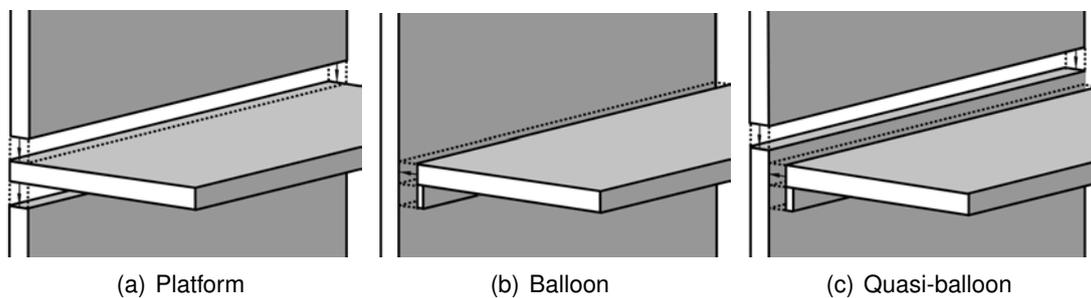


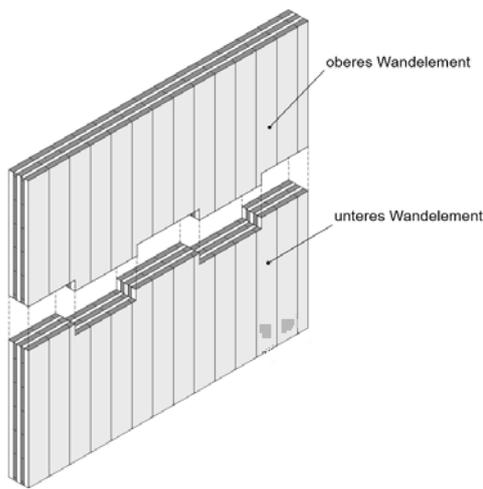
Abbildung 6.2: Grundsätzliche Konstruktionsprinzipien für Wand-Deckenstöße im mehrgeschossigen Holzbau

In Abbildung 6.3 sind die daraus für dieses Forschungsprojekt abgeleiteten Varianten von Wand-Wand- und Wand-Deckenstößen dargestellt. Der einfachste Grundtyp ist Typ a), aus dem sich die wesentlichen Eigenschaften auch für die anderen Varianten ableiten lassen. Typ b) entspricht zwar nicht einer sinnvollen praktischen Anwendung, wurde aber als vereinfachter Grundtyp für die Varianten e) und f) entwickelt. Die wesentlichen Trageigenschaften dieser Typen lassen sich aus dem vereinfachten Grundtyp bestimmen.

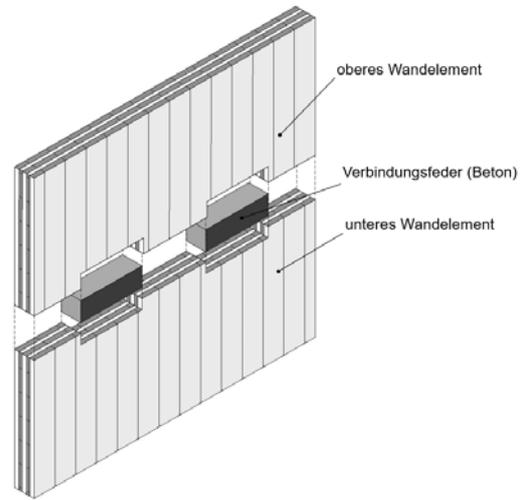
Aus diesen ausgewählten baupraktischen Anwendungen wurden anschließend zwei Grundkonfigurationen von Versuchskörpern festgelegt, einmal für direkte, und einmal für indirekte Verbindungen.

Ziel der FE-Studien und mechanischen Versuche war die Ermittlung der folgenden Eigenschaften:

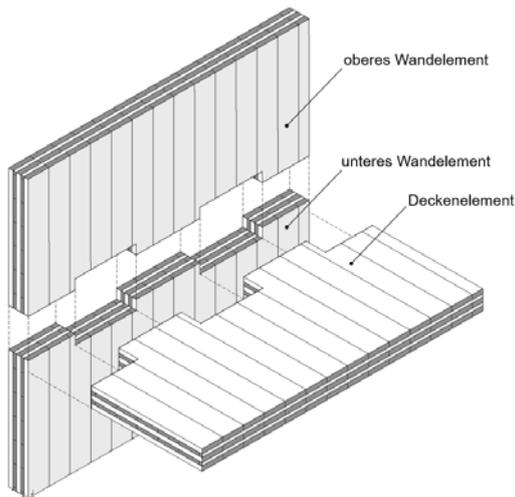
- Versagensmechanismen, Tragverhalten
- Steifigkeit
- Tragfähigkeit
- erforderliche geometrische Parameter



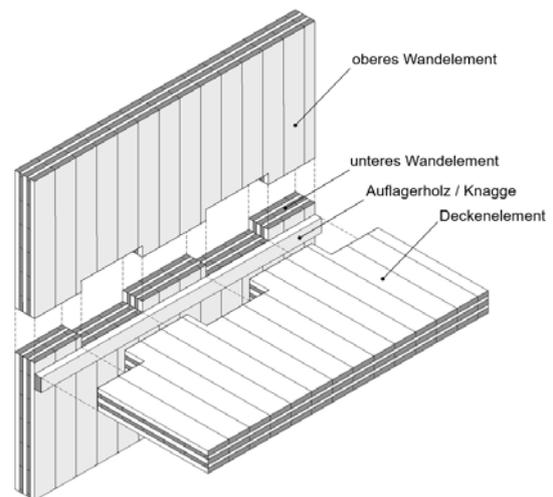
(a) direkte Wand-Wand-Verbindung



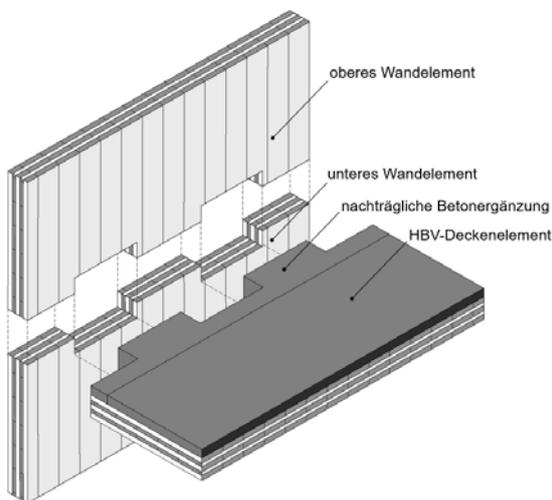
(b) indirekte Wand-Wand-Verbindung



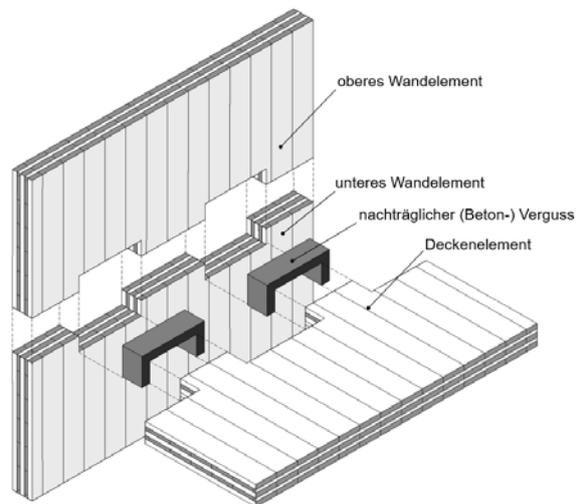
(c) indirekte Wand-Decken-Verbindung



(d) indirekte Wand-Decken-Verbindung mit Auflager



(e) indirekte Wand-Decken-Verbindung mit Verguss



(f) indirekte Wand-HBV-Decken-Verbindung

6.2 Entwurfskriterien

6.2.1 Baupraktische und betriebswirtschaftliche Rahmenbedingungen

Die Nutzung von formschlüssigen Verbindungen verlagert den Herstellungsaufwand von der Baustelle (händische Montage mechanischer Verbindungsmittel, Schrauben, Nägel etc.) zur werksmäßigen Vorfertigung.

Wesentliche Voraussetzung ist die Maßhaltigkeit in der Fertigung, um einen passgenauen Sitz der Verbindungen zu garantieren, und Probleme bei der Montage zu vermeiden. Dies kann mit computergesteuerten CNC-Abbundanlagen erreicht werden. Bereits ausgeführte Beispiele zeigen, dass die erforderliche Genauigkeit praktisch erreichbar ist [reThink Wood 2011]. Bei der Übertragung von vertikalen Druckkräften über die Hirnholzflächen sind wesentliche Anforderungen, dass die Schnittkanten eben und rechtwinkelig ausgeführt werden.

Die Verzahnungen werden nach der Herstellung der BSP-Platten an den Kanten ausgeschnitten. Ein Ziel der Optimierung aus betriebswirtschaftlicher Sicht ist daher, die Zackenhöhe und somit den Verschnitt möglichst gering zu halten.

6.2.1.1 Bearbeitungswerkzeuge

Im Werk des Projektpartners werden großformative BSP-Platten auf einer Plattenbearbeitungsanlage PBA-3 der Fa. Hundegger abgebunden. Diese arbeitet mit zwei unabhängigen Portalbearbeitungszentren, die mit Spindeln mit bis zu 55 kW Antriebsleistung und automatischem Werkzeugwechsel die BSP-Elemente von allen Seiten bearbeiten können. Die Toleranzen liegen unter 1,0 mm. Zusätzlich steht ein KUKA-5-Achs Abbundroboter zur Verfügung, um Bauteile mit besonders komplizierten Geometrien präzise bearbeiten zu können.

Um einen effizienten Bearbeitungsprozess mit möglichst geringem Maschinenzeitaufwand zu erreichen, sollten die Werkzeuge möglichst wenig gewechselt werden müssen, und eine Schnittkante, bzw. Verzahnung nur von einem Werkzeug bearbeitet werden. Aus diesem Grund kann es sinnvoll sein, die Ecken der Verzahnungen ausgerundet herzustellen, da auf diese Weise ein Rundfräser ohne zusätzlichen Arbeitsschritt die komplette Herstellung der Verzahnungsgeometrie erledigen kann. Der Einfluss einer solchen Ausrundung auf das Tragverhalten wurde daher versuchstechnisch untersucht.

6.2.1.2 Montierbarkeit, Bauablauf, Toleranzen

Entscheidend für einen reibungslosen und effizienten Bauablauf ist die passgenaue Vorfertigung der Verbindungen. Sie sollten außerdem so gestaltet sein, dass geringe, nicht vermeidbare Ungleichmäßigkeiten durch entsprechend eingeplante Toleranzen ausgeglichen werden können. Zu berücksichtigen ist auch der Montagevorgang als solcher, bei dem in der Regel großformatige und entsprechend

schwere Bauteile am Kran hängend passgenau „eingefädelt“ werden müssen.

Zweckmäßig ist daher eine leichte Abschrägung der Verzahnungsflanken, die das „Einfädeln“ erleichtern und anschließend die Verbindung automatisch zentrieren. Dieser Verbindungstyp wurde daher im Rahmen der in diesem Zusammenhang durchgeführten FE-Studie (Abschnitt 6.4) untersucht und bewertet.

Grundsätzlich sind auch diverse Sonderformen, wie z. B. schwalbenschwanzartige, hinterschnittene Verbindungen denkbar und wurden im Rahmen von Forschungsprojekten (u. a. [Buri u. a. 2007]) erfolgreich getestet. Der Aufwand in der Herstellung (Maschinenzeit) und der Montage (Passgenauigkeit, Komplexität beim „Einfädeln“) steigt jedoch deutlich an. Verbindungen sollten nach Möglichkeit darauf ausgelegt werden, mit kurzen Kranzeiten eingehoben werden zu können. Der Einschubvorgang der Verbindung sollte daher nach Möglichkeit nun in einer Ebene stattfinden, und diese idealerweise in vertikaler Richtung liegen. Im Rahmen dieses Projektes wurde daher Wert gelegt auf möglichst einfache und „robuste“ Verbindungsgeometrien, die diese Anforderungen erfüllen.

6.2.2 Referenzsteifigkeit - Holzschraubenverbindung

Um die Steifigkeitswerte der später untersuchten Verbindungen einordnen zu können, wird zunächst die Steifigkeit einer Variante einer Schubverbindung aus einem realen Bauwerk berechnet. Beim Bauprojekt „Via Cenni“ in Mailand wurden mehrere neugeschossige Gebäude komplett aus Brettsperrholz erstellt. Da hier die Verbindungsmittelsteifigkeiten das Trag- und Schwingungsverhalten der kompletten Struktur beeinflussen, konnten die Tragwerksteile nicht einzeln betrachtet werden. Das Gebäude wurde deshalb an einem aufwändigen Gesamtmodell berechnet. Bei den Wand-Wand- und Wand-Decken-Stößen musste eine hohe Anzahl an stiftförmigen Verbindungsmitteln eingesetzt werden [Bernasconi 2012].

In Abbildung 6.1 ist ein Regeldetail der Wand-Decken-Stöße zu sehen. Die Scheibenschubkräfte und abhebende Zugkräfte aus der oberen Wand werden über Stabdübel in ein Stahlbauteil und dann über Vollgewindeschrauben ($l = 540 \text{ mm}$) in die untere Wand geleitet. Die Drucklasten werden durch eine Querdrukbeanspruchung der Decke in die untere Wand übertragen (Platform-Bauweise). Die Scheibenschubkräfte aus der Decke werden ebenso über die Vollgewindeschrauben abgetragen, welche in einem Winkel von 60° zur Horizontalen eingedreht sind.

Im Folgenden wird die horizontale Steifigkeit der abgebildeten Schraubenverbindung abgeschätzt, ohne auf genauere oder besondere Kenndaten des verwendeten Schraubentyps und des BSP zurückgreifen zu können. Die Deckenstärke wird mit $0,20 \text{ m}$ angenommen.

Nach Blaß u. a. [2006] und Colling [2014] lässt sich die axiale Steifigkeit $K_{ser,ax}$ einer Vollgewindeschraube, in zwei zu verbindenden Bauteilen, nach Formel 6.1 abschätzen.

$$K_{ser,ax} = \frac{780 \cdot d^{0,2}}{\frac{1}{l_{ef,1}^{0,4}} + \frac{1}{l_{ef,2}^{0,4}}} \left[\frac{N}{mm} \right] \quad (6.1)$$

Auf die Verbindungsfuge bezogen muss der Verschiebungsmodul in Abhängigkeit des Winkels zur Fuge abgemindert werden [Colling 2014]:

$$K_{ser,Fuge,\alpha} = K_{ser,ax} \cdot \cos(\alpha)^2 \quad (6.2)$$

- d = Schraubendurchmesser = 10 mm
 $l_{ef,1}$ = Einschraublänge in Bauteil 1 (hier Decke) = 200 mm/sin(60°) = 231 mm
 $l_{ef,2}$ = Einschraublänge in Bauteil 2 (hier Wand) = 540 mm - 231 mm = 309 mm
 α = Einschraubwinkel bezogen auf Fuge = 60°

Somit ergibt sich eine horizontale Steifigkeit pro Schraube von:

$$K_{ser,Fuge,\alpha} = \frac{780 \cdot 10^{0,2}}{\frac{1}{231^{0,4}} + \frac{1}{309^{0,4}}} \cdot \cos(60^\circ)^2 \cdot \frac{1kN}{1000N} = 1,44 \frac{kN}{mm} \quad (6.3)$$

Beide Schrauben eines kreuzweise angeordneten Paares können bei Schubbelastung nur angesetzt werden, wenn die Kräfte von der in Lastrichtung angeordneten Schraube über deren Kopf aufgenommen werden können und diese auf Druckbelastung nicht ausfällt. Eine Druckkraft-Übertragung in den Schraubenkopf war in diesem Fall wegen des anzuschließenden Stahlbauteils nicht möglich [Bernasconi 2012]. So ergibt sich bei den maximal 40 schräg eingedrehten Schrauben pro Meter eine wirksame Verbindungsmittelanzahl von 20 pro laufenden Meter. Die horizontale Ersatzfederkonstante der Verbindung erreicht insgesamt einen Wert von:

$$k_{ser,Fuge,\alpha} = 1,44 \frac{kN}{mm} \cdot \frac{20}{m} = 28,8 \frac{kN}{mm \cdot m} \quad (6.4)$$

Da diese Schraubenverbindung auch für die vertikalen, abhebenden Kräfte konzipiert ist, wurde ein Winkel von 60° gewählt. Wäre das Bauwerk vertikal vorgespannt geworden, hätten flachere Winkel gewählt werden können. Dies wäre für die Schubübertragung vorteilhafter gewesen. Mit einer Schraubenneigung von 45° würden bei dieser Verbindung bereits die doppelten Steifigkeitswerte erreicht werden können ($\cos(45^\circ)^2/\cos(60^\circ)^2 = 2,0$).

Bei der betrachteten Verbindung, wäre es nur sehr begrenzt möglich mehr Schrauben anzuordnen um die Steifigkeit der Verbindung zu erhöhen. Die Rand- und Verbindungsmittelabstände sind eingehalten, lassen aber kaum Platz für zusätzliche Schrauben, dies ist vor allem am Vertikalschnitt der obigen 6.1 zu sehen. Nur dickere Bauteile und eventuell (noch) längere Schrauben würden die Steifigkeit weiter erhöhen.

6.2.3 Umgang mit Reibung

Es stellt sich die Frage ob und wie die zwischen den Wänden wirkende Reibungskraft für die Schubübertragung genutzt werden kann, insbesondere im Hinblick auf eine vorgespannte Bauteilfuge. Nach

Eurocode 0 (DIN EN 1990-1-1) darf der Nachweis der Lagesicherung des gesamten Tragwerks unter Berücksichtigung von Reibungskräften geführt werden. Dabei wird die Reibungskraft aus dem Produkt aus Haftreibungskoeffizient μ_s und der ständig wirkenden Auflast G auf die entsprechende Kontaktfläche ermittelt. Die Auflast muss dabei um den Faktor $\gamma_{G,inf} = 0,9$ abgemindert werden. Für Elementstöße im Bauwerk selbst ist ein solcher Ansatz nicht explizit geregelt.

Reibungswiderstände bei der (Schub-) Belastung von Kontaktflächen sollten im Holzbau nach Meinung von *Kessel* nur in besonderen Situationen zur Beurteilung der Tragfähigkeit einer Struktur berücksichtigt werden [Kessel 2014]. In keinem Fall darf Reibung im GZT angesetzt werden, wenn diese erst durch die Beanspruchung selbst erzeugt werden müsste. Demnach sollten Gleitreibungskräfte ($0,2 \leq \mu_k \leq 0,4$) nie und Haftreibungskräfte ($0,4 \leq \mu_s \leq 0,6$) nur in Ausnahmen angesetzt werden.

Schickhofer u. a. [2010] gibt an, dass es generell richtig sei, dass Reibungskräfte (Schub-) Kräfte übertragen können, für statische Nachweise sei deren rechnerischer Ansatz jedoch nicht zu empfehlen.

Unabhängig von dem nicht eindeutig geregelten Umgang mit der Reibung bei Nachweisen im GZT und GZG, wirkt sich eine ständige Überdrückung der horizontalen Bauteilfugen positiv auf die Verbindungssteifigkeit aus. Aus einer rein mechanischen Betrachtung heraus erhöht sich durch das Vorspannen die Haftreibung. Zur wirtschaftlichen Nutzung der Vorspannung sind im Bemessungsfall die aus äußerer Belastung gezogenen Bauteilbereiche jedoch weniger stark überdrückt, der Haftreibungswiderstand bei Schubbelastung wäre an diesen Stellen früher „aufgebraucht“. Gerade bei höheren Strukturen, bei denen die Verbindungssteifigkeit das Tragverhalten der ganzen Struktur beeinflussen kann (vgl. [van de Kuilen u. a. 2011] und [Bernasconi 2012]), ist es aus Sicht der Autoren empfehlenswert, für die Verbindungssteifigkeit die Reibung nicht anzusetzen.

6.2.4 Festlegung von Verbindungstypen und geometrischen Größen

6.2.4.1 Direkte Verbindungen

Der Grundtyp direkter Verzahnungsverbindungen (vgl. Abb. 6.3 a)) kann in den folgenden Parametern variiert werden:

- Höhe des Zackens
- Länge des Zackens
- Neigung der Zackenflanke
- Ausrundung der Ecken

Diese Parameter wirken sich im Wesentlichen auf die Herstellung, den Bauablauf, die Kosten, die Steifigkeit und die Tragfähigkeit aus. Ziel der Parametervariation war es daher, einen möglichst guten Kompromiss aus diesen Randbedingungen zu finden, und praktisch sinnvolle Anwendungsgrenzen vorzugeben.

Die Höhe des Zackens ist zunächst theoretisch frei wählbar. Eine praktische Untergrenze liegt in der Herstellbarkeit, zudem wirken sich bei sehr kleinen Zackenhöhen lokale Holzfehler (z. B. Schwindrisse, Astlöcher etc.) stärker aus. *Schnöbel* hat festgestellt, dass ein einzelner hoher Zacken steifer ist und eine größere Tragfähigkeit besitzt als ein kleinerer, allerdings auf einen Meter Verbindungslinie bezogen sich ein Maximum bei einer mittleren Höhe einstellt [Schnöbel 2016].

Größere Zackenhöhen ergeben einen größeren Verschnittanteil, so dass eine Obergrenze der Höhe aus wirtschaftlichen Überlegungen definiert sein kann. Viele kleine Verbindungen ergeben einen erhöhten Herstellaufwand, und das Einpassen auf der Baustelle kann unter Umständen aufgrund der größeren Anzahl an Passflächen schwieriger sein.

Die Zackenlänge hat eine Untergrenze aus dem erwünschten Bruchverhalten: Da ein duktiler Versagen erwünscht ist, sollten die Zacken nicht spröde auf Schub versagen, sondern „weicher“ durch Längsdruckversagen in den Hirnholzflächen. Die obere Grenze ergibt sich aus der erforderlichen Steifigkeit und Tragfähigkeit, da bei größerer Zackenlänge weniger einzelne Verbindungen auf einem laufenden Meter Fuge unterzubringen sind.

Aus diesen Parametern wurde eine Zackenhöhe von 0,05 m und 0,1 m ausgewählt und näher untersucht. Der sinnvolle Bereich der Zackenlänge wurde nachfolgend in der FE-Studie und den praktischen Versuchen geklärt.

6.2.4.2 Indirekte Verbindungen

Bei indirekten Verbindungen gelten grundsätzlich die gleichen Gesetzmäßigkeiten wie für indirekte Verbindungen. Die möglichen Geometrien sind allerdings zusätzlich durch die eingeschobenen Bauteile (i. d. R. Decken aus Holz oder Stahlbeton) eingeschränkt. Die Höhe der Zacken ergibt sich aus der Stärke der Decken, die Länge aus der erforderlichen Auflagerlänge. Für die Untersuchungen wurde von Deckenstärken zwischen 0,14 m und 0,28 m ausgegangen, was Zackenhöhen zwischen 0,07 m und 0,14 m ergibt.

6.3 Mechanische Modelle

6.3.1 Grundlagen

Die Tragfähigkeit und Steifigkeit formschlüssiger Verbindungen lassen sich anhand mechanischer Ersatzmodelle auf Basis von angenommenen Spannungsverteilungen und normierter Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften bestimmen. Die hier betrachtete Art von Verbindungen erreicht die besten Eigenschaften, wenn das Holz in der Zackenflanke auf Längsdruck versagt, weniger günstig (Tragfähigkeit und Duktilität) sind Versagensarten infolge Schub in den Brettlagen oder Klebefugen.

Nachteilig an mechanischen Ersatzmodellen sind die in der Regel eher geringen rechnerischen Tragfähigkeiten, die hinter den Ergebnissen von Versuchen deutlich zurückbleiben. Sie bieten jedoch

die gute Möglichkeit, im Vorfeld von Versuchen und Finite-Elemente-Studien Abschätzungen zu treffen, und so den Untersuchungsumfang einzugrenzen. In der im Rahmen dieses Vorhabens entstandenen Masterarbeit von [Hipper 2017] wurden solche mechanischen Modelle ausführlich hergeleitet und beschrieben; sie wurden anschließend zur Festlegung der weiteren Untersuchungen genutzt.

Die in jeder Zacke auftretenden mechanischen Spannungen aus einer Schubbeanspruchung in Fugenrichtung (Abbildung 6.4) können entsprechend Abbildung 6.5 angenommen werden, die zugehörigen Rechenformeln auf Basis linearer Spannungsverteilungen sind in [Hipper 2017] hergeleitet.

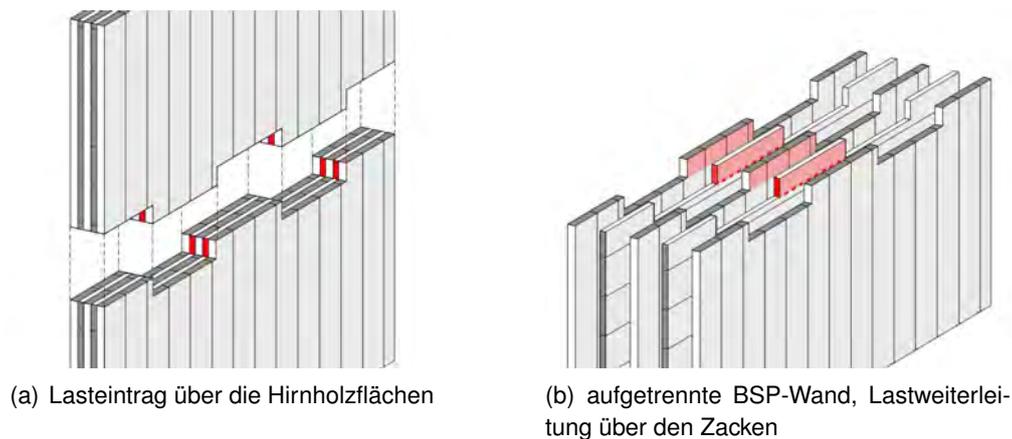


Abbildung 6.4: Beanspruchung einer direkten Wand-Wand-Verbindung

6.3.2 Grenzen der Berechnung an mechanischen Ersatzmodellen

Derartige mechanische Ersatzmodelle basieren auf vereinfachten theoretischen Annahmen. Die hieraus ermittelten Zackenwiderstände setzen eine gleichmäßig, konstante Beanspruchung der jeweils betrachtenden Flächen voraus. Die Verteilung der Schubspannungen in der Zacke, bzw. in den Brettlagen dieser, wird in der Realität eher dem der Schubspannung in Vorholz bei einer Versatzverbindung entsprechen. Im Bereich der Lasteinleitungsstelle kann von erhöhten Spannungswerten ausgegangen werden, welche sich je nach Zackenlänge abbauen (vgl. Abbildung 6.6).

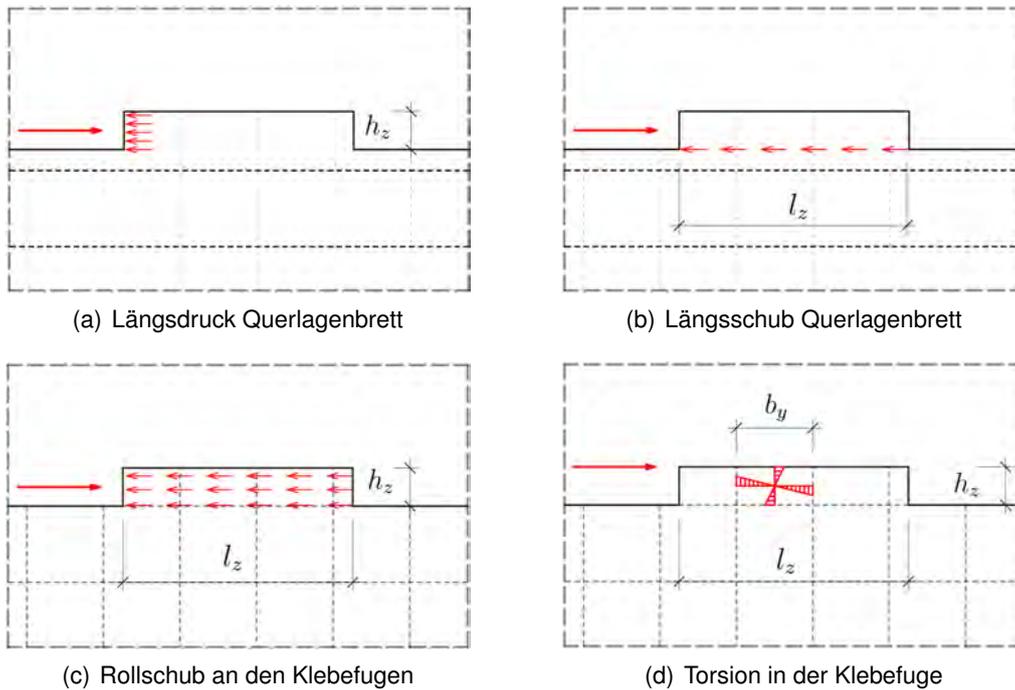


Abbildung 6.5: schematisch dargestellte Einwirkung und zugehörige Widerstände am Zacken; **(a)** und **(b)** Primärversagen, **(c)** und **(d)** Sekundärversagen

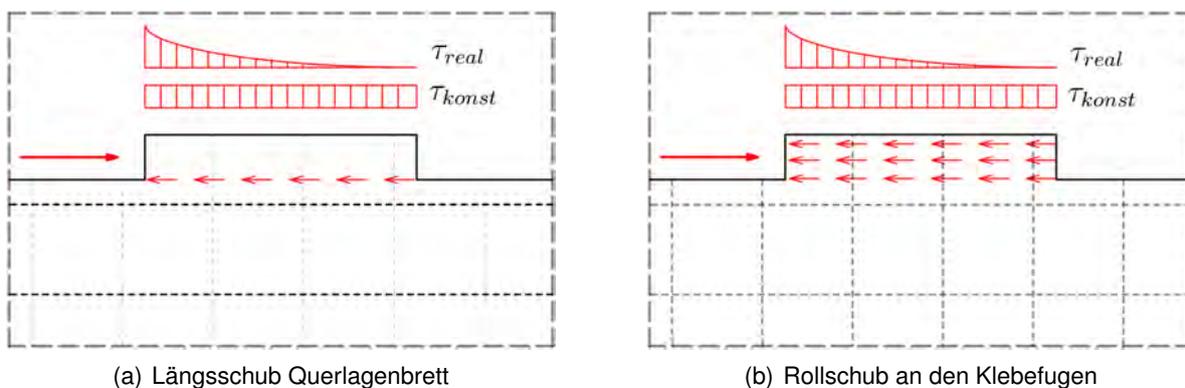


Abbildung 6.6: vereinfacht konstante Schubverteilung und realitätsnähere nicht lineare Verteilung

Auswirkungen der Querdruckbeanspruchung der Längslagen auf das Trag- bzw. Versagensverhalten der Zacken können ebenso wenig berücksichtigt werden wie Effekte aus Spannungsumlagerung durch lokal auftretende Risse oder Plastifizierungen. Der Einfluss der Position der Brett-fugen im Zacken auf die Tragfähigkeit dieses kann mit dieser Methode nicht bestimmt werden.

Dennoch bieten solche Modelle eine gute Möglichkeit der Vorabschätzung, welche Versagensart mit hoher Wahrscheinlichkeit auftreten wird und welche geometrischen Randbedingungen die Versa-

gensmechanismen steuern. Auf die Steifigkeit der Verbindungen kann durch die genannten Vereinfachungen im vorgestellten Verfahren nicht geschlossen werden, weshalb hierzu eine FE-Studie und Versuchsserie durchgeführt wurden.

6.3.3 Schlussfolgerung für die Zackengeometrie

Je nach Hersteller und Zulassung unterscheiden sich die angegebenen Festigkeitswerte teilweise stark voneinander. In den Mittellagen darf teilweise Holz anderer Festigkeitsklasse verwendet werden. Zu den generell hohen Streuungen der Festigkeitswerte bei Holz, kommen die herstellereinspezifischen Unterschiede hinzu. In diesem Forschungsbericht werden die Festigkeitswerte des Brettsperrholzproduktes *LENO* verwendet und die Festigkeitsklasse C24 nach *DIN EN 338* für die einzelnen Bretter vorausgesetzt ($f_{c,0,k} = 21 \text{ MN/mm}^2$ und $f_{v,k} = 4 \text{ MN/mm}^2$).

Es ergeben sich dann zur Sicherstellung eines duktilen Versagens auf Längsdruck folgende grundlegende Bedingungen an die Geometrie der Zacken:

- $l_z \geq 5,3 \cdot h_z$
- $l_z \geq 9,5 \cdot t_q$

Bei der Versatzbemessung darf maximal der achtfache Wert der Einschnitttiefe als „Schublänge“ angesetzt werden. Die Frage, ob die hier kürzer abgeschätzte Vorholzlänge zur Sicherstellung eines duktilen Druckversagens ausreicht und welche der vermuteten Versagensmechanismen tatsächlich auftreten, wurde in den Bauteilversuchen mit verkürzter Zackenlänge geklärt.

6.4 Finite-Elemente-Modellierung

6.4.1 Allgemeines

Zur Festlegung von Parametern für die mechanischen Versuche und zur Erweiterung und Ergänzung von deren Ergebnissen wurde eine Parameterstudie mit Hilfe eines Finite-Elemente-Modells durchgeführt. Die am Ende dieses Kapitels gezogenen Schlussfolgerungen basieren somit auf der Abschätzung des Verhaltens mit mechanischen Ersatzmodellen, der FE-Parameterstudie und den anschließenden Versuchsergebnissen.

Für die FEM-Untersuchungen wurde das kommerzielle Programm *RFEM* (Version: 5.05.0030) der Firma *Dlubal* verwendet. Das Materialmodell ist *linear-elastisch*, und daher zwar zur Bestimmung von Steifigkeiten im elastischen Anfangsbereich und einer Abschätzung der Tragfähigkeit geeignet, aber weniger, wenn plastische Effekte auftreten oder Rissbildungen und entsprechende Spannungsumlagerungen auftreten. Grundsätzlich eignet sich das FE-Modell daher gut, um qualitative Spannungsverteilungen und Auswirkungen von Parametervariationen zu beurteilen, die Absolutwerte der Steifigkeiten sind jedoch immer durch den Abgleich mit Versuchsergebnissen zu verifizieren.

6.4.2 Modellierung des Grundelements der Verbindung

6.4.2.1 Material und Lagenaufbau

Die einzelnen Lagen des BSP wurden als 3D-Volumenkörper mit einem orthotrop-elastischen Materialverhalten modelliert. Das elastische Materialmodell schließt bei der Berechnung die Plastifizierung des Werkstoffs aus. Die richtungsbezogenen Eigenschaften der Lagen werden über zwei verschiedene Materialien, mit den gleichen Kennwerten, jedoch an anderer Stelle der globalen Elastizitätsmatrix stehend, berücksichtigt. Die Seitenflächen der Lagen werden in der globalen x - z -Ebene modelliert (vgl. ??). Demnach orientiert sich die Faserrichtung der Längslagen an der globalen z -Achse und die Faserrichtung der Querlagen an der globalen x -Achse. Dieser Vorschrift folgend werden die Kenngrößen für die beiden „Materialien“ Längs- und Querlage definiert. Über eine Koordinatentransformation werden den Lagen die Eigenschaften der Hauptrichtungen von Holz (longitudinal - L , tangential - T , radial - R), entsprechend derer Ausrichtung im globalen Koordinatensystem (x, y, z) zugeteilt (siehe Tabelle 6.1 und Abbildung 6.7). Die Spannungsbezeichnungen beziehen sich so auf das globale Achsensystem. Um beispielsweise die Spannungen parallel zur Faser in den Querlagen und die Spannungen senkrecht zur Faser in den Längslagen auswerten zu können, müssen die Spannungen in globaler x -Richtung (σ_x) betrachtet werden.

Koordinatensystem	x	y	z	xy	xz	yz
Richtung in Längslage	T	R	L	TR	TL	RL
Richtung in Querlage	L	R	T	LR	LT	RT

Tabelle 6.1: Zuordnung der Hauptrichtungen und -ebenen der BSP-Lagen auf die des globalen Koordinatensystems im FE-Programm

Als Referenz-Lagenaufbau wird der des BSP-Produkts *LENO-150* gewählt. Die Bauteildicke ist somit einheitlich 150 mm, im Einzelfall wird der Querlagenanteil geändert.

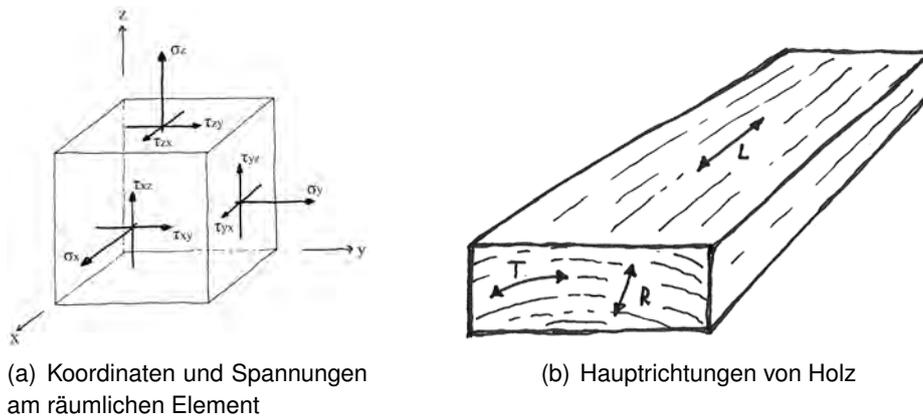


Abbildung 6.7: Definition von Koordinaten und Richtungen für das FE-Modell

6.4.2.2 Berücksichtigung des Schmalseitenverbunds der Bretter

Für Untersuchungen an schmalseitenverklebtem (SSVK) BSP werden die einzelnen Lagen vollflächig modelliert. Bei BSP ohne Schmalseitenverklebung (NSSVK) werden die Lagen aus einzelnen Lamellen zusammengesetzt. Ein Brett wird mit einer Breite von 0,160 m definiert, der Abstand dazwischen (Brettfuge) wird mit einer Breite von 2 mm festgelegt. Diese geometrischen Größen können bei BSP allgemein als üblich angenommen werden [Westermayr 2016].

Es sind dabei im Zackenbereich die in Abbildung 6.8 dargestellten Fugenlagen möglich.

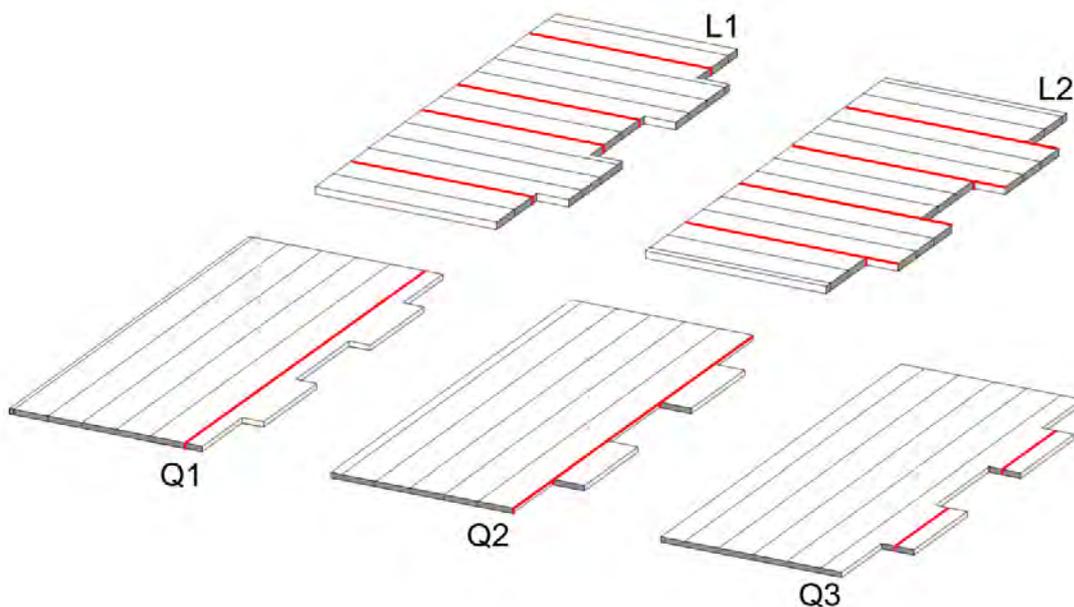


Abbildung 6.8: mögliche Fugenlagen in Längs- und Querlagen, welche zu verschiedenen Fugenkonfigurationen bei BSP ohne Schmalseitenverklebung führen

- Längslagen:
 - L1: Der Zacken beginnt nicht mit einer Brettfuge
 - L2: Der Zacken beginnt mit einer Brettfuge
- Querlagen:
 - Q1: keine Brettfuge im Zacken
 - Q2: Brettfuge am Zackengrund
 - Q3: Brettfuge im Zacken

Insgesamt werden diese möglichen Fugenkonfigurationen: $L1-Q1 / L2-Q1 / L1-Q2 / L2-Q2 / L1-Q3 / L2-Q3$ bei NSSVK-BSP betrachtet. Für Lagen gleicher Orientierung wird die gleiche Konfiguration angesetzt.

6.4.2.3 Modellgröße und Lagerbedingungen

Für die FE-Modelle wird das *Grundelement 1* (siehe Abbildung ??) mit mittig liegenden Zacken verwendet. Die Breite der Modelle entspricht also der doppelten Zackenlänge. Die Verformung einer realen Fuge setzt sich immer aus den Anteilen der *beiden* verbundenen Wandelemente zusammen, so dass die Ergebnisse der FE-Modelle bezüglich der Steifigkeiten halbiert werden müssen. Für die

Studie wurde die Betrachtung eines Elements gewählt, um die Symmetrie auszunutzen und somit weniger Rechenaufwand zu erzeugen.

In Realität sind die Zacken in eine Scheibe eingebunden. Die Verformung des Wandkopfs setzt sich aus der Biege- und Schubnachgiebigkeit der Scheibe selbst sowie aus den Nachgiebigkeiten der Verbindungen zusammen. Da nur die horizontale Steifigkeit der Verbindung bzw. die des Grundelements von Interesse ist, wird die Höhe des Elements (ohne die jeweilige Zackenhöhe) auf den absoluten Wert von 0,35 m begrenzt. Dies entspricht etwa 10 % der üblichen Höhe eines Wandelements im Hochbau.

Das Grundelement wird an den Außenkanten rechts und links horizontal und an der Unterkante vertikal gelagert. Es werden an den Mittelachsen der jeweiligen Hirnholzflächen einwertige Linienlager definiert. Damit das System nicht kinematisch ist, sind an drei Außenecken des Grundelements, in der x - z -Symmetrieebene des Körpers, einwertige Punktlager in y -Richtung definiert. So sitzt der Zacken insgesamt auf einem unverschieblich modellierten Ausschnitt einer Wand (vgl. Abbildung ??). Verformungen, welche durch eine horizontale Belastung der Zackenflanken entstehen, sind also auf die Verformungen der Zacke und auf die daraus induzierten Dehnungen bzw. Verzerrungen im unteren Teil des Grundelements zurückzuführen.

6.4.2.4 Finite-Elemente-Netz

Das FE-Netz wird aus viereckigen Grundelementen mit einer maximalen Kantenlänge von 0,01 m festgelegt (siehe Abbildung ?? b)). Die Größe stellt einen Kompromiss aus Rechenaufwand und Genauigkeit der Ergebnisse dar. Der deutlich gesteigerte Rechenaufwand bei NSSVK-Modellen führt dazu, dass bei größeren Zacken ($l_z = 0,32$ m) eine Vernetzung dieser Art mit dem verwendeten FE-Programm nicht mehr möglich ist. Es muss stellenweise eine Vernetzung mit Dreiecken zugelassen werden, dabei wurde die maximal zulässigen Kantenlängen im Netz beibehalten. Elemente aus NSSVK-Modellen mit größeren Zacken ($l_z > 0,32$ m) wurden nicht modelliert, da ein gröberes Netz erforderlich gewesen wäre und die Vernetzung für alle Modelle vergleichbar gestaltet werden sollte.

6.4.2.5 Belastung und Bestimmung der Steifigkeit

Als Belastung wird eine über die Zackenhöhe und -tiefe gleichverteilte Horizontallast gewählt. Für jede untersuchte Geometrie wird die gleiche Kraftgröße von 50 kN aufgebracht, bei unterschiedlichen Zackenhöhen h_z müssen jeweils die Werte der Flächenlasten q angepasst werden:

$$q = \frac{50}{0,15 \cdot h_z} \left[\frac{kN}{m^2} \right] \quad (6.5)$$

Über eine starre, unendlich dünne Fläche wird diese Last in das Modell eingeleitet. Für jedes Modell zeigt diese Belastung in globale x -Richtung.

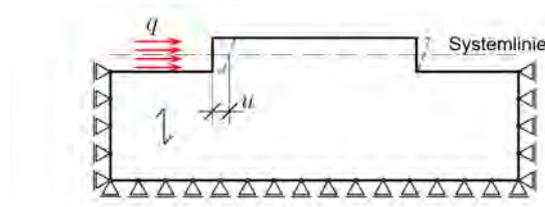


Abbildung 6.9: Belastung q und qualitative Verformung des Modells, relevante Verschiebung u gemessen an der Systemlinie

Verbindungsnachgiebigkeiten (Linienfedern) würden bei der Modellierung einer globalen Struktur an der Systemlinie, also am Übergang von einem Bauteil zum nächsten, eingegeben werden. Die, für die hier ermittelte Steifigkeit der Verbindung relevante, Verschiebung u wird aus den Mittelwerten der lastseitigen horizontalen Verformung an Zackenunter- und oberkante, also auf Höhe der potentiellen Systemlinie ausgelesen (vgl. Abbildung 6.9). Wird die Kraftgröße von 50 kN durch die Verschiebung u dividiert, bestimmt sich die Elementsteifigkeit aus der FEM-Berechnung $K_{ele,fem}$ zu:

$$K_{ele,fem} = \frac{50}{u} \left[\frac{kN}{mm} \right] \quad (6.6)$$

Aus den Gleichungen ?? und ?? ergeben sich die Verbindungssteifigkeit $K_{vb,fem}$ und die Ersatzfederkonstante der Verbindung $k_{vb,fem}$ zu:

$$K_{vb,fem} = \frac{1}{2} \cdot K_{ele,fem} \left[\frac{kN}{mm} \right] \quad (6.7)$$

$$k_{vb,fem} = \frac{1}{2} \cdot \frac{K_{ele,fem}}{2 \cdot l_z} \left[\frac{kN}{mm \cdot m} \right] \quad (6.8)$$

6.4.3 Qualitative Ergebnisse der FE-Berechnung

Durch die Untersuchung der qualitativen Spannungsverteilungen und Verformungen am Element werden die Berechnungen auf Plausibilität geprüft. In den folgenden Abbildungen sind ausschließlich Modelle aus schmalseitenverklebtem BSP mit einheitlicher Zackenhöhe von 0,10 m dargestellt.

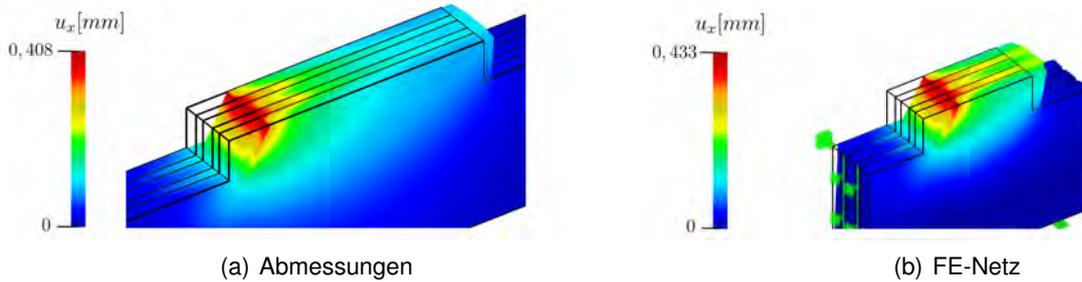


Abbildung 6.10: horizontale Verformung u_x des Modells, 250-fach überhöht, $l_z = 0,48\text{m}$

Die Verformungsfiguren in Abbildung 6.10 zeigen, dass sich die größten Verformungen an der Zackenoberkante auf der Seite der Krafteinwirkung einstellen. Die Verformung des Zackens setzt sich aus einer Längsverformung (Stauchung) und einer Schubverformung (Verzerrung) zusammen. In 6.11 ist gut zu erkennen, dass, trotz der Kopplung der unendlichen steifen Lastfläche mit der Zackenflanke, die Last im Wesentlichen von den längs zur Faser belasteten Querlagen aufgenommen wird.

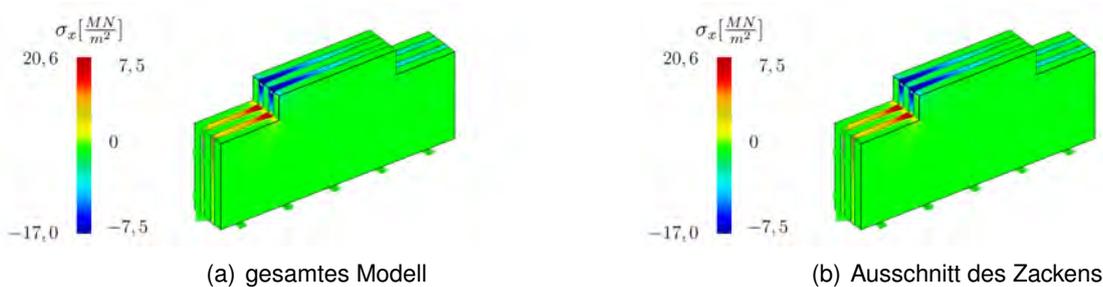


Abbildung 6.11: σ_x Spannung längs zur Faser in den Querlagen bzw. quer zur Faser in den Längslagen, $l_z = 0,48\text{m}$

An der Spannungsverteilung von σ_x ist zudem ersichtlich, dass die Längslagen kaum Querdruckspannungen erfahren, jedoch am Zackeninneneck Querzugspannungen auftreten. Am realen Bauteil ist an diesen Stellen mit Querzügen im Holz zu rechnen. Deutlicher ist dies in Abbildung 6.12 a) zu sehen, hier ist ausschließlich eine Längslage dargestellt. Alle negativen Spannungen (Druck) sind einfarbig in blau dargestellt, die positiven Spannungen (Zug) werden abgestuft visualisiert. Der Lastfluss kann durch die Hauptspannungstrajektorien (Vergleichsspannung σ_{123}) dargestellt werden (siehe 6.12 b)). Die äußere Belastung wird zu Teilen über Zug (rot) in das linke Linienlager zurückgehängt und über Druck (blau) in das rechte Lage weitergeleitet.

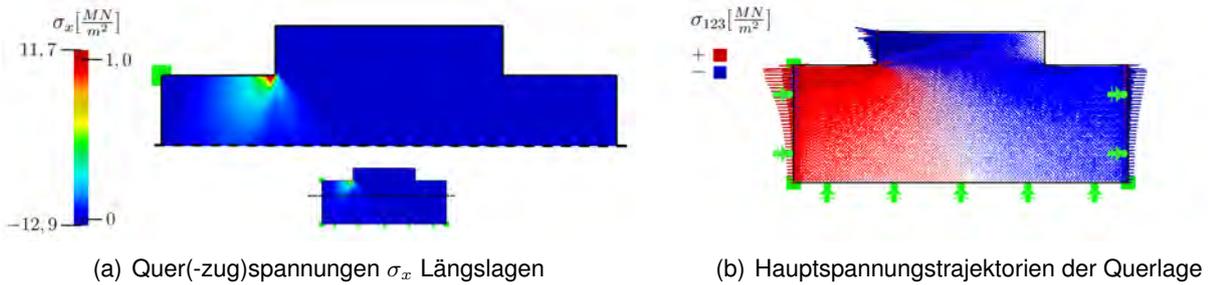


Abbildung 6.12: σ_x in der Längslage und Hauptspannungstrajektorien (σ_{123}) in der Querlage

Die Kraft auf die Zackenflanke erzeugt ein Moment in der Scheibe. Die Längslagen leiten dieses über eine Beanspruchung in Faserlängsrichtung in die vertikalen Auflager an der Unterkante des Modells.

Sowohl die Schubspannung in der Klebefläche, als auch die Längsschubspannung an der Grundlinie der Querlage sind nichtlinear verteilt. Die größten Schubspannungen treten an der lastseitigen Zacken-Innenecke auf. Von dort aus werden sie in Abhängigkeit der Zackenlänge abgebaut. Je länger der Zacken ist, desto eher gehen die Spannungen gegen Null. Im Falle der hier dargestellten Modelle (siehe Abbildung 6.13) können die Schubspannungen bei einer Zackenlänge von 0,32 m nicht abgebaut werden, der ganze Zacken wird einem hohen Spannungsniveau ausgesetzt. Bei einer Zackenlänge von 0,48 m gehen die Schubspannungen am Ende der Zacke nahezu gegen Null ($l_z/h_z = 4,8$).

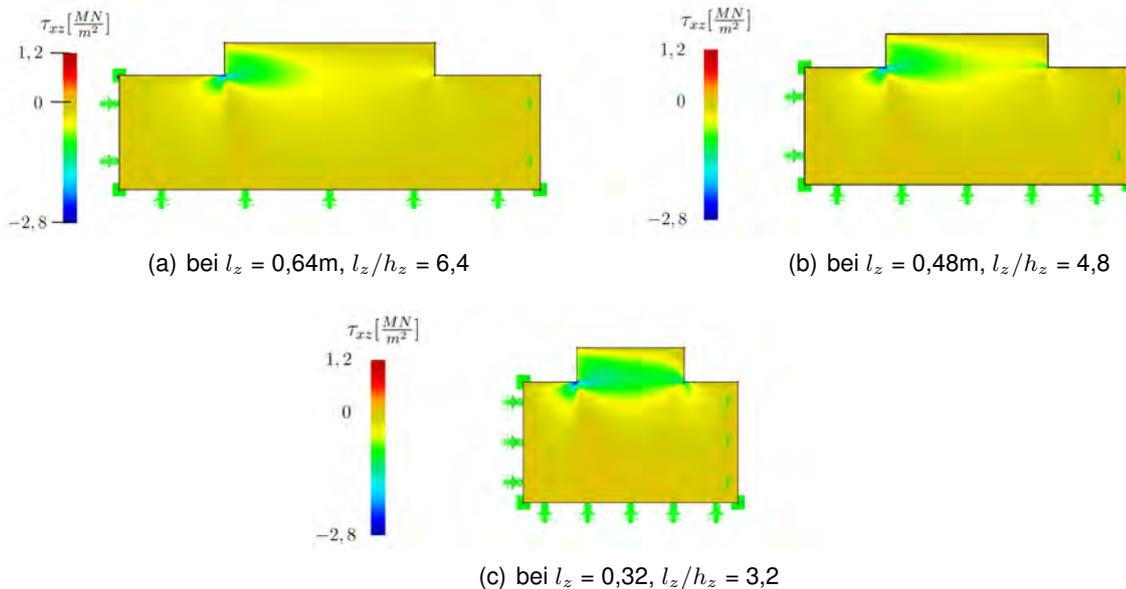


Abbildung 6.13: Schubspannung τ_{xz} an der Seitenfläche der Querlage (h_z konstant)

Abbildung 6.14 zeigt, dass sich die Verformung der Querlagen an der unbelasteten Zackenflanke abzeichnet. Je kürzer der Zacken ist, desto deutlicher stehen die Querlagen dort im Vergleich zu den Längslagen hervor.

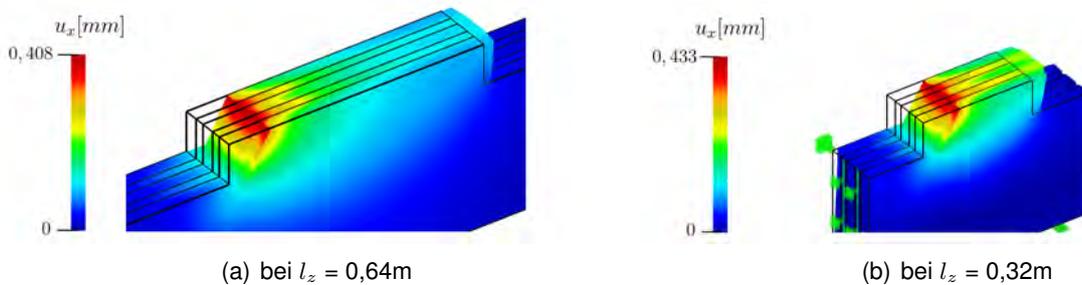


Abbildung 6.14: horizontale Verformung u_x , 250-fach überhöht (h_z konstant)

Die Verteilung der Schubspannungen sowie das Abzeichnen der Querlagen-Verformung an der lastabgewandten Seite der Zacke belegen, dass die Gefahr des Abscherens mit Verkürzung der Zackenlänge steigt. Die mechanischen Überlegungen zu Versagensarten und Tragfähigkeit werden bestätigt.

6.4.4 Eingangsgrößen der Parameterstudie

An verschiedenen Modellen wird die Steifigkeit $K_{ele,fem}$ bzw. $k_{vb,fem}$ berechnet. Dabei finden folgende Variationen statt:

- SSVK-Modelle
 - Zackenlänge l_z von 0,16 m bis 0,64 m
 - Zackenhöhe h_z von 0,02 m bis 0,32 m
 - Neigung der Flanke δ von 0° bis 20°
 - Querlagenanteils Q von 10 % bis 50 %
- SSVK-Modelle
 - Zackenlänge l_z von 0,16 m und 0,32 m
 - Zackenhöhe h_z von 0,02 m bis 0,16 m
 - verschiedene Fugenkonfigurationen

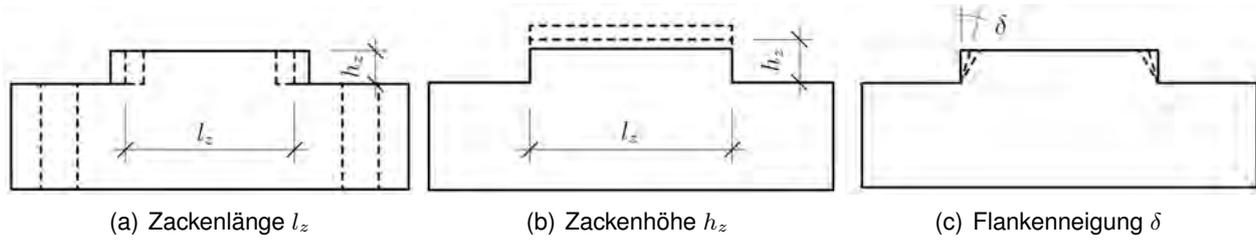


Abbildung 6.15: variierte geometrische Größen in der Parameterstudie

6.4.5 Ergebnisse der Parameterstudie

6.4.5.1 Einfluss der Zackenabmessung auf die Elementsteifigkeit bei schmalseitenverklebtem BSP

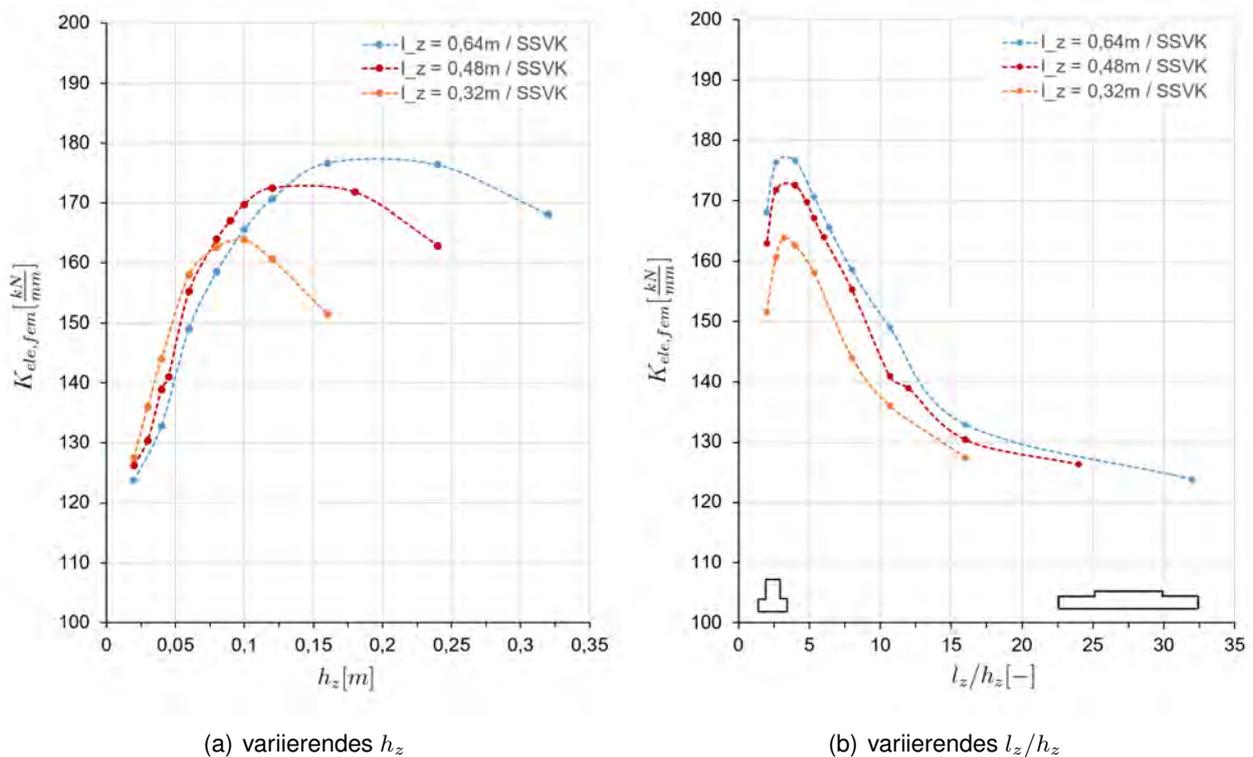


Abbildung 6.16: Einfluss von h_z und l_z/h_z auf $K_{ele,fem}$ bei SSVK-BSP

Wie in Abbildung 6.16 zu erkennen ist, nimmt die Elementsteifigkeit bei steigender Zackenhöhe unabhängig von der Zackenlänge zu. Für jede Zackenlänge existiert ein Plateaubereich der Steifigkeiten. Nach weiterer Vergrößerung der Zackenhöhe fallen die Steifigkeiten wieder ab.

Es ist ersichtlich, dass bei geringen Zackenhöhen (0,02 m - 0,06 m) die kürzeste Zackenlänge (0,32 m), bei mittleren Zackenhöhen (0,08 m - 0,12 m) die mittlere Zackenlänge (0,48 m) und bei großen Zackenhöhen ($> 0,16$ m) die größte Zackenlänge (0,64 m) zu den maximalen Steifigkeiten führt. Dies bedeutet, dass die Steifigkeit von den absoluten Größen h_z und l_z , als auch von dem Verhältniswert l_z/h_z beeinflusst wird.

In Abbildung 6.16 b) ist die Elementsteifigkeit über diesem Geometrieverhältnis aufgetragen. Bei l_z/h_z um 3,0 bis 4,5 finden sich die Maximalwerte der Elementsteifigkeit, unabhängig von den absoluten Größen h_z und l_z .

Die Verformung u setzt sich aus einer Längsverformung u_ε des Zackens (Stauchung ε) und einer Schubverformung u_γ (Verzerrung γ) zusammen (siehe Abbildung 6.17). Die Stauchung ist maßgeblich von der Zackenhöhe abhängig. Eine große Zackenhöhe führt zu einer großen Hirnholzfläche, also gleichzeitig auch einer hohen Dehnsteifigkeit des eingebundenen Zackens. Folglich sind die Längsverformungsanteile geringer. Bei gleichbleibender Zackenlänge ist die Schubsteifigkeit des eingebundenen Zackens konstant, da die Schubfläche proportional zur Zackenlänge ist. Die Schubverformung in Höhe der Systemlinie nimmt mit fallender Zackenhöhe ab. Bei kleinen l_z/h_z Werten dominiert die Schubverformung, bei großen die Längsverformung. Liegt l_z/h_z zwischen 3,0 und 4,5 ist die gesamte Verschiebung des Zackens auf Höhe der Systemlinie minimal. Für die, in Abbildung 6.17 dargestellten, Fälle gilt: $u_A > u_B < u_C$.

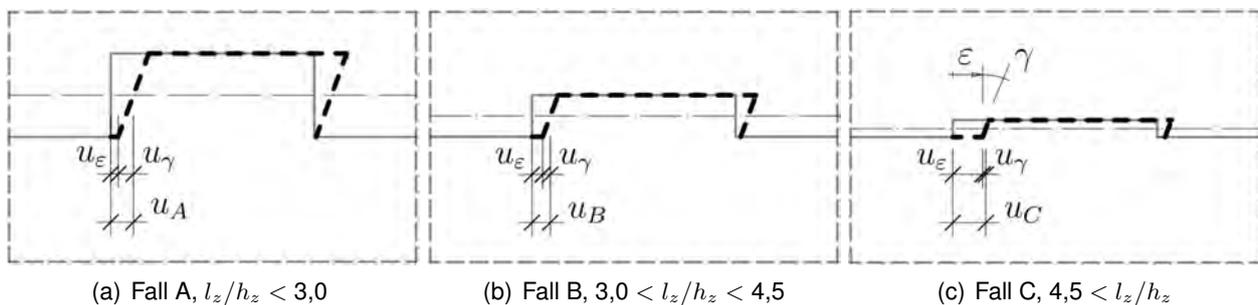


Abbildung 6.17: qualitativer Einfluss von h_z bzw. l_z/h_z auf die gesamte Verformung u , welche sich aus u_ε und u_γ zusammensetzt

Für sehr schmale Zacken würde auch die Biegesteifigkeit des Zackens auf die Verformung einen wesentlichen Einfluss haben. Diese ist in Modellbetrachtung jedoch vernachlässigbar, da nur gedrungene Zacken ($l_z/h_z > 3,0$) näher untersucht werden. Die Gründe sind auf die Sicherstellung duktilen Bauteilversagens zurückzuführen, da bei schmalen Zacken die Gefahr des Abscherens besteht.

6.4.5.2 Einfluss der Zackenabmessung auf die Ersatzfederkonstante bei schmalseitenverklebten BSP

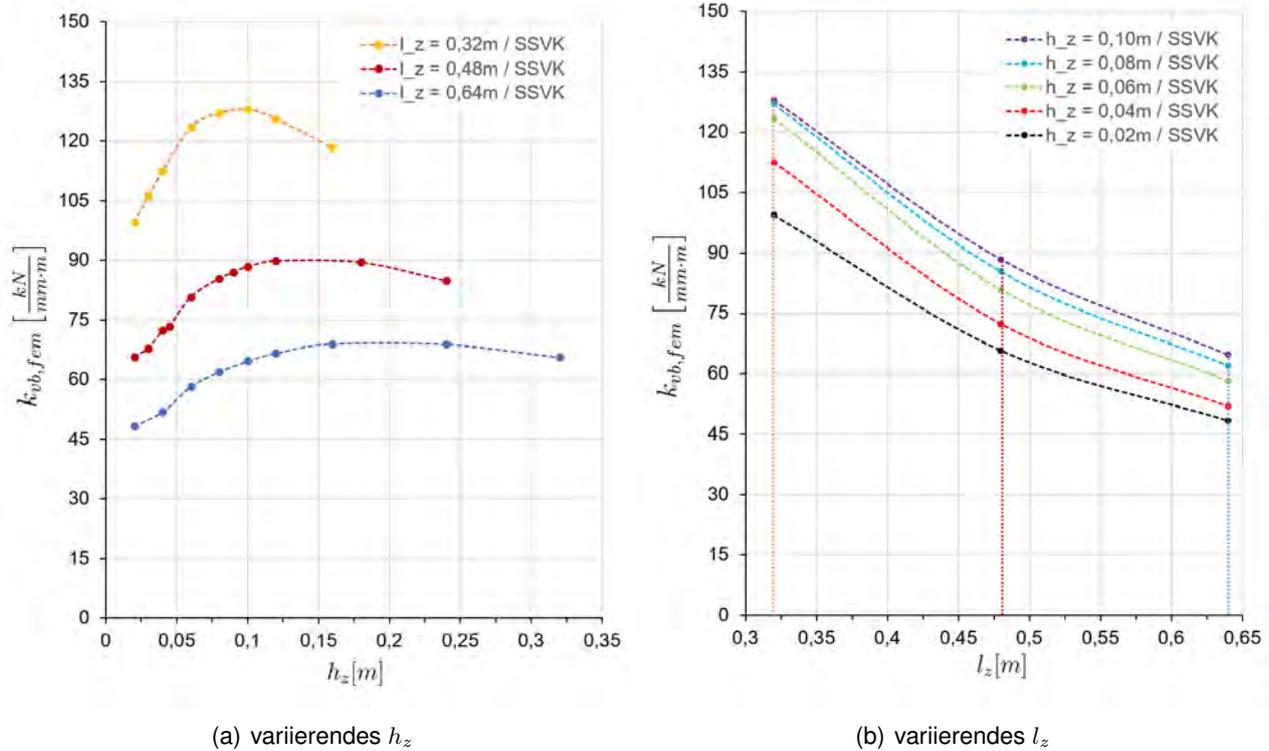


Abbildung 6.18: Einfluss von h_z und l_z/h_z auf $K_{ele,fem}$ bei SSVK-BSP

Wird die Ersatzfederkonstante $k_{vb,fem}$ betrachtet, kann festgestellt werden, dass kürzere Zacken günstiger sind als längere (vgl. Abbildung 6.18 a)). Je mehr Verbindungen bzw. Elemente auf einen Meter untergebracht werden können, desto steifer ist die ganze Verbindungsgruppe. Die Steifigkeit der Verbindungsgruppe ist durch die Länge der einzelnen Elemente beeinflussbarer, als durch die Geometrieverhältnisse der Zacke selbst. Bei gleicher Zackenhöhe kann mit einer Minimierung der Zackenlänge die Ersatzfederkonstante maximiert werden.

Für Zackenhöhen zwischen 0,02 m und 0,10 m ist dieser Zusammenhang in Abbildung 6.18 b) dargestellt. Nach der FE-Berechnung wird bei einer Zackenlänge von etwa 0,48 m mit $h_z = 0,02$ m die gleiche bezogene Steifigkeit erreicht wie mit einer Zackenlänge von 0,64 m mit $h_z = 0,10$ m. Mit einer Halbierung der Zackenlänge wird, in diesen Dimensionen von Zackenhöhen, die Steifigkeit der Verbindungsgruppe verdoppelt.

6.4.5.3 Einfluss der Flankenneigung und des Querlagenanteils auf die Elementsteifigkeit bei schmalseitenverklebten BSP

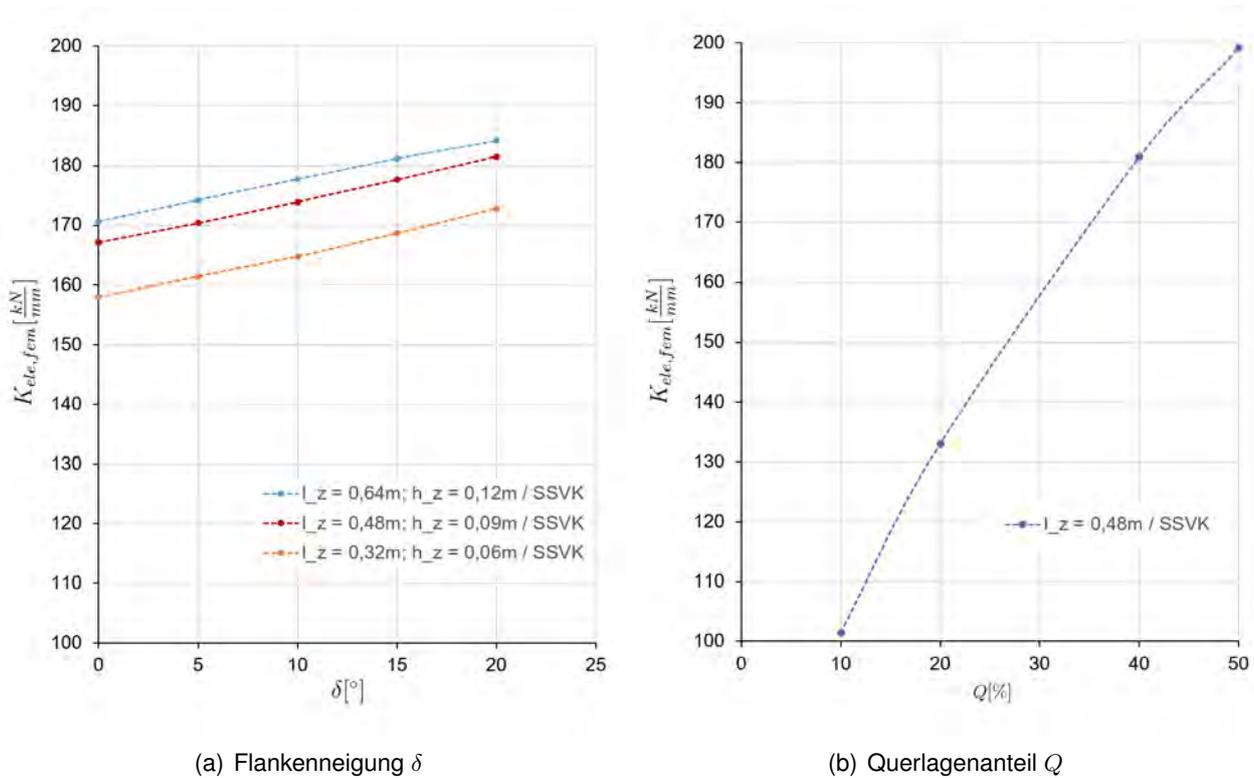


Abbildung 6.19: Einfluss von δ und Q auf $K_{ele,fem}$ bei SSVK-BSP; l_z/h_z jeweils 5,3

Flankenneigung

Durch eine leichte Flankenneigung wird ein einfacheres Fügen der Verbindungen auf der Baustelle erwartet. In Hinblick auf die Steifigkeit des Elements bzw. der Verbindung hat ein leichtes Anschrägen der Flankenwinkel einen positiven Einfluss. Je größer der Winkel wird, desto steifer verhält sich der Zacken (vgl. Abbildung 6.19 a)). Für die Baupraxis entscheidend ist, dass die Steifigkeit bei einer leichten Neigung ($\delta \approx 5^\circ - 10^\circ$) nicht abfällt.

Zur Erklärung kann die einwirkende Last gedanklich in einen Anteil parallel zur Flanke und einen Anteil senkrecht auf die Flanke zerlegt werden. Beide Anteile belasten die Lagen des BSP nicht orthogonal zur Faser, sondern unter dem Winkel δ . Für die Querlage hat dies auf den ersten Blick ungünstige Auswirkungen, da die Festigkeit, als auch die Steifigkeit, bei einer Druckbelastung unter einem Winkel abfällt (*Abschnitt 6.2.2, DIN EN 1995-1-1*). Die Längslagen werden jedoch günstiger belastet, da sie nun nicht mehr nur quer zur Faser, sondern auch längs zur Faser beansprucht werden. Der Längslagenanteil ist größer als der Querlagenanteil, so wirkt sich die günstigere Belastung der Längslagen mehr auf die Steifigkeit des Zackens aus, als die ungünstigere Belastung der Quer-

lagen.

Querlagenanteil

Wird der Querlagenanteil bei Zacken gleicher Abmessung und konstanter BSP-Dicke gesteigert, nimmt die Elementsteifigkeit zu (siehe Abbildung 6.19 b)). Bei höheren Q wird ein größerer Anteil des BSP-Zackens in der steiferen Richtung längs zur Faser belastet. Die Stauchung des gesamten Zackens nimmt ab. Der Zusammenhang zwischen $K_{ele,fem}$ und Q ist nahezu linear. Wird der Querlagenanteil um 10 % erhöht kommt es zu einer Steigerung der Elementsteifigkeit von etwa 30 %.

6.4.5.4 Einfluss der Zackenabmessung und Fugenkonfiguration auf die Elementsteifigkeit bei nicht schmalseitenverklebten BSP

In Abbildung 6.20 ist zu sehen, dass die Steifigkeit des Elements von der Fugenkonfiguration des BSP abhängig ist. Eine Fuge in den Längslagen entlang der Zackenflanke ($L2$) beeinflusst die Steifigkeit weniger als eine mögliche Fuge in den Querlagen ($Q2$, $Q3$). Dies liegt daran, dass die Querlagen den Großteil der Last aufnehmen, ihre Beschaffenheit ist von größerer Bedeutung als die der Längslagen. Wird die Schubübertragung in den Querlagen mitten im Zackenbereich ($Q3$), oder am Zackengrund ($Q2$) unterbrochen, ist die Steifigkeit deutlich geringer als bei einer fugenfreien Querlage ($Q1$). Am ungünstigsten sind Fugen am Zackengrund ($Q2$). Mit der maximal erreichbaren Steifigkeit kann gerechnet werden, wenn keine Fuge in den Querlagen vorliegt und die Längslagenbretter keine Fugen entlang der Flanke aufweisen ($L1-Q1$).

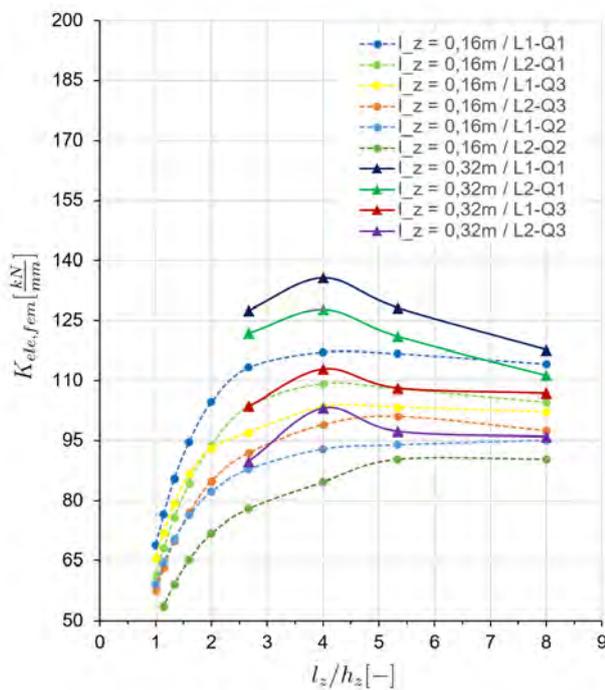
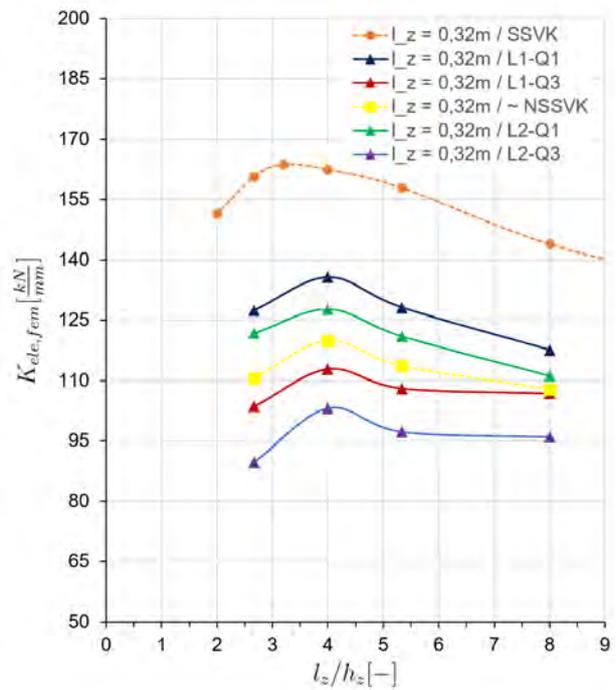

 (a) $l_z = 0,16\text{ m}$; $0,32\text{ m}$

 (b) $l_z = 0,32\text{ m}$ bei SSVK und NSSVK-BSP

Abbildung 6.20: $K_{ele,fem}$ über l_z/h_z bei NSSVK-BSP

Die Graphen der Modelle mit Zackenlänge 0,32 m und 0,16 m in Abbildung 6.20 zeigen auch, dass der Einfluss der Fugenkonfiguration auf die Steifigkeit teilweise größer ist als jener der Zackenabmessung. Die 0,32m lange Zacke mit Fugen in der Querlage liegt bei gleichen l_z/h_z - Verhältnis unter den Steifigkeitswerten der 0,16m langen Zacke ohne Querlagenfuge.

Unabhängig von den Fugen steigt die Steifigkeit bis $l_z/h_z \approx 3,0$ stark an. Bei den Modellen mit Zackenlängen von 0,32 m zeichnet sich der Maximalbereich der Steifigkeiten ähnlich zu den SSVK-Modellen bei $l_z/h_z = 4,0$ ab. Die Modelle mit kurzen Zacken ($l_z = 0,16\text{ m}$) zeigen ab $l_z/h_z \approx 4,0$ eine nahezu konstante Steifigkeit auf.

Durch die Abstimmung der verwendeten Brettbreiten mit den Zackenabmessungen sowie durch die Formatierung der BSP-Rohlinge, können die Fugenkonfigurationen beeinflusst werden. Am einfachsten würden sich die ungünstigen Querlagenfugen am Zackengrund vermeiden lassen, da die Grundlinie aller Zacken in einer Ebene liegt. Auf den unwahrscheinlichsten und am einfachsten auszuschließenden Fall der Fugenlage (Q2) wurde deshalb bei den Modellen mit $l_z = 0,32\text{ m}$ verzichtet.

6.4.5.5 Einfluss der Schmalseitenverklebung auf die Elementsteifigkeit

Das Diagramm b) in Abbildung 6.20 bildet neben den NSSVK-Elementen auch das entsprechende SSVK-Element mit ab. Der Mittelwert der NSSVK-Modelle ist in gelb eingezeichnet. Wie zu erwarten war, verhält sich das Zackenelement mit homogenen Lagen deutlich steifer.

Werden die berechneten NSSVK-Elementsteifigkeiten $K_{ele,fem,nssvk}$ in Relation zu den SSVK-Elementsteifigkeiten $K_{ele,fem,ssvk}$ gestellt, ergibt sich bei gleichen l_z/h_z -Verhältnissen (von 2,7 bis 8,0) folgender Zusammenhang:

$$\kappa_{ele} = \frac{K_{ele,fem,nssvk}}{K_{ele,fem,ssvk}} = 0,69 \leq \kappa_{ele} \leq 0,75 \quad (6.9)$$

Im Mittel beträgt κ_{ele} 0,72. Dieser Wertebereich stimmt mit dem in Brandner u. a. [2015] angegebenen Verhältnis von Netto- zu Bruttoscheibenschubmodul $G_{netto,mean}/G_{brutto,mean} = 0,75$ relativ gut überein. Dieser Wert wiederum stellt den Unterschied der Scheibenschubsteifigkeit zwischen NSSVK- und SSVK-BSP dar.

Es scheint grundsätzlich möglich zu sein, die Steifigkeiten der Zacken bei NSSVK-BSP-Elementen aus der Steifigkeit eines, deutlich einfacher zu modellierenden, SSVK-Elements ableiten zu können. Dieser Zusammenhang konnte hier nur für Modelle einer Zackenlänge quantifiziert werden. Des Weiteren wurde vorausgesetzt, dass die Querlagenfuge nicht mit der Zackengrundlinie zusammenfällt.

6.4.6 Schlussfolgerungen aus der FE-Studie

Die Untersuchungen zur Spannungsverteilung bestätigen, dass hauptsächlich die Querlagen auf Druck längs zur Faser beansprucht werden. Sowohl die Schubbeanspruchung in der Klebefuge, als auch im Querlagenbrett sind nichtlinear verteilt. Bei kurzen Zacken können die Schubspannungen nicht bis zum Zackenende abgebaut werden.

Optimal für die Steifigkeit einer Wand-Wand-Verbindung wären möglichst kurze Zacken, mit einem l_z/h_z -Verhältnis zwischen 3,0 und 4,5. Je mehr Verbindungen pro laufenden Meter geschaffen werden können, desto höher ist die Ersatzfederkonstante der Verbindungsgruppe. Ein höherer Querlagenanteil wirkt sich ebenso positiv auf die Steifigkeit aus wie eine leichte Neigung der Zackenflanken.

Berechnungen an Modellen der Zackenlänge 0,32 m legen nahe, dass die Steifigkeit des Zackens in der Scheibe ähnlich auf das Vorhandensein von Schmalseitenverklebung reagiert, wie der Grundwerkstoff BSP selbst. Mögliche Brettungen im Bereich der Zacken wirken sich steifigkeitsmindernd aus, wobei Querlagenfugen den Zacken mehr Nachgiebigkeit verleihen als Längslagenfugen. Die ungünstigste Position einer Querlagenfuge entlang der Zackengrundlinie sollte bereits beim Abbund vermieden werden.

6.5 Mechanische Versuche

6.5.1 Versuchsaufbau und Prüfkörper

6.5.1.1 Versuchsaufbau

Die Versuche wurden in einer *Zwick-Roell* 500 kN Prüfmaschine durchgeführt. Da die Belastungsrichtung vertikal orientiert ist, wurden die Verbindungen zunächst um 90° gedreht. Um eine Momentenbeanspruchung mit resultierenden seitlichen Stützkraften zu vermeiden, wurde die Verbindung anschließend um 12° aus der Vertikalen gedreht, so dass die Kraft der Prüfmaschine zentrisch durch den Schwerpunkt der Verbindung geleitet wird. Die Lasteinleitungsflächen der Prüfkörper erhielten entsprechende schräge Anschnitte und wurden auf Stahlplatten aufgelagert. Diese waren um die Höhe der jeweiligen Zacke vom Rand versetzt angeordnet, so dass die Zackenlänge der Vorholzlänge entsprach. Die Wegmessung erfolgte über den Maschinenweg, und zusätzlich mit beidseitig in Fugenrichtung angeordneten Seilwegaufnehmern der Fa. Waycon, Typ SX50-500 (Abbildung 6.21).

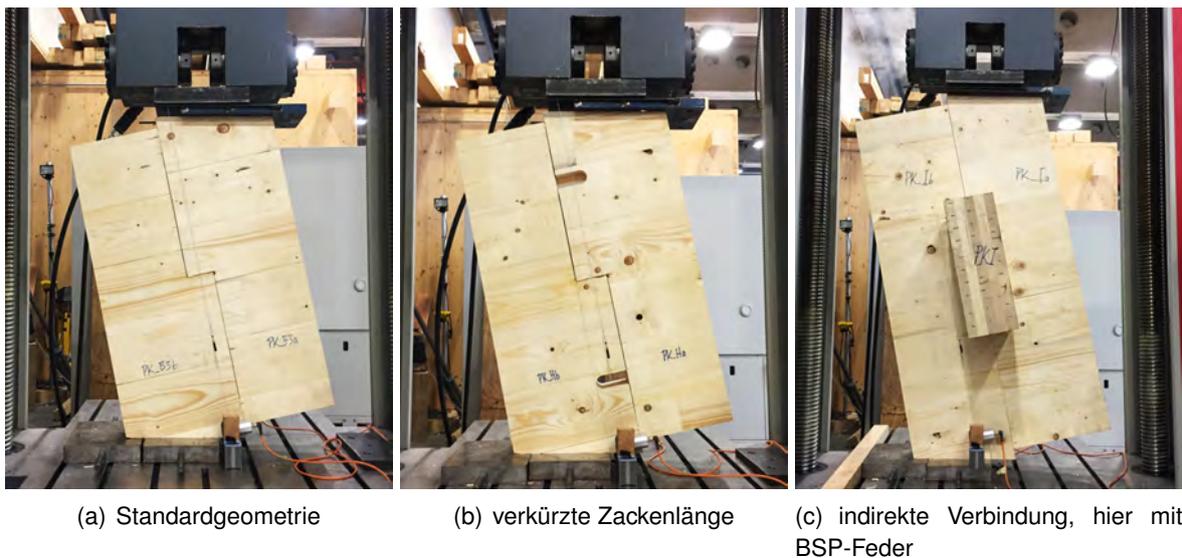


Abbildung 6.21: Grundtypen der Versuchskörper in der Prüfmaschine

6.5.1.2 Übersicht Versuchskörper

Alle Bauteilversuche wurden an Brettsperrholzplatten des Typs LENO 150 der Festigkeitsklasse CL24h des Projektpartners Züblin Timber durchgeführt. Diese wurden der laufenden Produktion im Werk Aichach entnommen, dort abgebunden und anschließend im Prüflabor des MPA BAU der TUM geprüft. Die Genauigkeit des Abbunds wurde bei allen Prüfkörpern als gleich vorausgesetzt, allerdings traten tatsächlich Unterschiede auf, welche sich auch auf die Ergebnisse auswirkten.

	PK	Variante	$l_z[m]$	$h_z[m]$	l_z/h_z	Fugenkonfiguration Element
VR-1 $\rho_{mean} = 384 \text{ kg/m}^3$ $HF_{mean} = 10,8 \%$	A1	direkt	0,5	0,094	5,3	L1-Q1 und L1-Q1
	A2	direkt	0,5	0,094	5,3	L1-Q1 und L1-Q1
	B1	direkt	0,5	0,083	6,0	L1-Q1 und L1-Q1
	B2	direkt	0,5	0,083	6,0	L1-Q1 und L1-Q1
	C1	direkt	0,5	0,062	8,1	L1-Q1 und L2-Q1
	D1	direkt	0,5	0,047	10,6	L1-Q1 und L1-Q1
	D2	direkt	0,5	0,047	10,6	L1-Q1 und L1-Q1
	V	direkt	0,5	0,062	8,1	L1-Q1 und L1-Q1
VR-2 $\rho_{mean} = 429 \text{ kg/m}^3$ $HF_{mean} = 10,6 \%$	A3	direkt	0,5	0,094	5,3	L1-Q3 und L1-Q1
	B3	direkt	0,5	0,083	6,0	L1-Q3 und L1-Q1
	C2	direkt	0,5	0,062	8,1	L1-Q3 und L1-Q1
	C3	direkt	0,5	0,062	8,1	L1-Q3 und L1-Q1
	D3	direkt	0,5	0,047	10,6	L1-Q3 und L1-Q1
	E	direkt	0,423	0,094	4,5	L1-Q3 und L1-Q1
	F	direkt	0,376	0,094	4,0	L1-Q3 und L1-Q1
	G	direkt	0,329	0,094	3,5	L1-Q3 und L1-Q1
	H	direkt	0,282	0,094	3,0	L1-Q3 und L1-Q1
	I	indirekt	0,452	0,085	5,3	L1-Q3 und L2-Q1
	J	indirekt	0,452	0,085	5,3	L1-Q3 und L1-Q1
	R1	direkt	0,5	0,083	6,0	L1-Q3 und L1-Q1
	R2	direkt	0,5	0,083	6,0	L1-Q3 und L1-Q3
R3	direkt	0,5	0,083	6,0	L1-Q3 und L1-Q3	

Tabelle 6.2: Prüfkörper *PK* der beiden Versuchsreihen *VR*

Es wurden zwei Versuchsreihen durchgeführt. Die Versuchskörper der ersten Versuchsreihe (VR1) wurden aus den noch vorhandenen Versuchskörpern der Lastausbreitungsversuche hergestellt und anschließend geprüft. Die zweite Versuchsreihe (VR2) wurde mit anschließend beim Projektpartner bestellten zusätzlichen Versuchskörpern durchgeführt.

Die Versuchskörper VR1 wurden auf einer Formatkreissäge im MPA BAU der TUM zugeschnitten. Die Kontaktflächen waren eben und rechtwinkelig, die Fugenspalte betragen maximal 1 - 2 mm. Die Versuchskörper der Reihe VR2 wiesen teils eine geringere Passgenauigkeit auf. Die Abweichungen betragen ± 3 mm (Abbildung 6.23).

Alle Prüfkörper wurden bei Normklima (20°C , 65 % rF) gelagert und hatten zum Zeitpunkt der Prüfungen eine Holzfeuchte von im Mittel 10,6 % HF (VR1) und 10,8 % HF (VR2). Die Rohdichte betrug im Mittel 384 kg/m^3 (VR1) und 429 kg/m^3 (VR2).

Die Höhe der Grundelemente, das heißt die Abmessung der Elemente längs zur Decklagenrichtung, wurde zu 0,37 m gewählt. Alle anderen Maße ergeben sich aus der jeweils untersuchten Zackenhöhe und -länge. Bis auf die Zacken von PK-R, bei denen die Ecken mit einem Radius von 0,02 m ausgerundet wurden, wiesen alle anderen rechtwinklige Ecken auf.

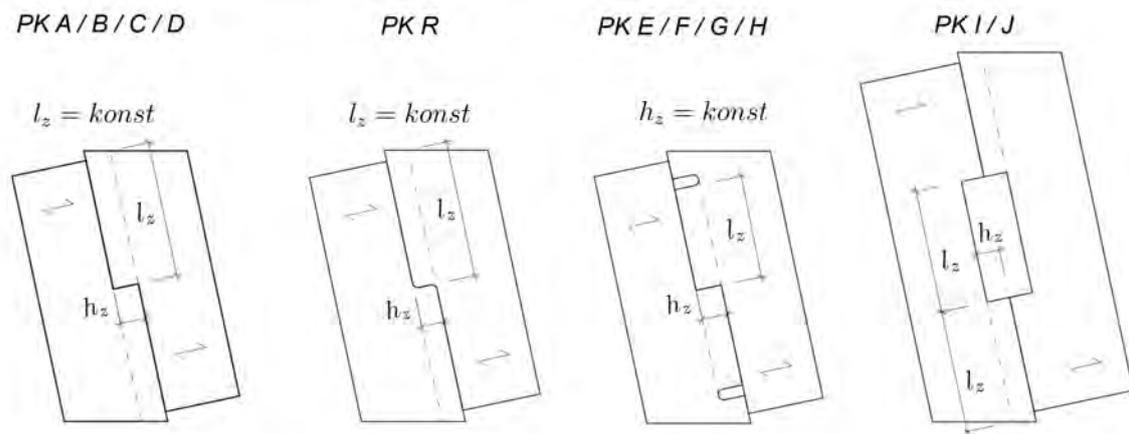


Abbildung 6.22: Typenübersicht der Prüfkörper mit westlichen geometrischen Größen

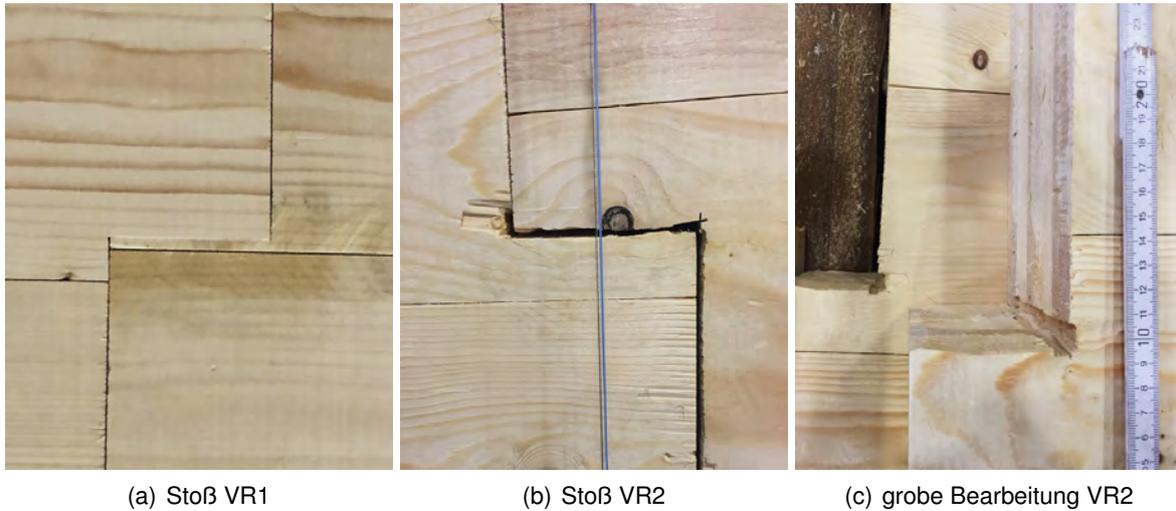


Abbildung 6.23: Unterschiedliche Herstellgenauigkeiten der Versuchsreihen VR1 und VR2

6.5.2 Versuchsdurchführung, Prüf- und Messverfahren

6.5.2.1 Allgemeines

Die Prüfung der Verbindungen wurde in Anlehnung an *DIN EN 26891:1991-07* durchgeführt. Als Referenz-Probenkörper wurde *PK-V* verwendet. Dieser *PK* fließt nicht in die Auswertung der Steifigkeits- und Tragfähigkeitswerte mit ein, da keine Messeinrichtung angebracht wurde.

Um die zu erwartende Höchstlast F_{est} abzuschätzen, wurden der Zackenwiderstand anhand eines mechanischen Modells abgeschätzt. Wie bei allen Versuchskörpern von *VR-1* war der theoretische Längsdruck-Widerstand $R_{c,0,k}$ maßgebend. Es wurde davon ausgegangen, dass die tatsächliche Druckfestigkeit ca. dem zweifachen charakteristischen Wert entspricht. Die theoretisch berechnete abgeschätzte Höchstlast $F_{est,theo}$ bestimmt sich zu 125 kN. Um den tatsächlichen Wert zu ermitteln, wurde *PK-V* weggesteuert belastet. Bei einer Maschinenkraft $F_{st,max} = F_{est,ver} = 139,1$ kN war die maximal aufnehmbare Kraft der Verbindung erreicht.

Für alle weiteren Versuche kam das gleiche Prüfschema zum Einsatz (vgl. Abbildung 6.24):

- $F_{st,01} = F_{est,ver} \cdot 0,1 = 13,9$ kN \Rightarrow 10 kN
- $F_{st,04} = F_{est,ver} \cdot 0,4 = 55,6$ kN \Rightarrow 50 kN
- $F_{st,07} = F_{est,ver} \cdot 0,7 = 97,4$ kN \Rightarrow 100 kN
- Kraftsteuerung mit $v_1 = 0,6$ kN/s bis $F_{st,07} = 100$ kN
- Wegsteuerung mit $v_2 = 0,03$ mm/s von $F_{st,07} = 100$ kN, bis zur maximalen Standardkraft $F_{st,max}$ bzw. zum einem maximalen Standardweg $u_{st} \approx 15$ mm

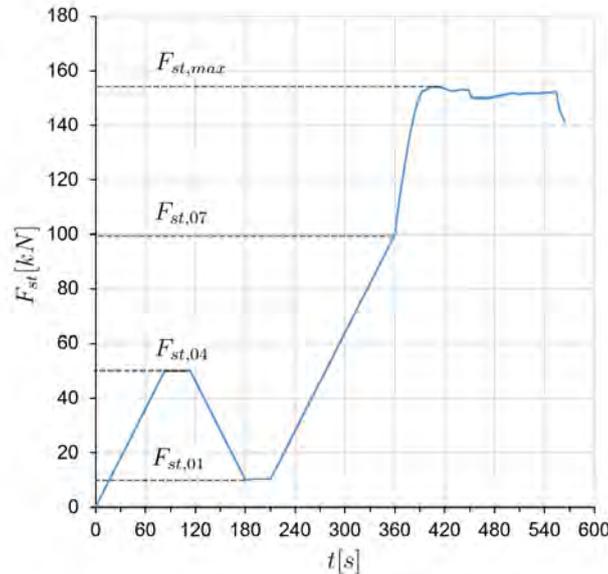


Abbildung 6.24: Prüfschema in Anlehnung an die DIN EN 26891:1991-07, hier bei PK-C1

6.5.2.2 Kräfte

Da die Probenkörper um einen Winkel von 12° zur Vertikalen geneigt sind, entspricht die Maschinenkraft bzw. Standardkraft F_{st} nicht der senkrecht auf die Zackenflanke wirkenden Kraft F . Es wird angenommen, dass der Kraftanteil F auf die Zackenflanke und der Kraftanteil F_{90} parallel zur Zackenflanke, auf die Zackengrundlinie einwirkt (siehe Abbildung 6.25). Die Anteile bestimmen sich zu:

$$F = F_{st} \cdot \cos(12^\circ) \quad (6.10)$$

$$F_{90} = F_{st} \cdot \sin(12^\circ) \quad (6.11)$$

F_{90} aktiviert bei der Verschiebung der beiden Elemente während der Prüfung eine Gleitreibungskraft. Sie stellt einen Widerstand der Verbindung dar, da sie entgegen der aufgebrachten Last wirkt. Da die Gleitreibung von der Beschaffenheit der Oberfläche abhängig ist [Kessel 2014] und die Schnittflächen sowie die Passgenauigkeit der Verbindung von Prüfkörper zu Prüfkörper abweichen, wurde für die Auswertung der Tragfähigkeit und der Steifigkeit der Verbindung wurde die Kraft F , also das Pendant zum „echten“ Zackenwiderstand verwendet. Die Vorkraft der Maschine bei den Versuchen betrug zwischen 0,2 kN und 0,5 kN.

6.5.2.3 Wegmessung und Bestimmung der Steifigkeit

Zusätzlich zum Maschinenweg u_{st} wurden lineare, potentiometrische Seilzug-Wegaufnehmer zur Wegmessung verwendet. Gemessen wurde bei den direkten Verbindungen auf der Vorder- und Rückseite der Versuchskörper auf halber Höhe der Zacken, also auf der Systemlinie der Verbindung. Bei den

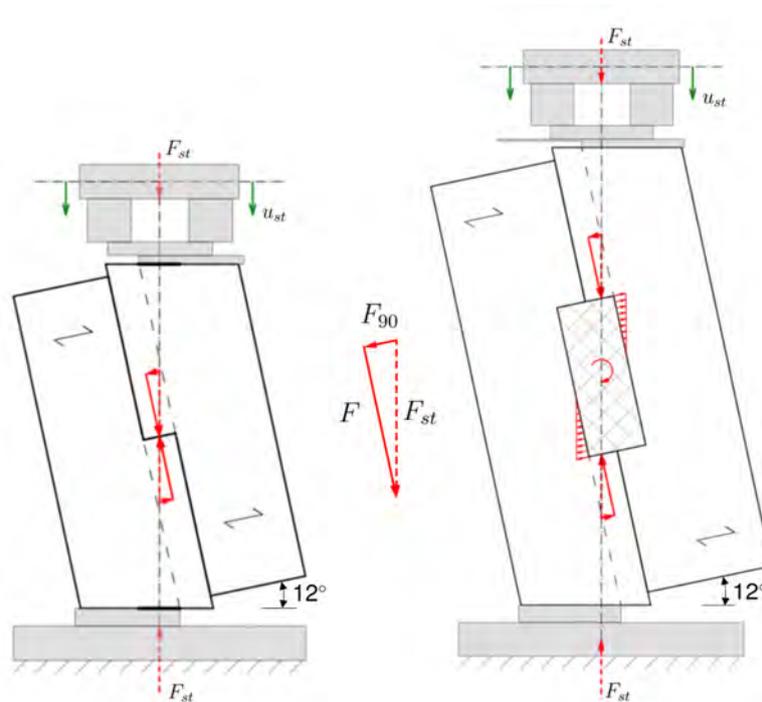


Abbildung 6.25: Kräfte auf die Probenkörper bzw. Zackenflächen

beiden indirekten Verbindungen wurde an der Zackengrundlinie gemessen. Zur Auswertung wurde der Mittelwert aus den beidseitig aufgenommenen Wegen verwendet.

In der ersten Versuchsreihe wurde die Änderung des Abstandes von Zackenende zu Zackenende u_{VR-1} aufgenommen. In der zweiten Versuchsreihe wurde die Änderung des Abstandes von Maschinentisch zur Oberkante des oberen BSP-Elements u_{VR-2} gemessen, also die absolute Verschiebung des oberen Prüfkörpers zu einem Fixpunkt. Bei der zweiten Methode wurde die für die Bestimmung der Verbindungssteifigkeit relevante Verschiebung bestimmt. Es gilt $u_{VR-2} = u$. An die, auf dem oberen Element aufliegende, Stahlplatte wurde ein Bewehrungsstab angeschweißt, hier konnte die Verlängerung des Wegaufnehmers eingehängt werden.

Bei *PK-C2* wurden beide Wege gleichzeitig aufgenommen. Der Unterschied betrug 3,2 %. Für die Auswertung wurde die Steifigkeit K_{VR-2} , als der in den Versuchen ermittelte Verschiebungsmodul der Verbindung $k_s = K_{vb,ver}$ gesetzt. Die Steifigkeiten aus *VR-1* wurden um den Faktor 0,968 abgemindert:

$$K_{vb,ver} = K_{VR-2} = K_{VR-1} \cdot 0,968 \quad (6.12)$$

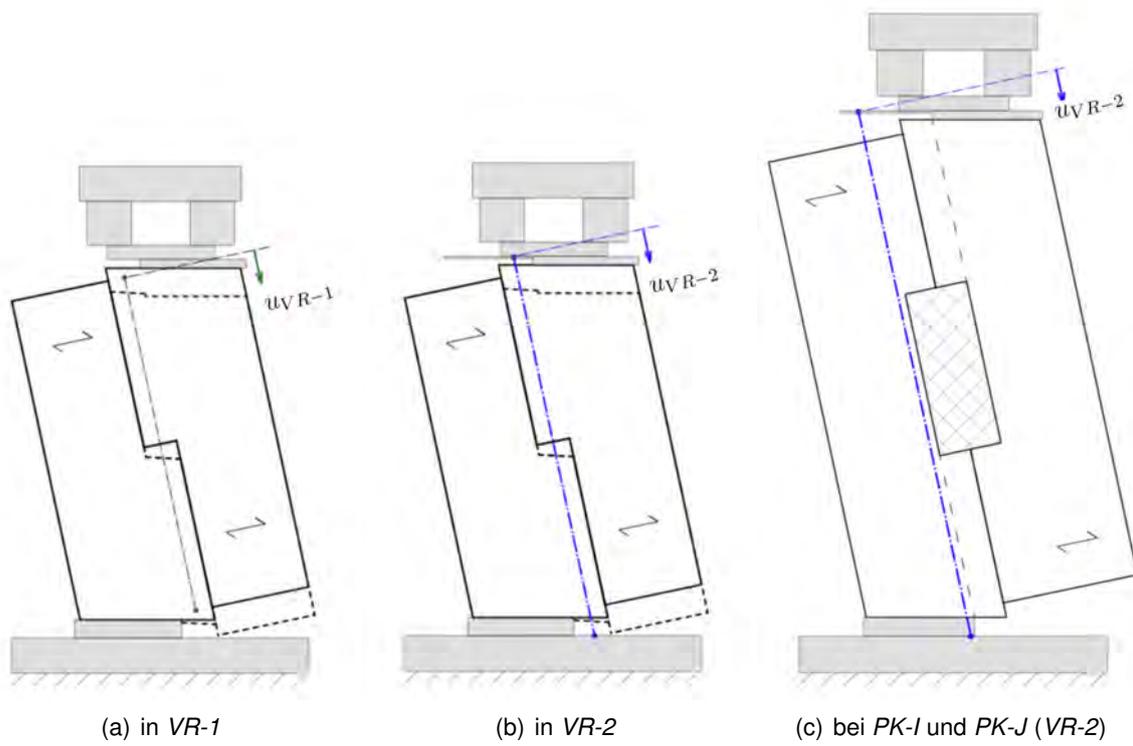


Abbildung 6.26: Arten der Wegmessung, es gilt: $u_{VR-2} = u$

6.5.3 Auswertung der direkten Verbindungen

6.5.3.1 Trag- und Bruchverhalten

In Abbildung 6.27 sind die Last-Verschiebungskurven ausgewählter direkter Verbindungen dargestellt. Der Prüfkörper PK-B1 repräsentiert dabei die Versuchsreihe VR1, der Prüfkörper PK-B3 die Versuchsreihe VR2, und der Prüfkörper PK-R2 die Versuche mit ausgerundeten Ecken.

Bei allen Verbindungen ist ein gewisser Schlupf zu Beginn der Belastung feststellbar, danach steigt die Verformung mit der Last nahezu linear an. Kurz vor Erreichen der maximalen Belastbarkeit tritt eine Plastifizierung ein, die Steigung der Kurve nimmt hier deutlich ab. Nach Erreichen der Bruchlast fällt die Kurve ab, oder bleibt in einigen Fällen auf konstantem Niveau. Alle Kurven zeigen qualitativ einen ähnlichen Verlauf wie die von Prüfungen der Längsdruckfestigkeit. Gut erkennbar ist der größere Anfangsschlupf der Verbindungen VR-2 infolge der weniger genauen Passung. Nach dem Überwinden dieser Anfangsverformung sind die Steifigkeit und die Bruchlast sehr ähnlich wie bei den anderen Verbindungen.

Charakteristisch bei allen Verbindungen ist das „Ineinanderschieben“ der gegenüberliegenden Hirnholzflächen der Querlagenbretter (Abbildung 6.28 a) und b)). Die auf Querdruck belasteten Flächen entziehen sich durch Plastifizierung weitgehend der Kraft. Die Verformung, bzw. Eindrückung ist über die gesamte Zackenhöhe nahezu konstant, was auf eine weitgehend gleichmäßige Lastverteilung schließen lässt. Im Bereich der Bruchlast kommt es zum Ausknicken und Druckversagen der in Längsrichtung belasteten Querlagenbretter und der Ausbildung typischer Druckfalten. Bei weiterer Verformung entstehen nachfolgend Ablösungen der Decklagenbretter, und eine Auflösung des Verbundes infolge von Überschreitungen der Querkzugfestigkeit (Abbildung 6.28 c)).

Bei einigen Last-Verformungskurven treten kleinere Knicke, bzw. Sprünge auf. Diese korrespondieren mit dem Entstehen von Querkzugrissen in den Längslagenbrettern, äußerlich sichtbar in den Decklagen (Abbildung 6.28). Dieser Effekt entsteht, da die Längslagen durch die Verklebung nahezu starr mit den Querlagen verbunden sind, und die dort entstehenden Verformungen ebenfalls mitmachen müssen. Wenn Brettungen in den Decklagen im Bereich der Zacken lagen, haben sich diese Fugen entsprechend geöffnet. PK-A1 und PK-A2 wurden ohne die Seilwegaufnehmer nach Erreichen der Bruchlast weggesteuert weiter verformt. Das Gefüge wurde dabei lokal im Bereich der Zacken zerstört (Abbildung 6.29). Hierbei trat ein weiteres Aufklaffen der Querkzugrisse und Brettungen auf, die Decklagen lösten sich ab, bzw. wurden seitlich weggedrückt, die Hirnholzflächen schoben sich ineinander, die Längs belasteten Fasern knickten weiter aus.

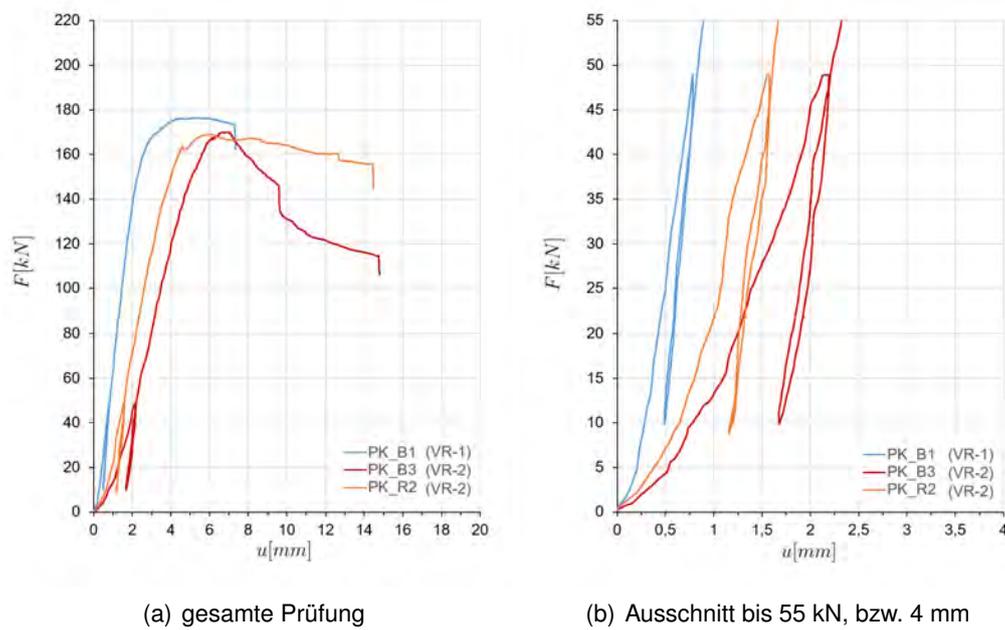


Abbildung 6.27: Auswahl repräsentativer Last-Verschiebungsdiagramme aus VR1 und VR2

6.5.3.2 Steifigkeit und Tragfähigkeit

In Abbildung 6.30 sind die Maximallasten und Steifigkeiten der Verbindungen aufgetragen. Unter Zuhilfenahme dieser Diagramme werden die folgenden Erkenntnisse aus den Versuchen zu den indirekten Verbindungen gezogen. Die genauen Kennwerte der einzelnen Prüfungen sind in Anhang C zu finden.

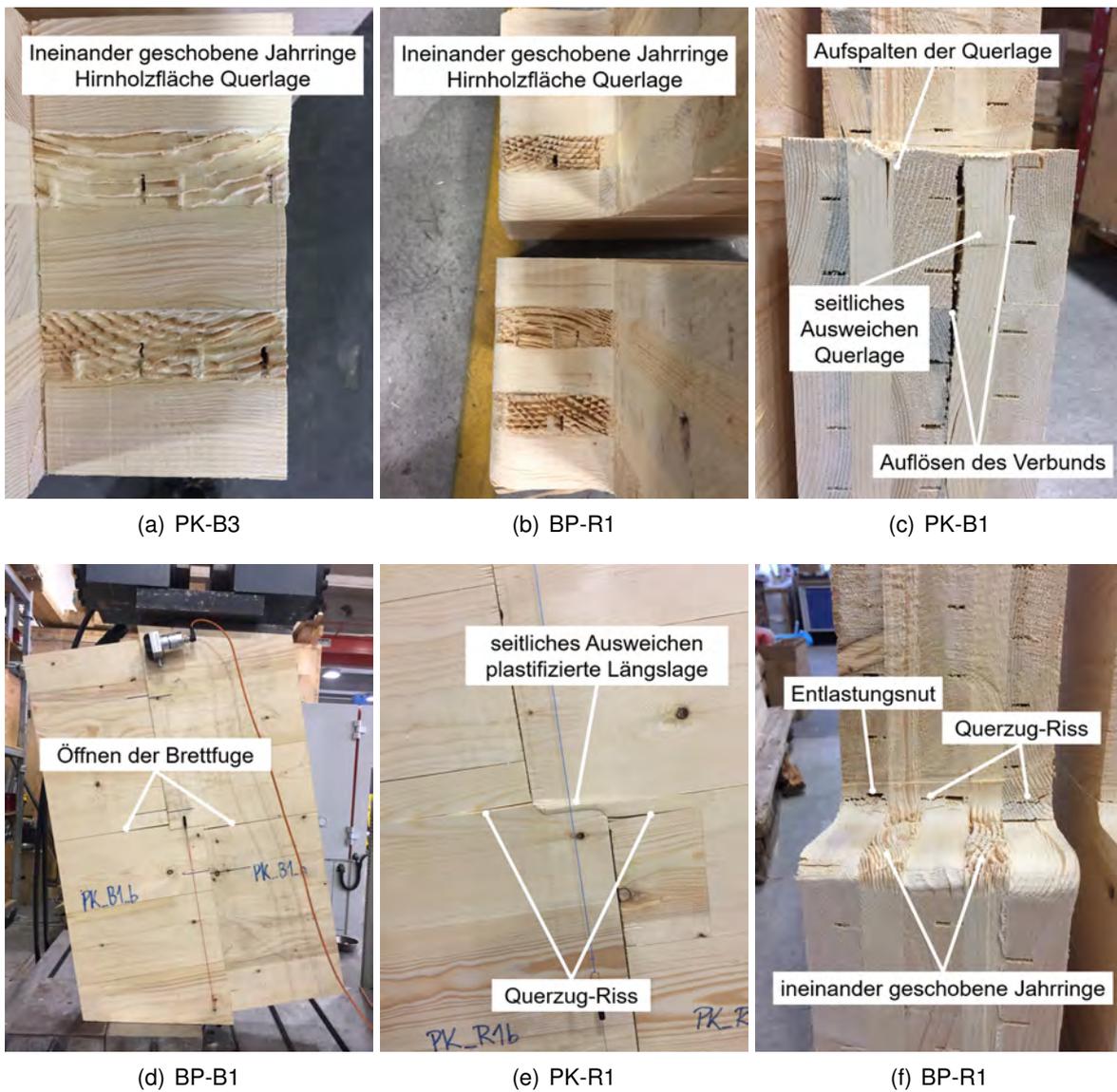
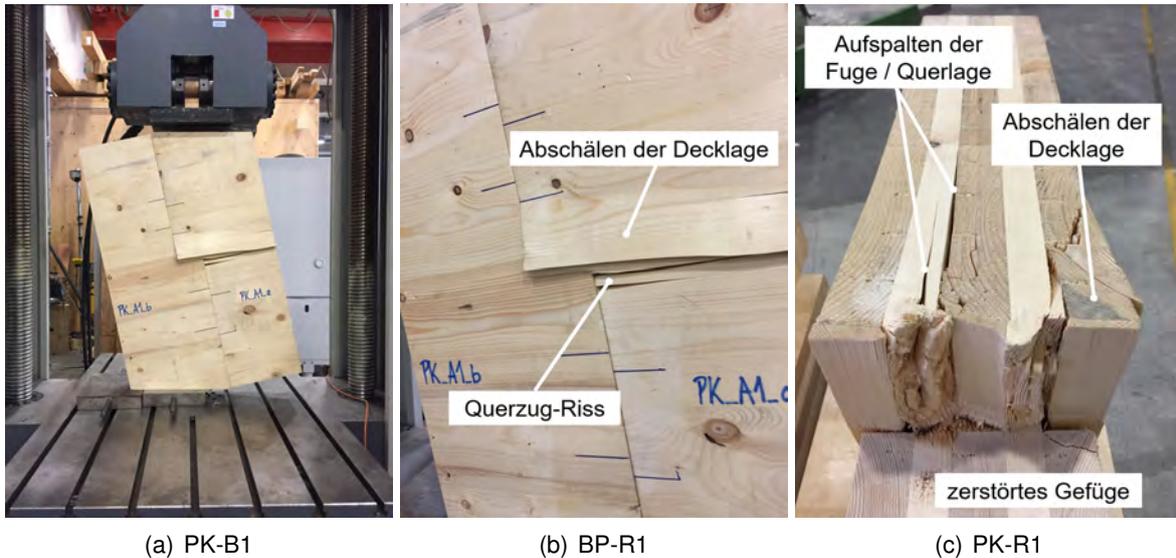


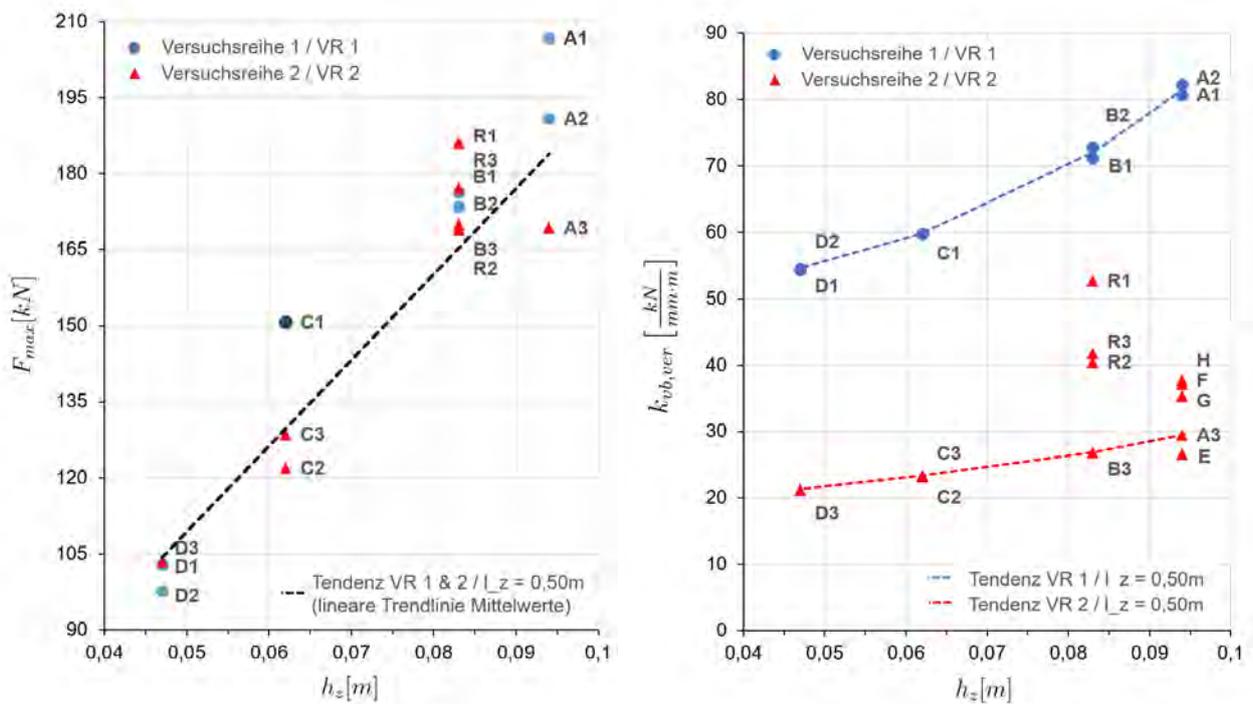
Abbildung 6.28: typische Versagensformen der Zacken und Decklagenbretter



(a) PK-B1

(b) BP-R1

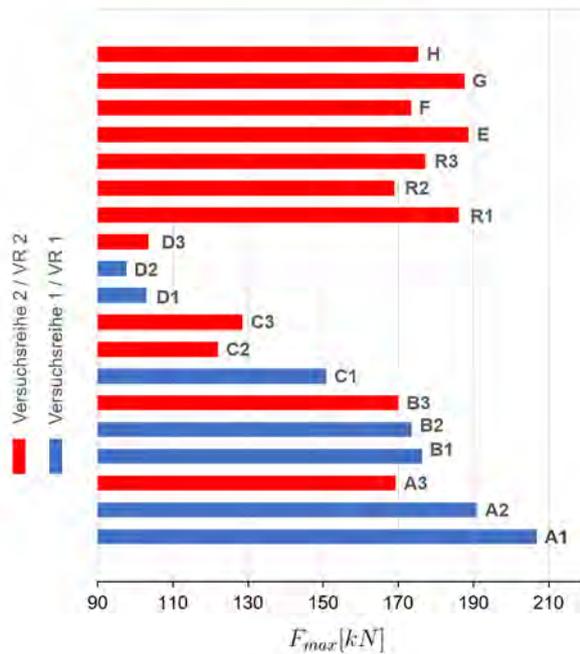
(c) PK-R1

Abbildung 6.29: Versagensbild nach weggesteuerter Verformung über die Bruchlast hinaus


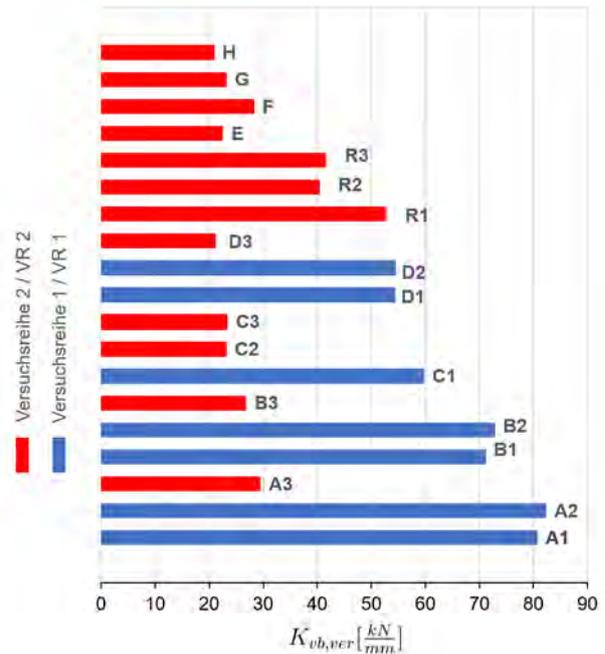
(a) Maximalkraft, bzw. Tragfähigkeit

(b) Ersatzfederkonstante

Abbildung 6.30: Vergleich der Tragfähigkeiten (F_{max}) und der Ersatzfederkonstanten ($k_{vb,ver}$) der direkten Verbindungen aus VR-1 und VR-2, aufgetragen über der Zackenhöhe h_z



(a) Maximalkraft, bzw. Tragfähigkeit



(b) Ersatzfederkonstante

Abbildung 6.31: Vergleich der Tragfähigkeiten und Steifigkeiten der direkten Verbindungen aus VR-1 und VR-2

Wesentliche Erkenntnisse zur Tragfähigkeit:

- mit steigender Zackenhöhe nimmt die Tragfähigkeit der Verbindung zu (vgl. PK der Art A, B, C, und D)
- durch eine Verkürzung der Zackenlänge wird die Tragfähigkeit der Verbindung nicht herabgesetzt (vgl. PK-E, F und G mit PK-A3)
- PK aus VR-1 weisen etwas geringere Tragfähigkeiten bei gleicher Zackenhöhe auf als PK aus VR-2 (Ausnahme: PK-R1/2/3 im Vergleich zu PK-B1/2/3, und PK-D2 zu PK-D3)

Wesentliche Erkenntnisse zur Steifigkeit:

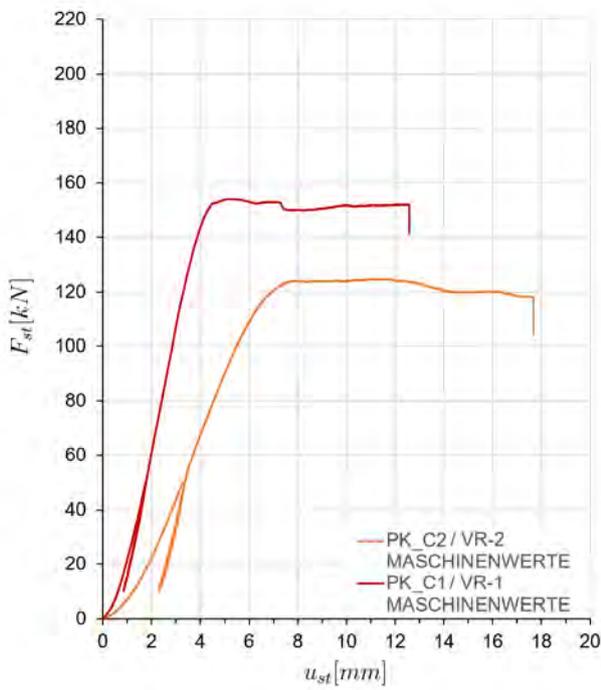
- PK aus VR-1 weisen deutlich höhere Steifigkeiten bei gleicher Zackenhöhe auf, als PK aus VR-2
- mit steigender Zackenhöhe nimmt die Steifigkeit der Verbindung zu (vgl. PK der Art A, B, C, und D)

- bei gleicher Zackenhöhe und kürzerer Zackenlänge, sinkt zwar die Steifigkeit der einzelnen Verbindung, die Ersatzfederkonstante steigt jedoch an (vgl. *PK-E*, *G* und *H*, Ausnahme *PK-E*)

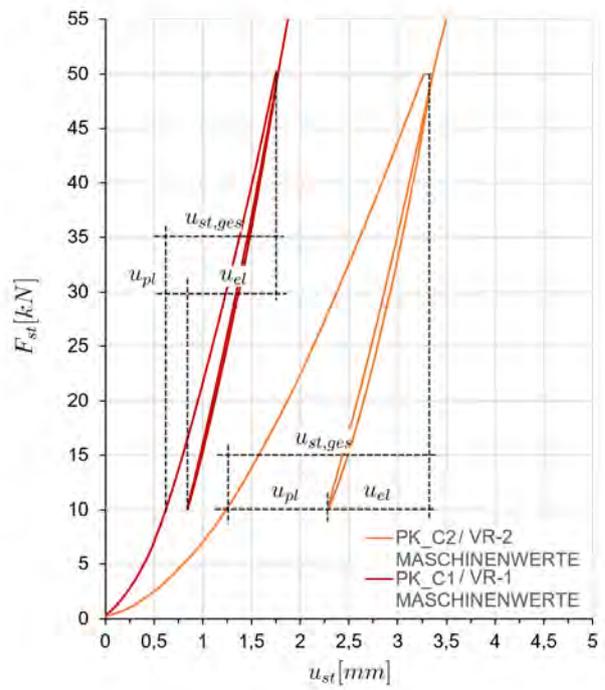
Es fällt auf, dass die Steifigkeiten der Verbindungen aus *VR 1* durchweg größer waren als die der *VR 2* (Abbildung 6.30 b) und 6.31 b)). Der Unterschied betrug relativ konstant ca. 60 % [Hipper 2017]. Einfluss hierauf hatten die folgenden Parameter:

- Die Holzgüte, bzw. Rohdichte, war bei *VR-2* etwas größer als bei *VR 1*, so dass aus diesem Grund ein umgekehrter Effekt zu erwarten gewesen wäre.
- Wie in Tabelle 6.2 zu entnehmen ist, hatten alle Versuchskörper der *VR 1* keine Fugen in den Querlagen. Alle Prüfkörper der *VR 2* wiesen dagegen jeweils in mindestens einem Element eine Querlagenfuge im Bereich der Zacke auf. Dies erklärt eine Reduzierung der Steifigkeit um ca. 30 % [Hipper 2017].
- Ein weiterer wesentlicher Einfluss ergibt sich aus der Abbundqualität, bzw. Passgenauigkeit der Verzahnung. Die Unterschiede sind anhand zweier repräsentativer Prüfkörper in Abbildung 6.32 dargestellt. Bei den Versuchen *VR 2* kann erst ab einer Maschinenkraft von ca. 10 kN von einem näherungsweise linearen Zusammenhang zwischen Kraft und Weg ausgegangen werden. Auch im weiteren Verlauf ist die Steifigkeit deutlich geringer. Dies liegt an den Unebenheiten der Kontaktflächen und dementsprechend einer sukzessiven Plastifizierung des Holzes, bis sich die gesamte Fläche an der Lastübertragung beteiligt. Die Maximalkraft weicht dagegen in wesentlich geringerem Ausmaß ab. Diese Reduktion der Steifigkeit infolge weniger genauer Abbundqualität wird nach [Hipper 2017] zu ca. 30 % bestimmt.

In Abbildung 6.33 sind diese Erkenntnisse zusammengefasst dargestellt. Erkennbar ist der deutliche Einfluss der Passgenauigkeit und der Position der Querlagenfugen. Aus diesem Grund ist es empfehlenswert, im Interesse einer möglichst hohen Steifigkeit der Verbindungen auf eine gute Fertigungsgenauigkeit zu achten, und Fugen in den Querlagen nach Möglichkeit nicht im Bereich der Verbindung zu positionieren.



(a) gesamte Prüfung



(b) Ausschnitt bis 55 kN, bzw. 4 mm, Verformungsanteile

Abbildung 6.32: Maschinenkraft F_{st} über Maschinenweg u_{st} bei PK-C1 aus VR-1 und PK-C2 aus VR-2

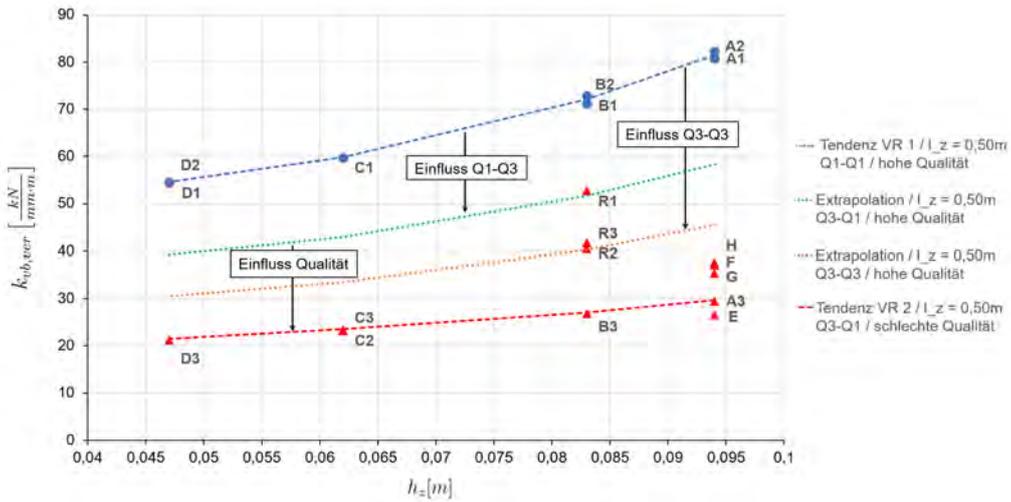


Abbildung 6.33: Ersatzfederkonstante $k_{vb,ver}$ über Zackenhöhe, mit abgeschätzten bzw. extrapolierten Kurven

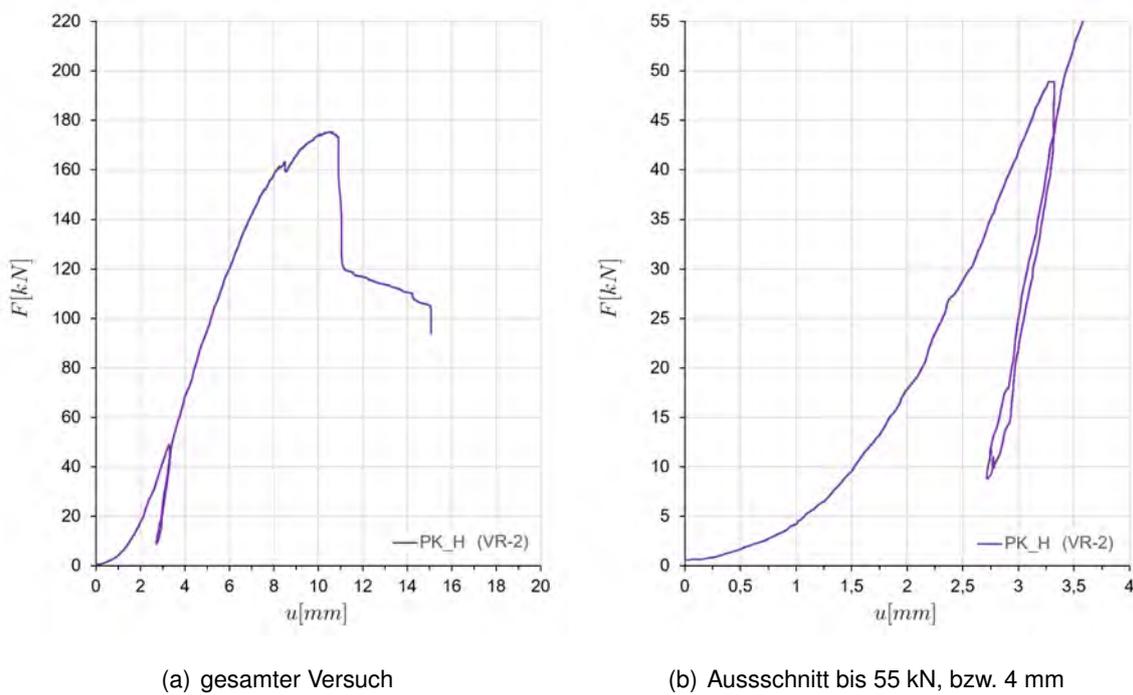


Abbildung 6.34: Lastverschiebungsdiagramm PK-H

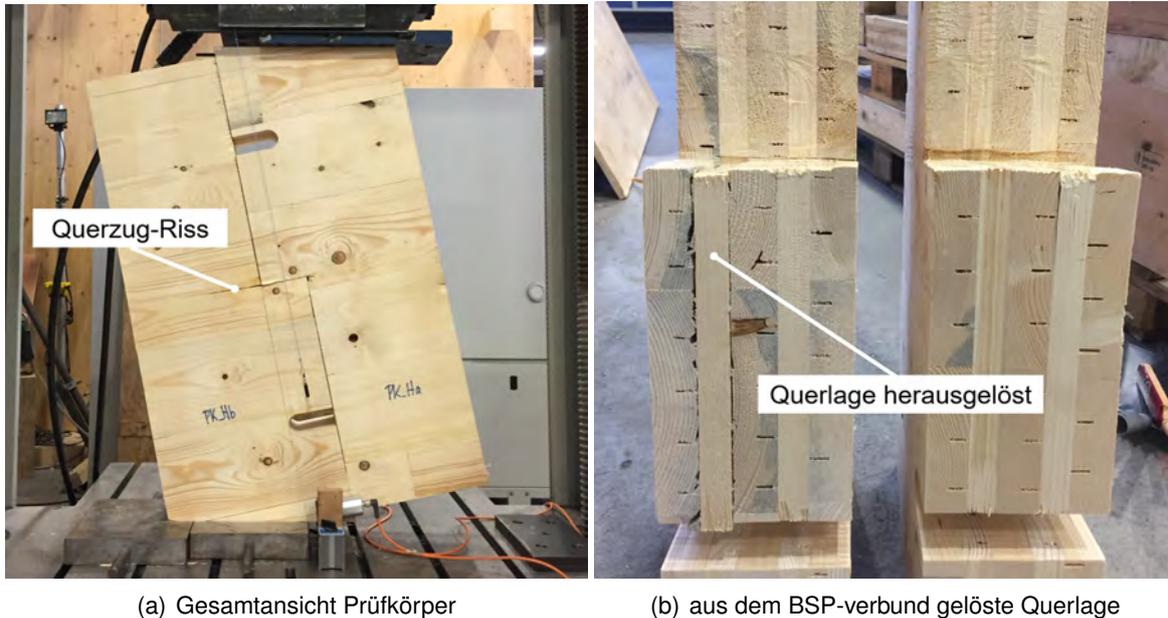
6.5.3.3 Versagen auf Längsschub

PK-H war der einzige Prüfkörper, der auf Längsschub im Querlagenbrett versagte (vgl. Abbildung 6.34 und 6.35). Bis kurz vor Erreichen der Maximallast ist das Verformungsverhalten qualitativ identisch mit dem der anderen Prüfkörper. Bei etwa 160 kN trat ein Querschnitt in der Decklage auf, die Kraft stieg aber weiter an. Nach Erreichen der Maximallast fiel die Kraft schlagartig auf etwa 120 kN ab, der Prüfkörper wies aber noch eine gewisse Resttragfähigkeit auf, da nur eine der beiden Querlagen versagte. Diese löste sich aus dem BSP-Verbund, da entlang der Klebefugen ein Rollschubversagen auftrat. Zuerst trat jedoch Längsschubversagen in der Querlage auf, das Versagen der Klebefuge, bzw. der Rollschubbruch folgte diesem. Das Duktilitätsverhalten kann als spröde beschrieben werden, da trotz der Resttragfähigkeit ein relativ schlagartiges Versagen nach Erreichen der Maximallast auftrat.

6.5.4 Auswertung der indirekten Verbindungen

6.5.4.1 Trag- und Bruchverhalten

Die Last-Verschiebungskurven der Tastversuche zu den indirekten Verbindungen sind in Abbildung 6.36 dargestellt. Die verschiedenen Materialien der Verbindungsfedern und die unterschiedlich bean-



(a) Gesamtansicht Prüfkörper

(b) aus dem BSP-verbund gelöste Querlage

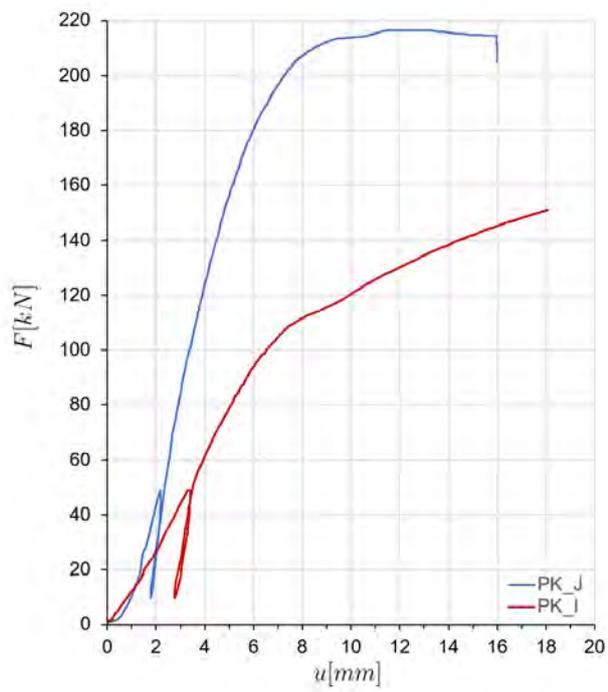
Abbildung 6.35: Lastverschiebungsdiagramm PK-H

spruchten Flächen der Verbindungsbauteile führen zu abweichendem Verhalten bei Belastung und Versagen.

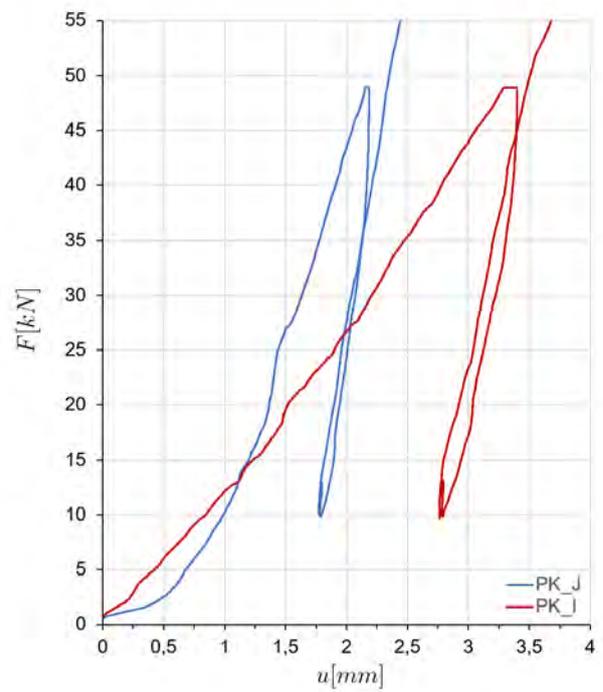
BSP-Feder, Prüfkörper I

Die Kennlinie des Prüfkörpers mit BSP-Verbindungsfeder steigt von Belastungsbeginn linear an, da die Feder bereits nach Zusammensetzen der Verbindung einkeilt war. Die Kurve weist bis zu einer Last von etwa 110 kN bzw. 7 mm eine annähernd konstante Steigung auf. Danach krümmt sich die Kurve und flacht ab, steigt aber weiterhin stetig an. Eine Maximallast konnte nicht festgestellt werden. Die Messtechnik wurde bei einer Verschiebung von 18 mm entfernt (vgl. Abbildung 6.36).

Dieses Verhalten lässt sich auf zwei Tragmechanismen zurückführen. Der erste Abschnitt (0 kN - 110 kN) gibt die Steifigkeit der Längs zur Faser belasteten Hirnholz-Teilflächen des Prüfkörpers und der Feder wieder. An diesen Kontaktflächen drückten sich die Jahresringe der Querlagen ineinander. Es zeigt sich lokal ein ähnliches Versagensbild wie bei den direkten Verbindungen (Hirnholz auf Hirnholz).



(a) gesamte Prüfung



(b) Ausschnitt bis 55kN, bzw. 4mm

Abbildung 6.36: Lastverschiebungsdiagramme von *PK-I* und *PK-J* aus *VR-2*

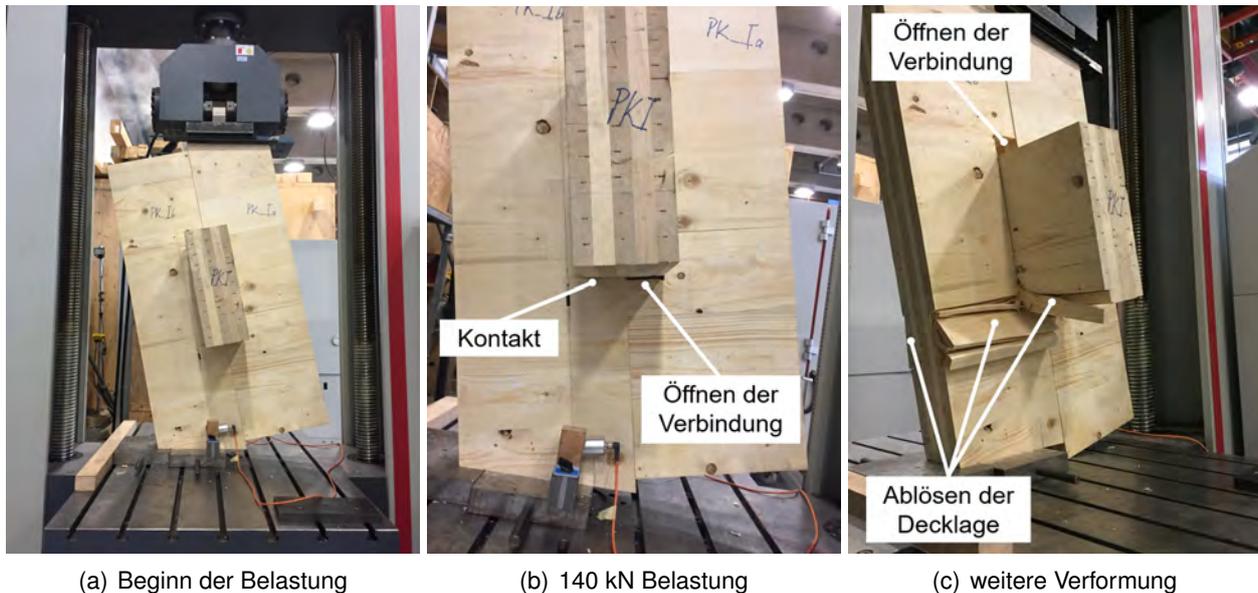


Abbildung 6.37: PK-I in der Prüfmaschine

Aus Gründen der Verträglichkeit mussten sich die Längslagen der Verbindungsbestandteile mit verformen. Die Fasern der Längslagen der Feder wurden von den restlichen Hirnholzflächen der Zacken auf Querdruck zusammengepresst. Dieser Bereich der Längslagen verdichtete sich und wurde steifer. Der zweite Abschnitt der Kennlinie (ab etwa 110 kN) ist auf die Nachgiebigkeit beim Drücken des Hirnholzes auf das „Querholz“ zurückzuführen. Gleichzeitig wurde die lokale Querdruckbeanspruchung in der Verbindungsfeder verteilt, die Fasern der Längslagen im Zackenbereich hängten sich ein (sogenannter Seil- oder Einhängeeffekt). Die Last konnte durch das zähe Verhalten der Verbindungsfeder sehr lange und ohne eigentliche Brucherscheinungen gesteigert werden. An der last-abgewandten Zackenflanke öffnete sich mit steigender Last zunehmend die Verbindung.

Ohne Wegaufnehmer wurde der Prüfkörper dann weggesteuert, mit einer aufgezwungenen Verformung von maximal 0,10 m, „überbelastet“. Dabei entstand das in Abbildung 6.38 dargestellte Bruchbild.

An den Zackenflanken der stehenden Prüfkörper rissen die Längslagen wegen Querkzugbelastung auf. Das Plastifizieren der Querlagen verdrängte Material, was zu einer Spaltwirkung auf die Klebefugen führte. Versagensmechanismen welche schon von den direkten Verbindungen bekannt sind. Hinzu kam der Effekt des Exzentrizitätsmoments der Feder (vgl. Abbildung 6.25 und ??). Als Folge dieser kombinierten Beanspruchung lösten sich die Decklagen der Prüfkörper. Auch bei der Verbindungsfeder löste sich diese, hier störte ein Ast die Struktur.

Die untersuchte Verbindung trug primär auf Längsdruck (Hirnholz auf Hirnholz) und sekundär auf Querdruck (Hirnholz auf „Querholz“). Da bis zur eine Verformung von 15 mm (bzw. 18 mm) kein wirkliches Versagen auftrat, kann bei dieser Verbindung von einem zäh-duktilen Verhalten gesprochen werden. Als Maximallast wurde abweichend von *DIN EN 26891:1991-07* jene bei Änderung

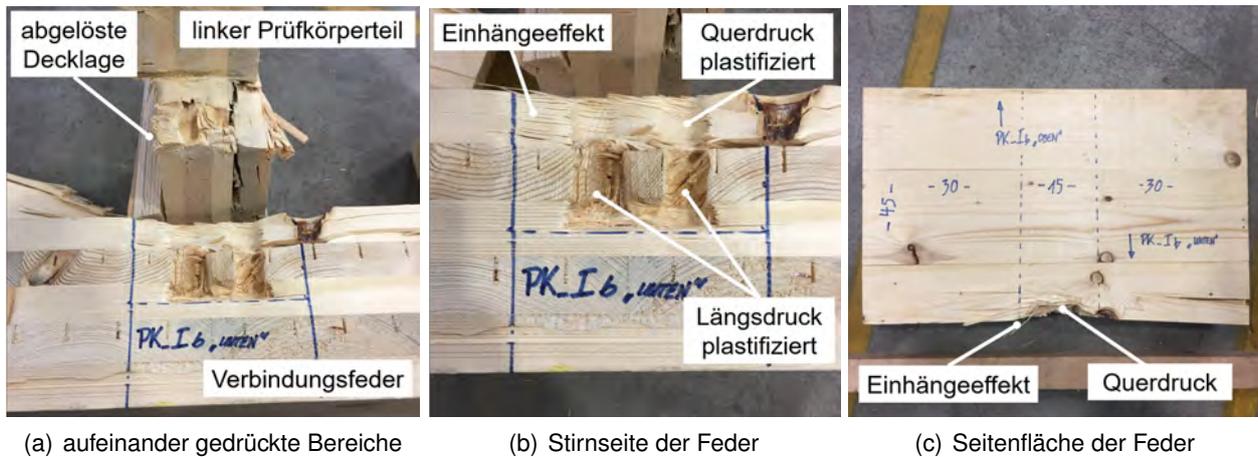


Abbildung 6.38: Schadensbild der Bestandteile von *PK-I* nach weiterer Verformung

des Tragverhaltens gesetzt ($F_{max,PK-I} = 110 \text{ kN}$).

Beton-Feder, Prüfkörper *J*

Nach einem Schlupf von etwa 0,5 mm zu Beginn der Prüfung steigt die Lastverschiebungskurve, des Versuchs zur indirekten Verbindung mit Feder aus Beton, stetig und linear an. Ab ca. 180 kN krümmt sich die Kurve, um bei einem Lastniveau von 210 kN einen horizontalen Pfad auszubilden. Die Wegaufnehmer wurden bei einer Verformung von 16 mm entfernt, da keine Laststeigerung mehr zu erwarten war.

Grundsätzlich verhielt sich der Zackenbereich ähnlich wie bei den direkten Verbindungsvarianten (vgl. Abschnitt 6.5.3). Der Hauptunterschied besteht in der homogeneren Lastverteilung durch die steife Betonfeder. Die Hirnholzflächen konnten bis zum Plastifizieren bzw. Ausknicken einzelner Fasern belastet werden. Querschnitte in den Längslagen und Verbundstörungen traten aus den gleichen Gründen wie bei den direkten Verbindungen auf. Wie bei *PK-I* öffnete sich an der lastabgewandten Zackenflanke die Verbindung mit steigenden Last zunehmend. Erst bei einem sehr hohen Lastniveau konnte die Verdrehung der Feder wahrgenommen werden (vgl. Abbildung 6.40).

Auch dieser Prüfkörper wurde mit einer aufgezwungenen Verformung noch bis zu einem Eintreten eines größeren Schadens belastet. Die Folgen dieser Überbelastung sind in Abbildung 6.39 zu sehen. Neben dem Ablösen der Decklagen (vgl. *PK-I*), welche durch das Exzentrizitätsmoment der Feder verstärkt wurde, trat an der Betonfeder ein kleiner Oberflächenriss auf. Dieser ist auf eine lokale Überbeanspruchung des Betons am Zacken des linken Prüfkörpers zurückzuführen und hatte auf das Tragverhalten der Verbindung keinen Einfluss.

Primär versagte dieser Prüfkörper auf Längsdruck (Beton auf Hirnholz). Die Verbindungsvariante zeichnet sich durch einen ausgeprägten Bereich steigender Verformung unter nahezu konstanter Maximallast aus, sie verhält sich duktil.

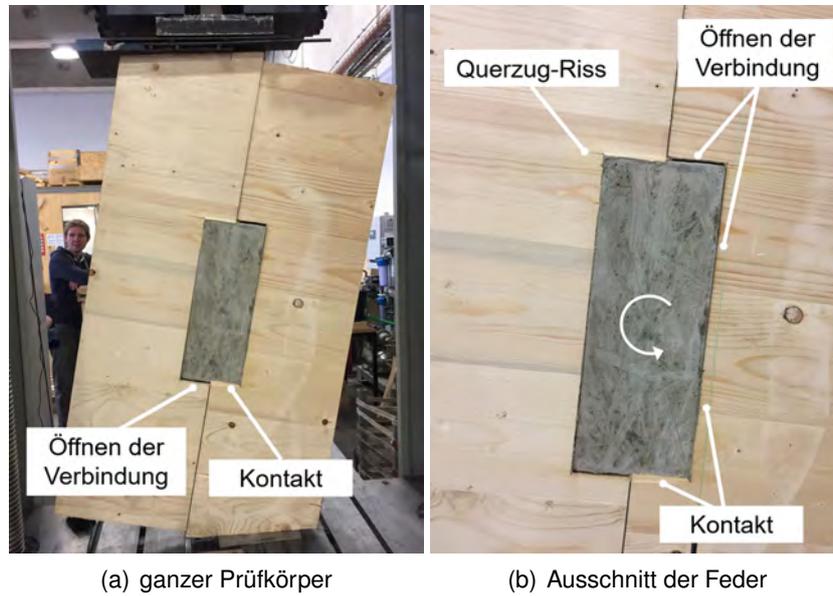


Abbildung 6.39: Verformung und Schäden bei Ende der Messung von *PK-J*, bei etwa 210 kN

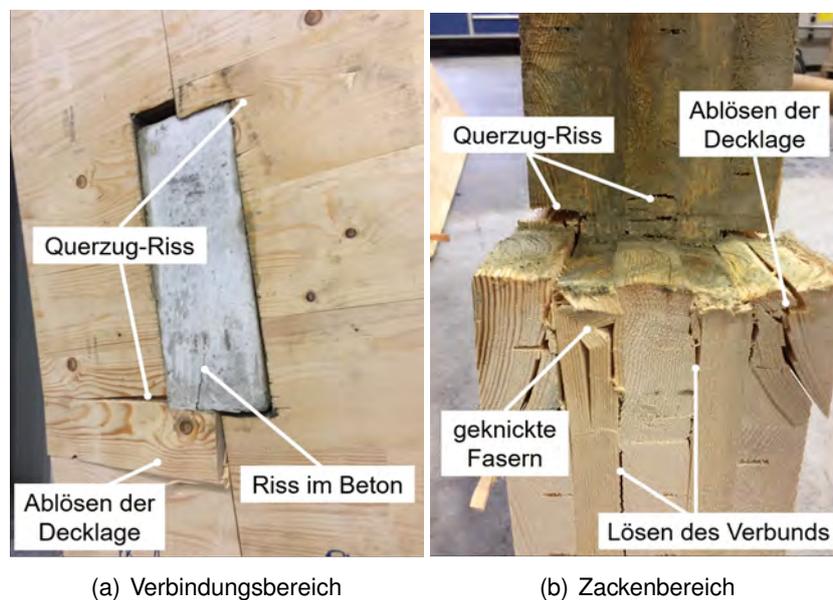


Abbildung 6.40: Verformung und Schäden nach "Überbelastung" von *PK-J*

6.5.4.2 Steifigkeit und Tragfähigkeit

Folgende Tabelle zeigt die in den Versuchen ermittelten Kenngrößen der indirekten Verbindungen und gibt die jeweiligen Werte von Prüfkörpern der direkten Verbindungen (vgl. Abschnitt 6.5.3) mit ähnlicher Geometrie und aus gleicher Versuchsreihe an:

PK	$l_z[m]$	$h_z[m]$	l_z/h_z	$F_{max}[kN]$	$K_{vb,ver}[\frac{kN}{mm}]$
I	0,452	0,085	5,3	110,00	14,98
J	0,452	0,085	5,3	216,56	31,50
A3	0,5	0,094	5,3	169,26	29,50
B3	0,5	0,083	6,0	170,00	26,84

Tabelle 6.3: Maximalkraft und Verbindungssteifigkeit der beiden indirekten Verbindungen

Bei den indirekten Verbindungen ist die Steifigkeit maßgeblich von der Beschaffenheit der Feder bestimmt. Die Verbindungsfeder aus Beton kann als unendlich steif angesehen werden ($K_{Feder,Beton} \rightarrow \infty$). Für die im Versuch ermittelten Verbindungssteifigkeiten gilt:

$$K_{vb,ver,ind,Beton} \approx K_{vb,ver,dir} \quad (6.13)$$

Ein Grund für die leicht erhöhte Steifigkeit könnte die homogenere Lastverteilung durch den Beton sein. Werden die Maximallasten verglichen, muss zunächst erwähnt werden, dass F_{max} von *PK-A3* im Vergleich zu den Werten von *PK-A1* und *A2* als unterer Grenzwert bei dieser Zackengeometrie betrachtet werden kann. Nach dem Prinzip des schwächsten Glieds in einer Kette kann die erhöhte Tragfähigkeit bei *PK-J* erklärt werden. Im Falle der direkten Verbindung werden an einer Zackenflanke vier Hirnholzflächen, mit deren zufällig angeordneten Jahrringen, an- bzw. ineinander gedrückt. Lokale Störungen in einer dieser Flächen können dadurch größere Auswirkungen auf die Tragfähigkeit der Verbindung haben, als bei der Verwendung einer Verbindungsfeder aus Beton. Denn dort wird eine starre Betonfläche am Zacken auf nur zwei Hirnholzflächen gepresst.

Im Vergleich zur Variante mit Beton-Feder halbieren sich ungefähr die Tragfähigkeits- und Steifigkeitswerte im Vergleich mit der BSP-Feder. Es ist zu beachten, dass bei *PK-I* keine eindeutige Maximallast auftrat und die entsprechende Größe bei Beendigung des ersten Tragmechanismus (Hirnholz auf Hirnholz) gewählt wurde.

6.6 Zusammenführung von Versuchen und FE-Modellen

6.6.1 Steifigkeit

6.6.1.1 Ergebnisse aus Versuch und FE-Analyse

Die Ergebnisse aus den Versuchen werden im Diagramm 6.41 den Ergebnissen eines FEM-Modells vergleichbarer Geometrie gegenübergestellt. Hierbei ist die Beziehung zwischen der Ersatzfederkonstante k_{vb} und der Zackenhöhe h_z dargestellt.

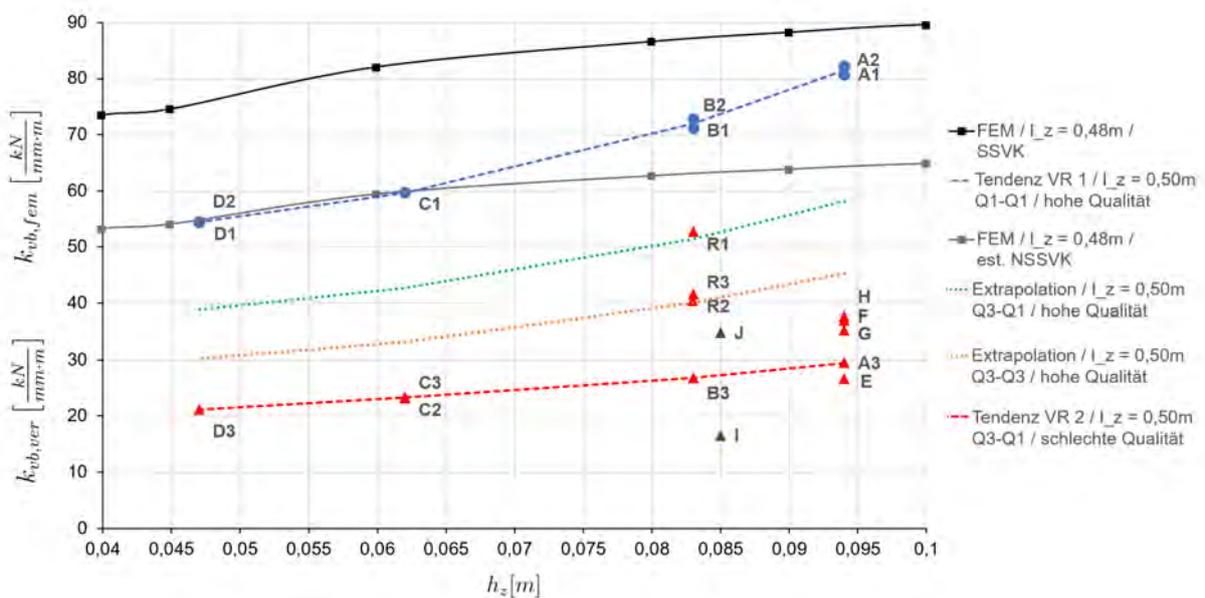


Abbildung 6.41: Ersatzfederkonstante k_{vb} über Zackenhöhe, Werte aus FE-Berechnung, Versuchen und Abschätzung

Durchgezogene Linien repräsentieren die Ergebnisse der FEM-Untersuchungen ($k_{vb,ferm}$). In schwarz ist das SSVK-Modell, in grau das rechnerische NSSVK-Modell abgebildet. Die grauen Werte entsprechen dem 0,72-fachen der Schwarzen. Es ist festzustellen, dass die FE-Modelle die experimentell ermittelten Steifigkeiten überschätzen. Bei dem SSVK-Modell war dies zu erwarten. Die graue Kurve des NSSVK-Modells müsste im Bereich der gestrichelten Kurven liegen, da diesem Graphen der Einfluss der Querlagenfugen ($Q1$ und $Q3$ gemittelt) zugrunde liegt. Die Reduzierung der Steifigkeit aufgrund von Querlagenfugen wird mit dem Ansatz nach Gleichung 6.9 unterschätzt.

Die Kurven der FE-Untersuchungen sind mit denen aus den Versuchen nur bis etwa zu einer Zackenhöhe von 0,06 m affin. Die FE-Kurven flachen mit zunehmender Zackenhöhe ab, da im FE-Modell die Schubverformungen der Zacke größer werden. Während die rote Versuchs-Kurve ihre „Steigung“ beibehält, nimmt die der blauen Kurve sogar zu. Die Verläufe der Versuchs-Kurven zeigen, dass die Schubverformung im Versuch geringer ausfällt, als in den FE-Untersuchungen. Die

Unterschiede zwischen den Ergebnissen aus den Versuchen und der FE-Modellierung sind mit der nachfolgenden Gegenüberstellung der Randbedingungen zu erklären:

6.6.1.2 Unterschiede zwischen FE-Modell und Versuch

Das FE-Modell hat im Vergleich zum Versuch unterschiedliche Lagerbedingungen und Systemrandbedingungen, siehe Tabelle 6.4. Dies ergibt sich einerseits aus praktischen Randbedingungen der Prüfeinrichtung (z. B. Winkel der Lastaufbringung), aber auch aus dem Materialmodell des verwendeten FE-Programms.

System und Lagerbedingungen

Die BSP-Scheibe wird im FE-Modell an drei Seiten linienförmig gelagert. Verformungen der eigentlichen Scheibe werden so weitestgehend verhindert, die Last kann auch über Zugkräfte zurückgehängt werden. Diese Lagerung wurde gewählt, da in der Realität ein solches Zurückhängen der Last ebenfalls in der Regel auftritt.

Im Versuch ist die Scheibe nur an einer Stirnseite gelagert, so kann es sich mehr verformen bzw. verdrehen, eine zusätzliche Nachgiebigkeit fließt mit ein. Zudem kann die Last aus der Prüfmaschine nur in eine Richtung und über Druck in die Lager (Maschinentisch) geleitet werden. Der der Last abgewandte Teil des Elements kann sich nicht am Lastabtrag beteiligen. Die Lagerbedingungen und der sich daraus ergebende Lastfluss bedingen, dass, unabhängig von der Schmalseitenverklebung, die in den FE-Untersuchungen ermittelten Steifigkeiten größer sind als jene aus den Bauteilversuchen. Der Einfluss dieser Randbedingung wird als mittelgroß eingeschätzt.

Lastaufbringung

Bei den FE-Untersuchungen wirkt eine horizontale Last über eine starre Fläche, welche mit der Zackenflanke über die ganze BSP-Dicke gekoppelt ist auf den Zacken ein. Die horizontale, ausmittige Last erzeugt im FE-Modell ein Moment, welches über die Längslagen zu den vertikalen Linienlagern geleitet werden kann. Im Versuch konnte, durch die Schrägstellung ein solches Moment vermieden werden. Dadurch entsteht eine Belastungssituation, welche die im Versuch ermittelte Steifigkeit beeinflusst. Der Einfluss dieser Randbedingung wird als eher gering eingeschätzt.

Schubverformung

Für die Lastfläche wurde in der FE-Untersuchung die Eigenschaft *starr* gewählt. Dies verhindert eine Krümmung der Fläche, sie bleibt per Definition eben. Durch die Kopplung von den Freiheitsgraden der Lastfläche mit denen der lastseitigen Zackenflanke, kann diese ausschließlich Starrkörperrotationen erfahren. Der Einfluss dieser Randbedingung wird als eher gering eingeschätzt.

Rechenmodell und Materialeigenschaften

Das Holz wurde im FE-Modell idealisiert als orthotro-elastisches Material definiert. Die Klebeflächen zwischen den BSP-Lagen bilden eine direkte Koppelung und somit einen ideal-starren Verbund. Im Versuch liegt ein natürliches Material mit streuenden, nichtlinearen und teilweise plastischen Ei-

genschaften vor. Es traten daher aber bereits in dem Bereich der steifigkeitsbestimmenden Größen (10 kN - 50 kN) plastische Verformungsanteile auf. Damit einhergehende Spannungumlagerungen und auch Rissbildungen bleiben vom Berechnungsmodell unberücksichtigt. Der Einfluss der Materialdefinition ist im elastischen Bereich eher gering, ab dem Auftreten von plastischen Effekten aber erheblich.

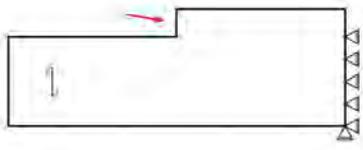
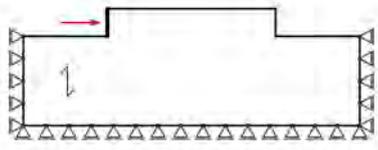
	Bauteilversuch	FE-Modell
System		
Lagerbedingung	<ul style="list-style-type: none"> • eine Seite gelagert • Elementverformungen möglich • Last kann nur in eine Richtung abgetragen werden • insgesamt weicher 	<ul style="list-style-type: none"> • drei Seiten gelagert • Element "eingesperrt" • Last kann sich auch Zurückhängen • insgesamt steifer
Lastaufbringung	<ul style="list-style-type: none"> • unter 12° • von Hirnholz auf Hirnholz 	<ul style="list-style-type: none"> • horizontal • über starre Fläche • Momentenbeanspruchung des Elements
Schubverformung	<ul style="list-style-type: none"> • (optisch) nicht wahrzunehmen 	<ul style="list-style-type: none"> • durch die starre Lastfläche in der Ansicht zu erkennen • v.a. bei schmäleren Zacken
Rechenmodell und Material	<ul style="list-style-type: none"> • Umlagerung/Plastifizierung • Unebenheiten/ Reibungseffekte • natürliches Material • Streuungen 	<ul style="list-style-type: none"> • orthotrop-elastisches Modell und lineare Berechnung • starrer Lagenverbund • ideal ebene Flächen • idealisierter Werkstoff

Tabelle 6.4: Unterschiede zwischen Versuch und FE-Modell

Bewertung der Unterschiede

Sowohl Versuch als auch FE-Modell können die Realität nur mit begrenzter Genauigkeit abbilden. Die Versuchskonfiguration ist dabei grundsätzlich nachgiebiger als die Verbindung im Bauwerk. Hier hat das FE-Modell Vorteile, kann aber das nichtlineare Materialverhalten und Plastizitätseffekte nicht wiedergeben. Tabelle 6.5 fasst die Unterschiede und Gemeinsamkeiten zusammen.

Erkenntnisse aus FEM-Untersuchungen		tendenzielle Bestätigung im Versuch
Variation	Auswirkung	
$l_z = konst ; h_z \uparrow$	$K_{vb} \uparrow$	Ja (alle PK)
$h_z = konst ; l_z \downarrow$	$K_{vb} \downarrow$	Ja (vgl. PK-A3 und E, F, G, H)
$h_z = konst ; l_z \downarrow$	$k_{vb} \uparrow$	Ja (vgl. PK-A3 und F, G, H, nicht E)
Querlagenfugen	$K_{vb} \downarrow$	Ja (vgl. PK-R1/2/3, bzw. VR-1 zu VR-2)
$h_z = konst ; l_z/h_z \approx 4,0$	$K_{vb} \rightarrow max$	Nein (vgl. PK-A3 und E, F, G, H)
$h_z \uparrow$	$u_\gamma \uparrow$ (Schubver.)	Nein (nicht wahrzunehmen)
untersuchte geometrische Größen		$h_z = 0,05 \text{ m} \dots 0,10 \text{ m}$ $l_z = 0,28 \text{ m} \dots 0,50 \text{ m}$ $l_z/h_z = 3,0 \dots 10,6$

Tabelle 6.5: Gegenüberstellung der Erkenntnisse der FE-Studie und den Versuchen

Beide Modelle bestätigen, dass sich die einzelne Verbindungssteifigkeit bei Verkürzung der Zackenlänge zwar reduziert, sich die auf einen Laufmeter bezogene Steifigkeit (Ersatzfederkonstante) jedoch erhöht. Eine Optimierung der Steifigkeit einer Verbindungsgruppe geht demnach mit der Minimierung der Zackenlänge einher.

In den Versuchen ist der mittels FEM ermittelte maximale Wert der Verbindungssteifigkeit (K_{vb}) bei $l_z/h_z \approx 4,0$ nicht eindeutig festzustellen. In VR-2 erreichen PK-A3 ($l_z/h_z = 5,3$) und F ($l_z/h_z = 4,0$) annähernd den gleichen Wert (siehe Anhang C). In Hinblick auf die Festlegung von Ersatzfederkonstanten sollten, auf der sicheren Seite liegend, die Werte der im Versuch ermittelten Kenngrößen betrachtet werden.

6.6.2 Tragfähigkeit und Vorholzlänge

6.6.2.1 Versagensmechanismen

Direkte Verbindungen

In den Versuchen konnte bei 18 von 20 Prüfkörpern ein duktiles Bauteilversagen mit primären Druckversagen festgestellt werden. Ein schlagartiges Versagen wurde nur bei dem Versuchskörper PK-H mit der kürzesten Vorholz- bzw. Zackenlänge beobachtet werden. Hier war die Längsschubfes-

tigkeit der Querlage in der Zacke ausschlaggebend. So sind die zwei grundsätzlichen Versagensmechanismen „Längsschubversagen“ und „Längsdruckversagen“ aus Abschnitt 6.3 eingetreten.

Indirekte Verbindungen

Der Tastversuch mit einer Verbindungsfeder aus Beton hat bestätigt, dass sich diese Art von Verbindung ähnlich wie die direkte Variante verhält, wenn das Vergussmaterial so gewählt wird, dass es zuerst zu einem Holzversagen kommt. Bei dem Versuch zur Verbindung mit BSP-Feder trugen, wie erwartet, primär die längs zur Faser belasteten Bereiche die Last ab. Auffallend ist, dass ein Rollschubversagen der Feder (vgl. Abbildung 6.5) bei der gewählten Federgeometrie nicht eintrat. Die in Abschnitt 6.3 angesetzte mitwirkende Breite der Rollschubfläche ist größer als die Auflagerfläche. Die Feder leitet die Lasten nach Erreichen der Längsdruck-Beanspruchbarkeit der Hirnholzflächen über Druck quer zur Faser weiter. Dadurch bildet sich ein sekundärer Tragmechanismus aus. Vor Erreichen des primären Druckversagens hat die mit der Verdrehung der Feder einhergehende Belastung der Längslagen auf das Tragverhalten der Verbindung bei beiden Varianten keinen nennenswerten Einfluss.

6.6.2.2 Erforderliche Vorholzlänge

Mit 12 Versuchen können die Ergebnisse von Schmidt [2016] bestätigt werden. Diese besagen, dass bei BSP Vorholzlängen von $l_z > 6 \cdot h_z$ (hier: $l_v = l_z$ und $t_v = h_z$) ausreichen um duktiles Bauteilversagen zu garantieren.

Bei einem l_z/h_z -Wert von 5,3, welcher in den theoretischen Betrachtungen als Minimalwert zur Sicherstellung duktilen Bauteilversagens gilt, wird an drei (bzw. vier) Versuchen ebenso ein duktiles Längsdruckversagen festgestellt. Aufgrund der Prüfkörperanzahl statistisch weniger belastbar sind die Einzelergebnisse aus den Versuchen an PK-E, F und G. Hier sind Vorholzlängen von $l_z > 3,5 \cdot h_z$ möglich, ohne dass die Verbindung spröde versagt (vgl. Tabelle 6.6).

l_z/h_z	primäres Versagen	Anzahl der Versuche
≥ 6	Längsdruckversagen Querlage	12 (mit PK-V 13)
= 5,3	Längsdruckversagen Querlage	3 (mit PK-J 4)
= 4,5; 4,0; 3,5	Längsdruckversagen Querlage	je einer
= 3,0	sprödes Längsschubversagen Querlage	einer

Tabelle 6.6: maßgebendes Versagen in Abhängigkeit der l_z/h_z -Werte

Hipper [2017] stellt in seiner Arbeit fest, dass die theoretisch ermittelten Zackentragfähigkeiten aus Abschnitt 6.3 in allen Versuchen bis auf Versuch PK-H sowohl hinsichtlich des Längsdruck- als auch des Schubwiderstandes erheblich übertroffen wurden.

Bei den geprüften direkten Verbindungen mit maßgebendem Druckversagen (PK-A bis G) ist

der theoretische Längsdruck-Widerstand der Zacken im Mittel 2,07-fach überschritten. Der 5 %-Quantilwert von $\eta_{c,0,k}$ beträgt 1,82. Die charakteristische Druckfestigkeit der Querlage im BSP ($f_{c,0,k}^{BSP}$) entspricht somit dem 1,82-fachen Wert der charakteristischen Druckfestigkeit eines Brettes der Festigkeitsklasse C24 ($f_{c,0,k}$).

$$f_{c,0,k}^{BSP} = \eta_{c,0,k} \cdot f_{c,0,k} = 1,82 \cdot f_{c,0,k} = 38,22 \frac{MN}{m^2} \quad (6.14)$$

Ähnliches wurde auch in Kapitel 2 festgestellt. Bei der Längsschubtragfähigkeit ergibt sich ein ähnliches Bild: Ein Versagen auf Längsschub konnte erst bei $\eta_{v,netto,k} = 2,36$, also bei einer 136 %-igen Überschreitung des theoretischen Nettoschub-Werts festgestellt werden.

6.6.2.3 Vergleich von Längsdruck- und Nettoschub-Widerstand

Wird die von der Zacke aufnehmbare Kraft - bei maßgebenden Längsdruckversagen - auf den Wert des Nettoschub-Widerstands limitiert, kann eine neue Bedingungsformel formuliert werden:

$$\frac{R_{c,0,k}^{BSP}}{R_{v,netto,k}} = \frac{f_{c,0,k}^{BSP} \cdot h_z}{f_{v,netto,k} \cdot l_z} \leq 1 \quad \Rightarrow \quad \frac{l_z}{h_z} \leq \frac{f_{c,0,k}^{BSP}}{f_{v,netto,k}} = 7,0 \quad (6.15)$$

Wird $l_z/h_z > 7,0$ gewählt und kann ein Abscheren der Bretter ausgeschlossen werden, ist der Zacken-Widerstand durch die (globale) Scheibenfestigkeit der BSP-Scheibe begrenzt. Werden die Verbindungen der Art A, B, R, E, F, und G (12 der 20 geprüften direkten Verbindungen) an einem realen Bauwerk eingesetzt, reicht der Scheibenschubnachweis der BSP-Scheibe, geführt an der Zackengrundlinie, zur Bemessung der Verbindung aus.

6.6.3 Schlussfolgerungen

6.6.3.1 Direkte Verbindungen

Bestimmung der Tragfähigkeit

Die Annahme einer konstanten Schubspannungsverteilung am Zackengrund, unter Verwendung der charakteristischen Längsschubfestigkeit von Holz der Festigkeitsklasse C24, unterschätzt die von Querlagenbrett im BSP-Verbund tatsächlich aufnehmbaren Schubspannungen. Ebenso unterschätzt der Ansatz der charakteristischen Druckfestigkeit von Holz der Festigkeitsklasse C24 die (charakteristische) Längsdruck-Beanspruchbarkeit der im BSP-Verbund liegenden Querlagenbretter.

Die Abschätzung der Tragfähigkeit mit der Annahme linearer Spannungsverteilungen und charakteristischen Materialfestigkeiten liegt auf der sicheren Seite. Dabei werden direkte Zackenverbindungen mit einem l_z/h_z -Verhältnis $> 5,3$ ermöglicht. Als charakteristischer Zacken-Widerstand kann hierbei der Längsdruck-Widerstand der Querlagen gesetzt werden (siehe linke Spalte Tabelle 6.7).

Es ist somit möglich, die Tragfähigkeit der untersuchten formschlüssigen Wand-Wand-Verbindungen unter Beachtung der entsprechenden Randbedingungen ohne lokale Betrachtungen bestimmen zu können. Für l_z/h_z -Verhältnisse $\leq 7,0$ limitiert der Netto-Scheibenschub-Widerstand nach ?? die Tragfähigkeit der Verbindung. Dieser Wert ist aus der Nettoscheibenschubfestigkeit der BSP-Scheibe abgeleitet und bezieht sich auf die Länge eines Zacksens. Bei der Bestimmung der Tragfähigkeit darf dieser Wert nicht überschritten werden, da anderenfalls der Scheibennachweis nicht mehr eingehalten wäre. In Kombination mit den Erkenntnissen aus Einzelversuchen, nach denen duktiles Längsdruckversagen sogar bis zu einem l_z/h_z -Wert von 3,5 festzustellen ist, ergibt sich ein möglicher, wirtschaftlicherer Ansatz zur Bemessung der Zackenverbindung (siehe rechte Spalte Tabelle 6.7).

charakteristische Tragfähigkeit eines Zacksens $R_{z,k}$	
konservativer Ansatz	möglicher Ansatz
$l_z/h_z \geq 5,3$ $R_{z,k} \leq R_{c,0,k} = t_q \cdot n_q \cdot h_z \cdot f_{c,0,k}$ $R_{z,k} \leq R_{v,netto,k} = t_q \cdot n_q \cdot l_z \cdot f_{v,netto,k}$	$l_z/h_z \geq 4,0 (3,5)$ $R_{z,k} \leq R_{v,netto,k} = t_q \cdot n_q \cdot l_z \cdot f_{v,netto,k}$
für Zacken mit: $h_z = 0,05 \text{ m} \dots 0,10 \text{ m}$ und $l_z = 0,28 \text{ m} \dots 0,50 \text{ m}$ / hier $f_{v,netto,k} = f_{v,netto,k,ref}$ nach [Brandner u. a. 2017]	

Tabelle 6.7: Ansätze zur Ermittlung der Tragfähigkeit

Bestimmung der Steifigkeit

Die Steifigkeit der Verbindung ist, neben der geometrischen Größen der Zacken, maßgeblich von der Herstellungsqualität und der Position der Querlagenfugen abhängig. Brett-fugen an der Grundlinie der Zacken ($Q2$) müssen bereits beim Abbund der Verbindung ausgeschlossen werden. Bei genauer Passung (Verbindungsspiel 1 mm - 2 mm) und exakter Verarbeitung der Stoßflächen sind Ersatzfederkonstanten über 30 kN/mm/m zu erwarten. Die geprüften Verbindungen wiesen Steifigkeiten auf, welche mit konventionellen Verbindungsmethoden nur durch eine sehr hohe Anzahl an Verbindungsmitteln erreicht werden könnte (vgl. Abschnitt 6.2.2). Ist es möglich Querlagenfugen im Zackenbereich bei der Fertigung gänzlich zu vermeiden, sind nach ersten Erkenntnissen Federkonstanten über 80 kN/mm/m erreichbar. Durch Verkürzung der Zacke auf das minimal erforderliche Maß der Vorholzlänge sind noch höhere Steifigkeiten denkbar (vgl. Abbildung 6.41).

Für eine Bemessung der untersuchten Verbindungen werden die in Tabelle 6.8 aufgeführten Ersatzfederkonstanten bzw. K_{ser} -Werte (auf einen Laufmeter bezogen) empfohlen.

Ersatzfederkonstante k_{vb} (Verschiebungsmodul K_{ser})		
mindere Abbundqualität	Querlagenfugen	hohe Abbundqualität
$k_{vb} \geq 20 \frac{kN}{mm \cdot m}^*$	Q1 - Q1	$k_{vb} \geq 50 \frac{kN}{mm \cdot m}$
$k_{vb} \geq 20 \frac{kN}{mm \cdot m}$	Q1 - Q3	$k_{vb} \geq 40 \frac{kN}{mm \cdot m}^{**}$
$k_{vb} \leq 20 \frac{kN}{mm \cdot m}^*$	Q3 - Q3	$k_{vb} \geq 30 \frac{kN}{mm \cdot m}^{**}$

* nicht untersucht / ** extrapoliert / Q3-Fuge ist auszuschließen

für Zacken mit: $h_z = 0,05 \text{ m} \dots 0,10 \text{ m}$ und $l_z = 0,28 \text{ m} \dots 0,50 \text{ m}$

Tabelle 6.8: Vorschläge für Ersatzfederkonstanten, Q1 und Q3 siehe Abschnitt 6.4.2.2

Kann eine hohe Qualität beim Abbund sichergestellt werden (vgl. Abschnitt 6.5), sind die Werte aus der rechten Spalte zu verwenden. Die Bezeichnung der Querlagenfuge bezieht sich auf Abbildung 6.8. Steifigkeitswerte von Verbindungen aus Q1-Q3- und Q3-Q3-Elementen hoher Abbundqualität beruhen auf einer Extrapolation (siehe Abbildung 6.41). Ist eine einwandfreie Abbundqualität nicht sicherzustellen, empfiehlt es sich die Werte aus der linken Spalte zu verwenden. Die angegebenen Werte stellen mögliche Unter- bzw. Obergrenzen dar.

6.6.3.2 Indirekte Verbindungen

Die Kenngrößen einer Verbindung mit einer Feder aus Beton können über jene der entsprechenden direkten Wand-Wand-Verbindung bestimmt werden. Zur Ermittlung der Tragfähigkeit können die oben genannten Gleichungen genutzt werden, wenn das Vergussmaterial so gewählt wird dass es zuerst zu Holzversagen kommt. Die Steifigkeitswerte können der Tabelle 6.8 entnommen werden. Die Ergebnisse des Tastversuchs zur Wand-Decken-Verbindung ausschließlich aus BSP zeigen, dass hier die Verbindungswiderstände mit den in 6.2.4.2 vorgestellten Formeln bestimmt werden können (konservative Abschätzung). Die Steifigkeit einer solchen Verbindung kann nicht aus der Steifigkeit einer direkten Verbindung entnommen werden. Die vorgestellte Variante weist Tragfähig- und Steifigkeitswerte in Höhe von ca. der Hälfte der Verguss-Verbindung auf.

Abweichende Stoßvarianten (bspw. Endauflager der Decke an einer oder beiden Seiten der Wand) können unterschiedliche Tragmechanismen zur Folge haben. Der Rollschub-Widerstand der Deckenzacke könnte, im Gegensatz zur geprüften Variante, dann eine bedeutendere Rolle spielen. Auch für diese Verbindungsvarianten bringt die Reduzierung der Wandzackenlänge auf das minimal erforderliche Maß einen Vorteil mit sich. Je kürzer die Wandzacken sein können, desto größer kann der Anteil der aufliegenden Deckenbreite sein.

6.6.4 Rahmenbedingungen

Es wurden Zacken mit einer Höhe von 0,05 m - 0,10 m und einer Länge von 0,28 m - 0,50 m genauer betrachtet. Alle Versuche wurden am BSP-Produkt *LENO-150* nach durchgeführt. Für fünflagiges, nicht schmalseitenverklebtes BSP mit einem Querlagenanteil $Q \geq 32\%$ und üblichen Lagendicken ($t_{q,l} = 20 \text{ mm} - 35 \text{ mm}$) sind die ermittelten Steifigkeitswerte auf der sicheren Seite liegend übertragbar. Die Formeln zur Abschätzung der Tragfähigkeit möglicher Verbindungsvarianten (aus Abschnitt 6.3) sind unabhängig von Plattenaufbauten und Zackendimensionen.

6.7 Ergebnis und Konstruktionsempfehlungen

In diesem Abschnitt des Forschungsvorhabens wurden formschlüssige Schubverbindungen, u. a. für vorgespannte Scheiben aus BSP unter Beachtung baupraktischer Aspekte entworfen, unter Zuhilfenahme verschiedener ingenieurmäßiger Betrachtungen entwickelt und in experimentellen Untersuchungen geprüft. Auf dieser Basis wurden Vorschläge zur konstruktiven Ausbildung und zur Bemessung der untersuchten Wand-Wand-Stöße erarbeitet. Der Fokus lag auf einfach herzustellenden und zu montierenden direkten Zackenverbindungen. Diese sind als Grundlage für weitere Varianten zu sehen. Mit den vorgestellten Stoßvarianten sind Steifigkeiten möglich, welche mit konventionellen Methoden (z. B. Verschraubungen) nur durch hohe Material- und Lohnkostenaufwendungen erreichbar sind.

In Bauteilversuchen wurden 21 Wand-Wand-Verbindungen und eine Form einer Wand-Decken-Verbindung geprüft. Parameter, welche die Verbindungskenngrößen Steifigkeit, Tragfähigkeit und Duktilität beeinflussen, wurden durch Untersuchungen an mechanischen und Finiten-Elemente-Modellen ermittelt. Die Bauteilversuche bestätigen die wesentlichen Erkenntnisse der theoretischen Betrachtungen:

- Je größer die Dimensionen eines Zackens sind, desto größer ist die Steifigkeit eines einzelnen Zackens.
- Je kürzer ein Zacken ist, desto steifer wird die gesamte Verbindung bezogen auf die Längeneinheit von einem Meter.
- Eine Brettfuge in der Querlage des Zackens mindert die Steifigkeit merklich ab.
- Die Qualität des Abbunds und die Passgenauigkeit haben einen erheblichen Einfluss auf die Steifigkeit der Verbindung.
- Die Tragfähigkeitswerte der Verbindungen können mit einfachen Handrechnungen ermittelt werden.
- Duktileres Versagen wird durch passend gewählte geometrische Verhältnisse des Zackens sichergestellt, dabei sind kürzere Zacken möglich als bisher angenommen.

Die Verbindungskenngrößen sind neben den produktspezifischen Parametern wie Lagenaufbau,

Schmalseitenverklebung oder Brettungen von den geometrischen Größen der Zacken und dem Verhältnis von Zackenlänge zu -höhe abhängig. Die Steifigkeit wird zudem wesentlich von der Abbundqualität beeinflusst. Aus den FE-Studien geht des weiteren hervor, dass ein leichtes Anschrägen der Zackenflanken die Steifigkeit der Verbindung nicht herabsetzt und eine Erhöhung des Querlagenanteils zu einer steiferen Verbindung führt.

Die vorgestellten verzahnten Verbindungen wurden in diesem Forschungsvorhaben zur Anwendung in vorgespannten Scheiben konzipiert. Um Zugkräfte senkrecht zur Bauteilfuge aufnehmen zu können, ist bei allen Stoßvarianten jedoch auch eine Kombination mit konventionellen, stiftförmigen Verbindungsmitteln denkbar. Somit ist generell auch eine Anwendung in Bauteilen ohne Vorspannung sinnvoll und in gleicher Weise möglich. Nach den Ergebnissen der hier durchgeführten Versuche und Simulationen können solche Verbindungen mit einem globalen Scheibennachweis bemessen werden, was auch in der Tragwerksplanung eine äußerst effiziente Variante für Schubverbindungen bei BSP-Scheiben darstellt.

Wand-Decken-Stöße ausschließlich aus BSP oder in Verbindung mit Verguss- bzw. Holz-Beton-Verbund-Lösungen konnten in diesem Vorhaben nur angeschnitten, bzw. in wenigen Tastversuchen untersucht werden. Diese Tastversuche mit einer Verbindungsfeder aus BSP oder Vergussbeton zeigten, dass solche Lösungen ebenfalls möglich sind und gute Tragfähigkeiten und Steifigkeiten erreichen.

7 Schluss

7.1 Gesamtergebnis

In diesem Forschungsvorhaben wurde untersucht, wie aussteifende Bauteile im Geschossbau (Wandscheiben und Kerne) aus Brettsperrholz vertikal vorgespannt werden können. Die Vorspannung dient zur vollständigen oder teilweisen Überdrückung vertikaler Zugkräfte, die infolge der Einwirkung von Horizontallasten abzutragen sind. Auf diese Weise kann die horizontale Steifigkeit verbessert werden, und die Anwendung formschlüssiger Verbindungen für Horizontalstöße wird ermöglicht. Als Folge davon kann die sonst notwendige Anzahl stiftförmiger Verbindungsmitteln reduziert werden. Die Vorteile einer Vorspannung im Ingenieurholzbau treten insbesondere dort auf, wo größere Zugkräfte durch mechanische Verbindungsmittel zu übertragen sind, und diese für die Nachweise der Tragfähigkeit und Steifigkeit bemessungsmaßgebend werden.

Im Einzelnen wurde das mechanische Verhalten von Brettsperrholz bei der Einleitung von konzentrierten Einzellasten in Plattenebene, das Kriechverhalten unter Längsdruckbeanspruchung, sowie die Möglichkeiten der Ausbildung formschlüssiger Bauteilverbindungen untersucht. Die Ergebnisse sind in diesem Bericht zusammengestellt.

Dieser Forschungsbericht soll einen Beitrag dazu liefern, die ingenieurmäßige Anwendung des vorgeschlagenen Systems vorgespannter Brettsperrholzbauteile durch Bereitstellung wesentlicher technischer Eigenschaften zu erleichtern, bzw. zu ermöglichen. Neben der Vorspannung aussteifender Bauteile ist nach den hier beschriebenen Grundsätzen auch z. B. die Vorspannung von biegebeanspruchten Elementen aus Brettsperrholz möglich.

7.2 Ausblick

Die Kriechverformungen des Holzes haben – wie auch im Spannbetonbau die des Betons – einen relevanten Einfluss auf die Größe der Spannkraftverluste. Sie sind somit für die Bemessung ein wesentlicher Eingangsparameter. Die durchgeführten originalmaßstäblichen Kriechversuche in Verbindung mit der Sichtung der umfangreichen Literatur zu dieser Thematik lassen vermuten, dass die Kriechverformungen in Plattenrichtung bei den hier vorliegenden Randbedingungen deutlich geringer ausfallen, als normativ oder entsprechend den Ergebnissen von Biegekriechversuchen anzunehmen wäre. Um das Wissen hierzu noch zu erweitern, wären zukünftig länger andauernde Versuche oder Messungen an bestehenden Bauwerken und an Versuchskörpern mit entsprechenden Laborklimabedingungen sinnvoll.

Das Themengebiet „formschlüssige Verbindungen“ ist äußerst umfangreich, da es ja nach verwendeten Baustoffen, Bauweisen und Herstellungsverfahren eine fast unendlich große Vielzahl an möglichen Varianten gibt. In diesem Vorhaben wurden die wesentlichen Parameter und Randbedingungen

untersucht, und entsprechende Schlüsse für die Anwendung gezogen. Auf Basis dieser Ergebnisse wäre es wünschenswert, diese sehr leistungsfähige und vielversprechende Verbindungstechnik noch detaillierter, eventuell unter Berücksichtigung weiterer Varianten (z. B. bestimmte HBV-Bauweisen) zu untersuchen.

Die sonstigen praktischen Fragestellungen (Arten und Einbau der Spannglieder, Lastausbreitung in Plattenebene, Spanngliedverankerungen an den BSP-Stirnkanten, Sicherheitsfaktoren, Bemessungsverfahren und -regeln) konnten aus Sicht der Autoren beantwortet werden. Einer Anwendung der vorgeschlagenen vorgespannten Bauweise für Konstruktionen aus formschlüssig verbundenen Brettsperrholzelementen steht somit aus tragwerksplanerischer und konstruktiver Hinsicht nichts entgegen.

Literaturverzeichnis

- [Aondio 2014] AONDIO, P.: *Berechnung von Zylinderschalen aus Holz unter Berücksichtigung der Spannungsrelaxation*. München, TU München, Dissertation, 2014
- [Bernasconi 2012] BERNASCONI, A.: *Timber construction in the city of Milan: 4 residential buildings with 9 storeys*. 2012. – URL <http://www.traeblog.dk/wp-content/uploads/2012/07/Via-Cenni.pdf>
- [Bert 2015] BERT, Christopher: *Entwicklung eines vertikal vorgespannten Turmes aus Brettsperrholz als Tragkonstruktion einer Windkraftanlage*. München, Technische Universität München, Masterarbeit, 2015
- [Blaß 1988] BLASS, H. J.: Einfluß des Kriechens auf die Tragfähigkeit von Holzdruckstäben. In: *Holz als Roh- und Werkstoff* 46 (1988), Nr. 11, S. 405–411
- [Blaß u. a. 2006] BLASS, H. J. ; BEJTKA, I. ; UIBEL, T. ; UNIVERSITÄTSVERLAG KARLSRUHE (Hrsg.): *Tragfähigkeit von Verbindungen mit selbstbohrenden Holzschrauben mit Vollgewinde: Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau, Band 4*. 2006
- [Blaß u. a. 1995] BLASS, H. J. (Hrsg.) ; GÖRLACHER, R. (Hrsg.) ; STECK, G. (Hrsg.): *Holzbauwerke STEP 1: Bemessung und Baustoffe*. Düsseldorf : Fachverlag Holz, 1995
- [Bogensperger 2014] BOGENSPERGER, T. ; TU GRAZ (Hrsg.): *Lasteinleitung in Wandscheiben aus BSP - Bestimmung der wirksamen Lastverteilungsbreite: Kurzfassung und Anwendungsbeispiel*. 2014
- [Brandner u. a. 2015] BRANDNER, R. ; DIETSCH, P. ; DRÖSCHER, J. ; SCHULTE-WREDE, M. ; KREUZINGER, H. ; SIEDER M. ; SCHICKHOFER, G. ; WINTER S.: *Shear properties of cross laminated timber (CLT) under in-plane load: Test configuration and experimental study*. 2015
- [Brandner u. a. 2017] BRANDNER, Reinhard ; DIETSCH, Philipp ; DRÖSCHER, Julia ; SCHULTE-WREDE, Michael ; KREUZINGER, Heinrich ; SIEDER, Mike: Cross laminated timber (CLT) diaphragms under shear: Test configuration, properties and design. In: *Construction and Building Materials* 147 (2017), S. 312–327. – ISSN 09500618
- [Buchanan und et al. 2008] BUCHANAN, A. ; ET AL.: Multi-Storey Prestressed Timber Buildings in New Zealand. In: *Structural Engineering International* (2008)
- [Buri u. a. 2007] BURI, H. ; HAASIS, M. ; WEINAND, Y.: *Origami Faltwerke aus Holzwerkstoffplatten: Schlussbericht Holz 21*. Lausanne, Ecole Polytechnique Federale De Lausanne, Forschungsbericht, 2007
- [Colling 2014] COLLING, F.: *Holzbau: Grundlagen und Bemessungen nach EC 5*. 4. Aufl. Wiesbaden : Springer Vieweg, 2014 (Lehrbuch). – ISBN 9783658033255
- [Conzett und Mostafavi 2006] CONZETT, J. (Hrsg.) ; MOSTAFAVI, M. (Hrsg.): *Structure as space: Engineering and architecture in the works of Jürg Conzett and his partners*. London : Architectural

- Association, 2006. – ISBN 978-1-902902-01-2
- [Ehrhart 2015] EHRHART, Thomas: *Rolling shear properties of some european timber species with focus on cross laminated timber*. 2015
- [Färber 2017] FÄRBER, Alina: *Auswertung von Versuchen zum Lastausbreitungswinkel von Brettsper Holz*. München, TU München, Bachelor's Thesis, 2017
- [Fischer u. a. 2014] FISCHER, Oliver ; HENKE, Michael ; WEIHER, Hermann ; HOCK, Sebastian: *Innovative Hybridverankerungen von Zuggliedern aus ultra-hochfesten Betonen und Stahl oder faserverstärkten Kunststoffen: Forschungsbericht*. 2014
- [Fragiacomo und Batchelar 2012] FRAGIACOMO, Massimo ; BATCHELAR, Mark: Timber Frame Moment Joints with Glued-In Steel Rods. II: Experimental Investigation of Long-Term Performance. In: *Journal of Structural Engineering* 138 (2012), Nr. 6, S. 802–811. – ISSN 0733-9445
- [Frese u. a. 2012] FRESE, Matthias ; ENDERS-COMBERG, Markus ; BLASS, Hans J. ; GLOS, Peter: Compressive strength of spruce glulam. In: *European Journal of Wood and Wood Products* 70 (2012), Nr. 6, S. 801–809. – ISSN 0018-3768
- [Friedl 2017] FRIEDL, E.: *Entwicklung von Spanngliedverankerungen für zentrisch vorgespannte Brettsper Holzbauteile*. München, TU München, Master's Thesis, 2017
- [Fröbrich 2017] FRÖBRICH, F.: *Kriechverhalten von Brettsper Holz*. München, TU München, Master's Thesis, 2017
- [Glos u. a. 1987] GLOS, P. ; HEIMESHOF, B. ; KELLETSHOFER, W.: Einfluss der Belastungsdauer auf die Zug- und Druckfestigkeit von Fichten-Brett lamellen. In: *Holz als Roh- und Werkstoff* 45 (1987), Nr. 6, S. 243–249. – ISSN 0018-3768
- [Graubner u. a. 2004] GRAUBNER, Wolfram ; GRUNDER, Walter ; OLDENBOURG, Louise ; SCHENKEL, Kumi: *Holzverbindungen: Gegenüberstellungen japanischer und europäischer Lösungen*. 8. Aufl. Stuttgart : DVA, 2004. – ISBN 3421028508
- [Gressel 1983] GRESSEL, P. ; VERSUCHSANSTALT FÜR STAHL, HOLZ UND STEINE (Hrsg.): *Rheologisches Verhalten von Holz und Holzwerkstoffen: Abschlussbericht*. 1983
- [Gressel 1984] GRESSEL, P.: Kriechverhalten von Holz und Holzwerkstoffen: Folgerungen für den Formänderungsnachweis nach DIN 1052. In: *bauen mit holz* (1984), Nr. 4, S. 216–223
- [Hanhijärvi 1995] HANHIJÄRVI, Antti: *Dissertation from Helsinki University of Technology*. Bd. 997: *Modelling of creep deformation mechanisms in wood: Zugl.: Espoo, Helsinki Univ. of Technology, Diss., 1995*. Espoo : Technical Research Centre of Finland, 1995. – ISBN 9513847691
- [Härtel 2000] HÄRTEL, J.: *Fortschritt-Berichte VDI Reihe 4, Bauingenieurwesen*. Bd. 159: *Experimentelle und theoretische Untersuchungen zum Kriechverhalten hölzerner Druckstäbe unter baupraktischen Bedingungen*. Düsseldorf : VDI-Verlag, 2000. – ISBN 3-18-315904-X
- [Hartnack 2004] HARTNACK, Ralf: *Langzeittragverhalten von druckbeanspruchten Bauteilen aus Holz*. Weimar, Bauhaus-Universität Weimar, Dissertation, 2004

- [Hipper 2017] HIPPER, A.: *Entwicklung von formschlüssigen Bauteilstößen für vorgespannte Bauteile aus Brettsperrholz*. München, TU München, Master's Thesis, 2017
- [Hoffmeyer und Davidson 1989] HOFFMEYER, P. ; DAVIDSON, R. W.: Mechano-sorptive creep mechanism of wood in compression and bending. In: *Wood Science and Technology* 23 (1989), Nr. 3, S. 215–227. – ISSN 0043-7719
- [Jöbstl und Schickhofer 2007] JÖBSTL, R. ; SCHICKHOFER, G. ; INTERNATIONAL COUNCIL FOR RESEARCH AND INNOVATION IN BUILDING AND CONSTRUCTION: MEETING 40 (Hrsg.): *Comparative Examination of Creep of GLT- and CLT-Slabs in Bending*. 2007
- [Karacabeyli und Douglas 2013] KARACABEYLI, E. ; DOUGLAS, B.: *Special publication*. Bd. SP-529E: *CLT handbook: Cross-laminated timber*. U.S. edition. Pointe-Claire, QC : FPInnovations, 2013. – ISBN 9780864885531
- [Kaufmann u. a. 2017] KAUFMANN, Hermann ; KRÖTSCH, Stefan ; WINTER, Stefan: *Atlas Mehr-geschossiger Holzbau*. 1. Auflage. München : Edition Detail, 2017 (DETAIL Atlas). – ISBN 978-3-95553-353-3
- [Kessel 2014] KESSEL, M.: *Bauteile aus Holz und ihre Verbindungen*. Braunschweig, Technische Universität Braunschweig, Vorlesungsskript, 2014
- [Kollmann 1964] KOLLMANN, Franz: Über die Beziehungen zwischen rheologischen und Sorptions-Eigenschaften (am Beispiel von Holz). In: *Rheologica Acta* 3 (1964), Nr. 4, S. 260–270. – ISSN 0035-4511
- [Kopp 2016] KOPP, Rosa: *Konstruktiver Entwurf und Variantenstudie für einen Glockenturm in Brettsperrholzbauweise*. München, TU München, Master's Thesis, 2016
- [Leyder und Granello 2017] LEYDER, Claude ; GRANELLO, G.: *Long term performance assessment of an operative post-tensioned timber frame structure*. 2017
- [Möhler und Maier 1970] MÖHLER, K. ; MAIER, G.: Kriech- und Relaxations-Verhalten von lufttrockenem und nassem Fichtenholz bei Querdruckbeanspruchung. In: *European Journal of Wood and Wood Products* 28 (1970), Nr. 1, S. 14–20. – ISSN 0018-3768
- [Moliński und Raczkowski 1988] MOLIŃSKI, W. ; RACZKOWSKI, J.: Creep of wood in bending and non-symmetrical moistening. In: *Holz als Roh- und Werkstoff* 46 (1988), Nr. 12, S. 457–460. – ISSN 0018-3768
- [Morlier 2007] MORLIER, Pierre (Hrsg.): *Creep in Timber Structures*. New York : Taylor & Francis, 2007
- [Neuhaus 2009] NEUHAUS, Helmuth: *Ingenieurholzbau: Grundlagen - Bemessung - Nachweise - Beispiele*. 2., vollst. überarb. Aufl. Wiesbaden : Vieweg + Teubner, 2009. – ISBN 9783519152484
- [Niemz 2005] NIEMZ, P.: *Physik des Holzes*. Zürich : Eidgenössische technische Hochschule Zürich, 2005
- [Niemz 1993] NIEMZ, Peter: *Physik des Holzes und der Holzwerkstoffe*. Leinfelden-Echterdingen :

- DRW-Verl., 1993 (Holz). – ISBN 3-87181-324-9
- [Pfefferle 1971] PFEFFERLE, R.: *Zur Theorie des Betonkriechens*. Karlsruhe, Technische Hochschule Karlsruhe, Dissertation, 1971
- [Reinhardt 1973] REINHARDT, H.-W.: Zur Beschreibung des rheologischen Verhaltens von Holz. In: *Holz als Roh- und Werkstoff* 31 (1973), S. 352–355. – ISSN 0018-3768
- [reThink Wood 2011] RETHINK WOOD: *Bulletin of lessons learned: Bridport House, Hackney, London, England*. 2011. – URL <http://www.rethinkwood.com/webform/get-summary-report>
- [Robeller 2015] ROBELLER, Christopher: *Integral Mechanical Attachment for Timber Folded Plate Structures*. Lausanne, EPFL, Dissertation, 2015
- [Rombach 2012] ROMBACH, Günter: *Spannbetonbau*. 2nd ed. Hoboken : John Wiley & Sons, 2012. – ISBN 9783433029114
- [Schänzlin 2003] SCHÄNZLIN, J.: *Zum Langzeitverhalten von Brettstapel-Beton-Verbunddecken*. Stuttgart, Universität Stuttgart, Dissertation, 2003
- [Schickhofer u. a. 2010] SCHICKHOFER, G. (Hrsg.) ; BOGENSPERGER, T. (Hrsg.) ; AUGUSTIN, M. (Hrsg.): *BSPHandbuch: Holz- Massivbauweise in Brettsperrholz ; Nachweise auf Basis des neuen europäischen Normenkonzepts*. 2. überarb. Aufl. Graz : Verl. der Techn. Univ, 2010. – ISBN 9783851251098
- [Schmidt u. a. 2014] SCHMIDT, Michael (Hrsg.) ; FEHLING, Ekkehard (Hrsg.) ; FRÖHLICH, Susanne (Hrsg.): *Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau*. Bd. H. 22: *Nachhaltiges Bauen mit ultrahochfestem Beton: Ergebnisse des Schwerpunktprogrammes 1182 - Sustainable building with ultra-high performance concrete*. Kassel : Kassel Univ. Press, 2014. – ISBN 978-3-86219-480-3
- [Schmidt 2016] SCHMIDT, T. ; KIT KARLSRUHER INSTITUT FÜR TECHNOLOGIE (Hrsg.): *Kontaktverbindungen zur Längsschubübertragung in den Schmalseiten von Brettsperrholzelementen*. 2016
- [Schnöbel 2016] SCHNÖBEL, D.: *Konstruktion und rechnerische Untersuchung eines vertikal vorgespannten Glockenturmes in Brettsperrholzbauweise*. München, TU München, Master's Thesis, 2016
- [Teibinger und Matzinger 2013] TEIBINGER, Martin ; MATZINGER, Irmgard: *HFA Schriftenreihe*. Bd. 40: *Bauen mit Brettsperrholz im Geschoßbau: Fokus Bauphysik ; Planungsbroschüre*. Wien : Holzforschung Austria, 2013. – ISBN 9783950336733
- [Toratti 1992a] TORATTI, T.: *Creep of timber beams in a variable environment*. Helsinki, Helsinki University of Technology, Dissertation, 1992
- [Toratti 1992b] TORATTI, T.: Modelling the creep of timber beams. In: *Rakenteiden Mekaniikka* 25 (1992), Nr. 1, S. 12–35
- [van de Kuilen u. a. 2011] VAN DE KUILEN, J.W.G. ; CECCOTTI, A. ; XIA, Zhouyan ; HE, Minjuan: Very Tall Wooden Buildings with Cross Laminated Timber. In: *Procedia Engineering* 14 (2011),

S. 1621–1628. – ISSN 18777058

- [Wanninger 2015] WANNINGER, F.: *Bericht IBK*. Bd. Nr. 364: *Post-tensioned timber frame structures*. Zurich : Institut of Structural Engineering ETH Zurich, 2015
- [Westermayr 2016] WESTERMAYR, M.: *Mechanical behavior of CLT under concentrated loads in-plane: A finite element analysis*. München, TU München, Master's Thesis, 2016
- [ZMP GmbH 2017] ZMP GMBH ; ZMP GMBH (Hrsg.): *Holzbau 2017: Planungshandbuch CLT Massivholz*. 2017

Anhang

A Spanngliedverankerungen

A.1 Messdaten

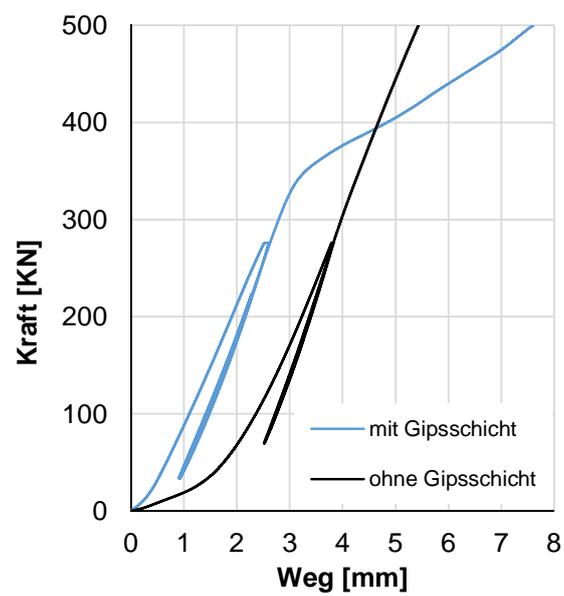
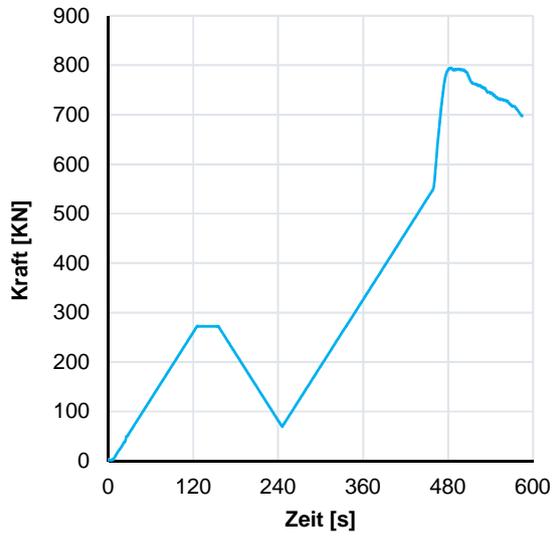
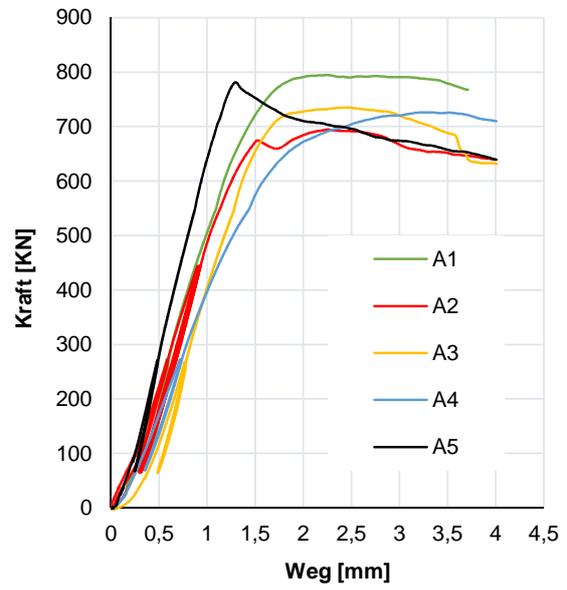


Abbildung A.1: Kraft-Weg Diagramm Tastversuch 1

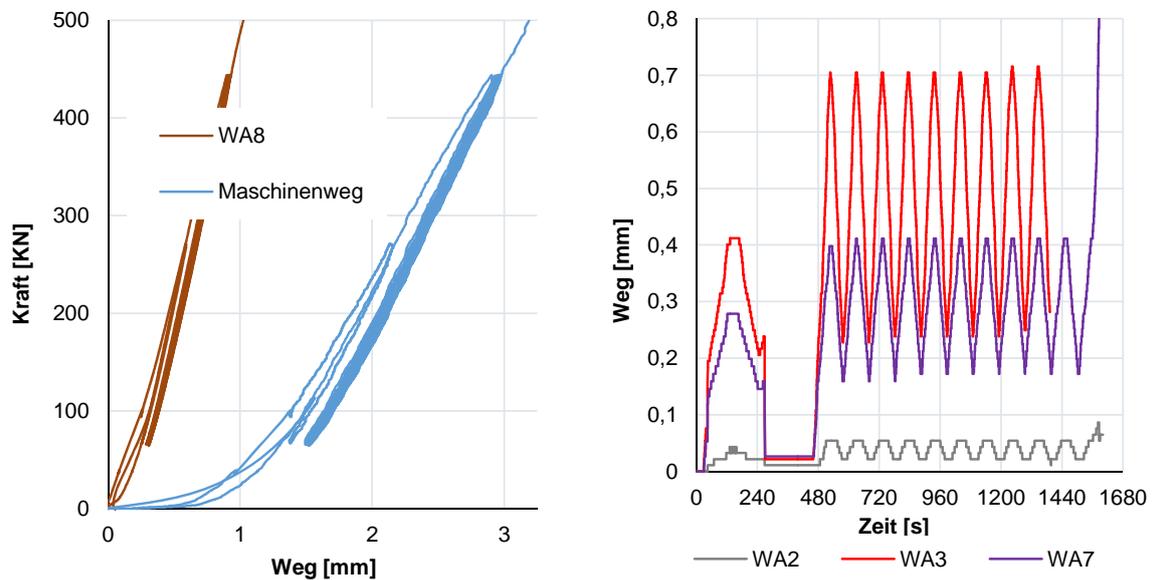


(a) Repräsentativer Belastungsverlauf Serie A; Prüfkörper A1



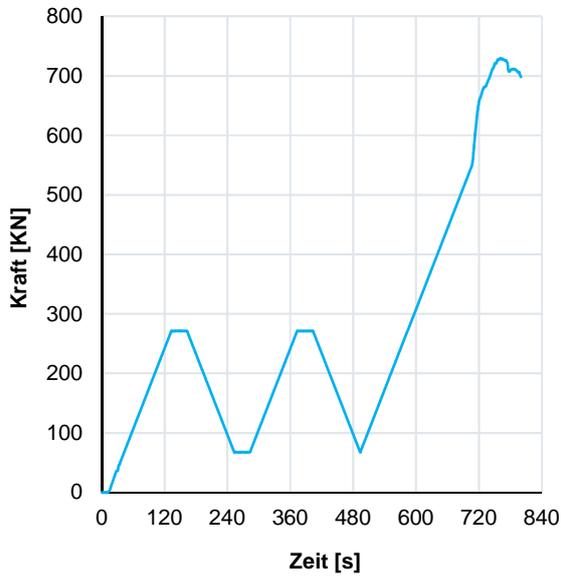
(b) Kraft-Weg Diagramm Serie A

Abbildung A.2: Belastungsverlauf und Kraft-Weg-Diagramm Serie A

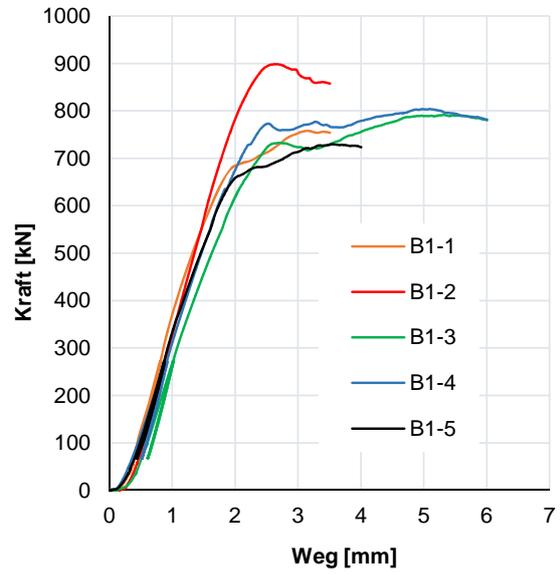


(a) Messdaten WA8 und Maschinenweg; Prüfkörper A2 (b) Messdaten der Wegaufnehmer WA2, WA3 und WA7; Prüfkörper A2

Abbildung A.3: Wegmessung und Querdehnungen, Serie A

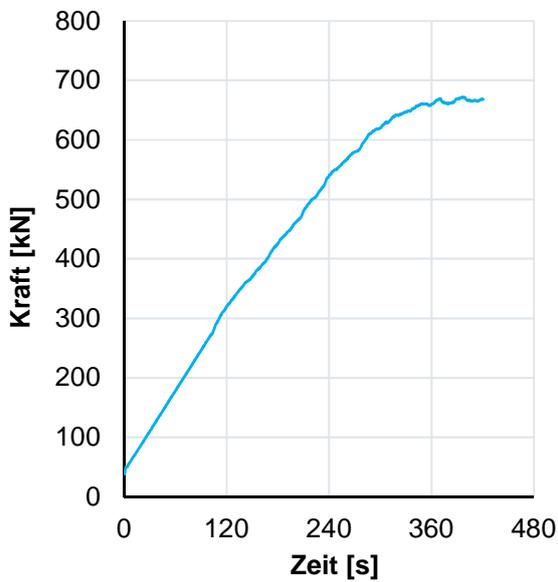


(a) Repräsentativer Belastungsverlauf Serie B1

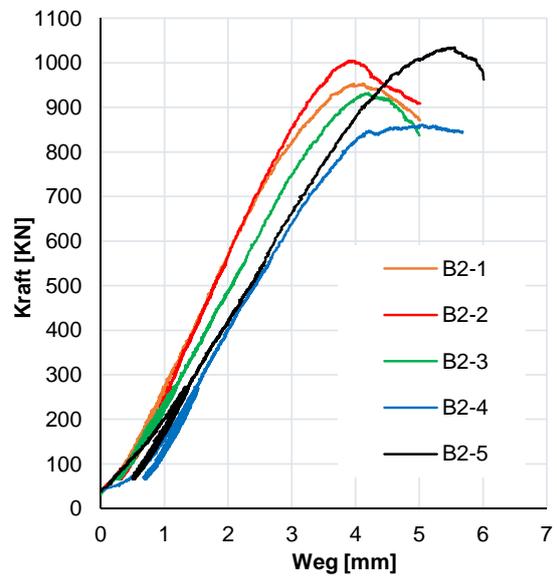


(b) Kraft-Weg Diagramm Serie B1

Abbildung A.4: Belastungsverlauf und Kraft-Weg-Diagramm Serie B1

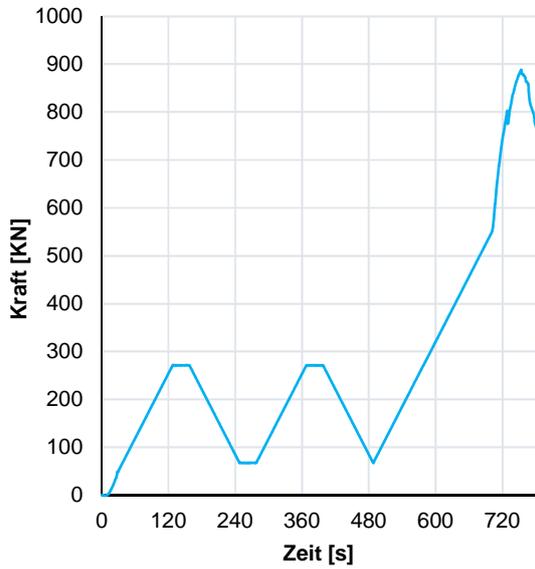


(a) Repräsentativer Belastungsverlauf Serie C

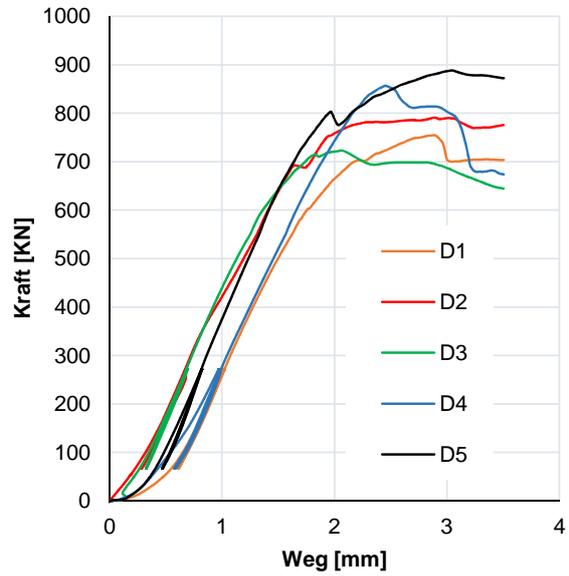


(b) Kraft-Weg Diagramm Serie B2

Abbildung A.5: Kraft-Weg-Diagramm Serie B2 und Belastungsverlauf Serie C (Druckprüfkörper)

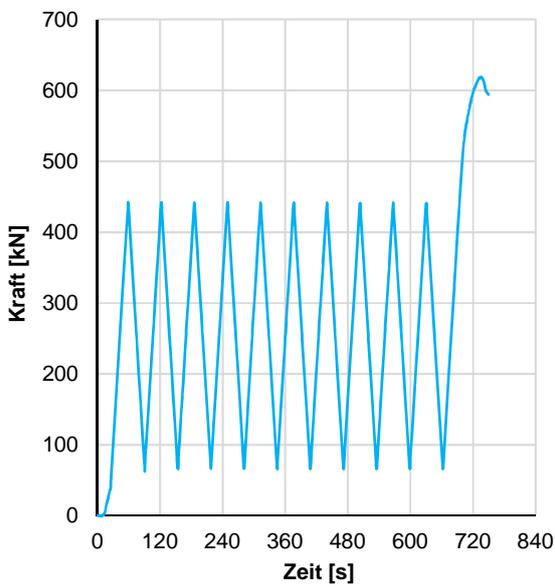


(a) Repräsentativer Belastungsverlauf Serie D

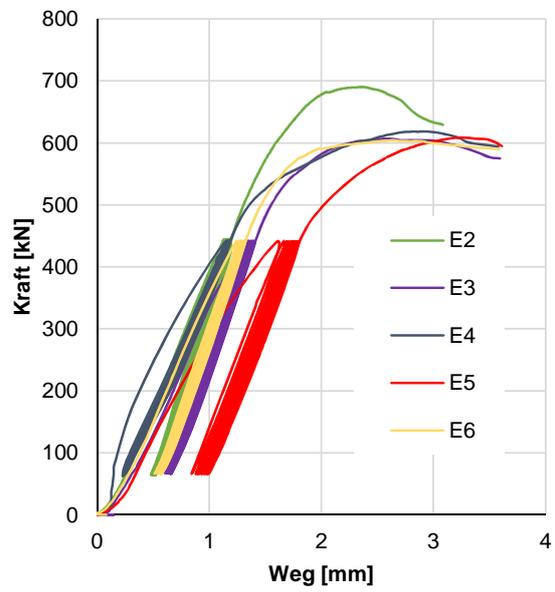


(b) Kraft-Weg Diagramm Serie D

Abbildung A.6: Belastungsverlauf und Kraft-Weg-Diagramm Serie D

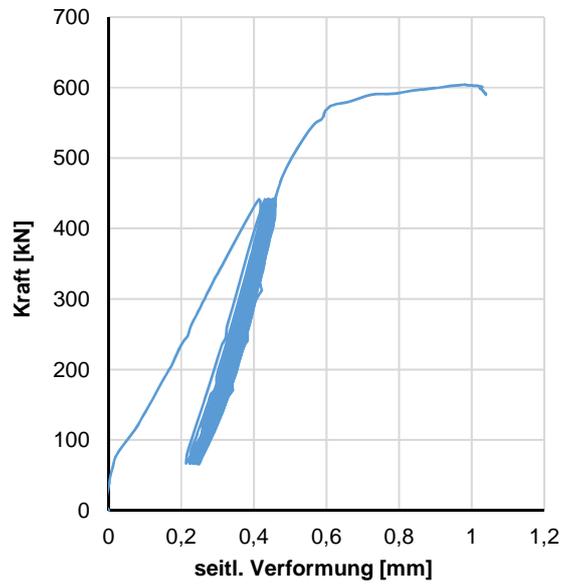


(a) Repräsentativer Belastungsverlauf Serie E



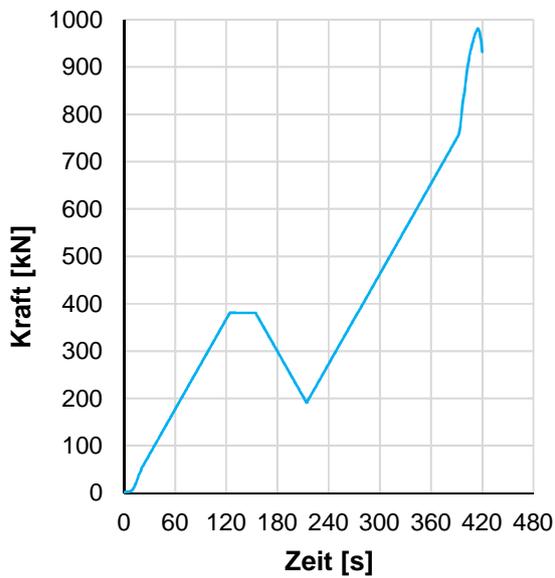
(b) Kraft-Weg Diagramm Serie E

Abbildung A.7: Belastungsverlauf und Kraft-Weg-Diagramm Serie E

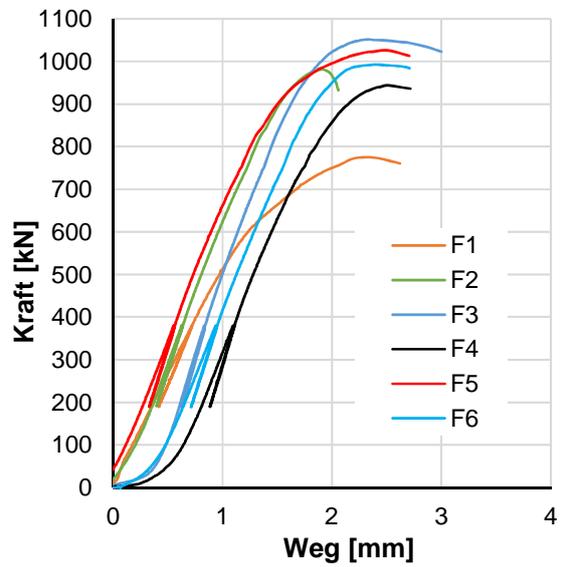


(a) Seitliche Verformung Lasteinleitung Serie E

Abbildung A.8: Belastungsverlauf und Kraft-Weg-Diagramm Serie E



(a) Repräsentativer Belastungsverlauf Serie F



(b) Kraft-Weg Diagramm Serie F

Abbildung A.9: Belastungsverlauf und Kraft-Weg-Diagramm Serie F

A.2 Bilder



(a) Anordnung der Lasteinleitungsplatte mit Gips-schicht



(b) Auftrag des Gipses



(c) Spalt zwischen Lasteinleitungsplatte und Holz

Abbildung A.10: Bilder Tastversuch 1



(a) Bruchbild des Holzes



(b) Bruchbild des Holzes



(c) Bruchbild der UHPC-Platte

Abbildung A.11: Bilder Tastversuch 2



(a) Bruchbild Holz

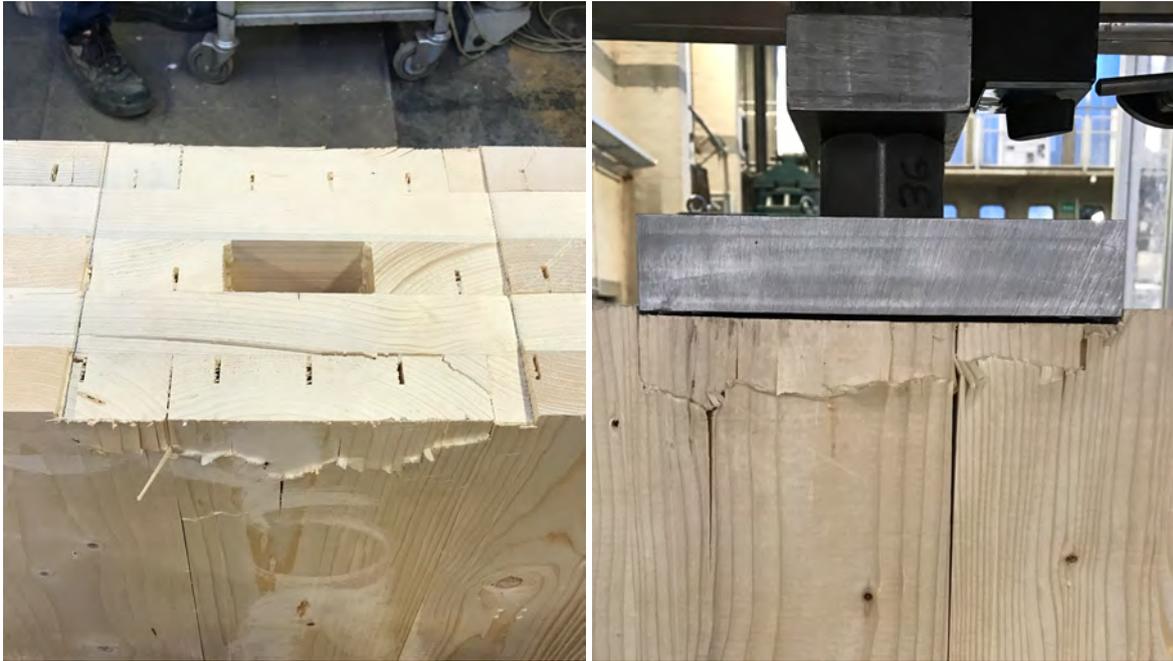


(b) Ausknicken der Decklamelle



(c) Ausknicken der Decklamelle

Abbildung A.12: Bilder Serie A



(a) Bruchbild Kontaktfläche

(b) Druckfalte in der Decklamelle

Abbildung A.13: Bilder Serie B1



(a) Druckfalte in der Decklamelle



(b) Ausknicken der Decklamelle



(c) unvollständige Verklebung



(d) unvollständige Verklebung

Abbildung A.14: Bilder Serie B2



(a)



(b) Druckfalte in der Decklamelle



(c) Druckfalte in der Decklamelle

Abbildung A.15: Bilder Serie C



(a) Bruchbild Serie D



(b) Stauchung im Bereich der Lasteinleitung

Abbildung A.16: Bilder Serie D



(a) Ansicht Hybridankerplatte



(b) Bruchbilder der Holzversuchskörper



(c) Bruchbild der Hybridankerplatte



(d) Bruchbild der Hybridankerplatte und des Holzes

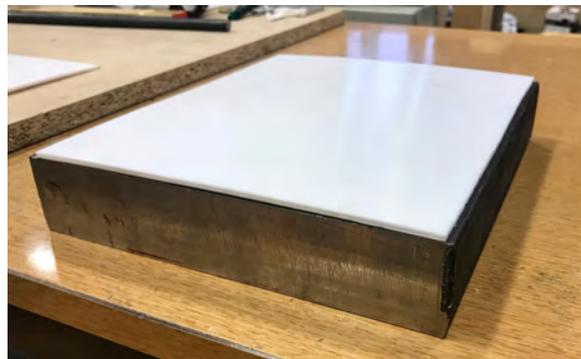
Abbildung A.17: Bilder Serie E



(a) Wegaufnehmer zur Messung der Querverformung der Ankerplatte



(b) Stahlplatte mit Teflonunterlage



(c) Stahlplatte mit Teflonunterlage

Abbildung A.18: Bilder Serie E

B.2 Messdaten

B.2.1 Messdaten 1500 mm Wandhöhe

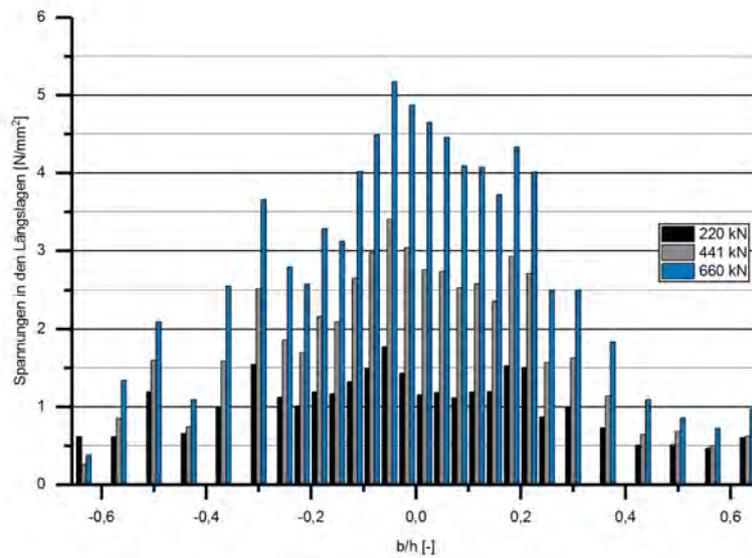


Abbildung B.2: Spannungen in den Längslagen, Querlagenanteil 25 %

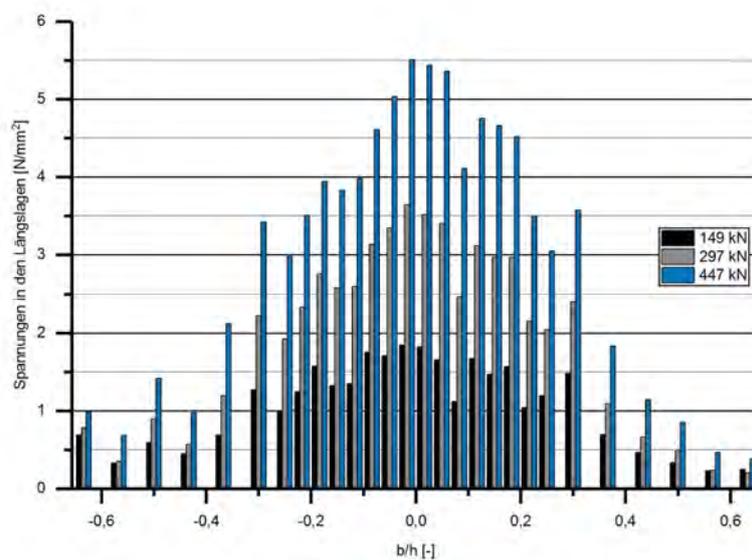


Abbildung B.3: Spannungen in den Längslagen, Querlagenanteil 32 %

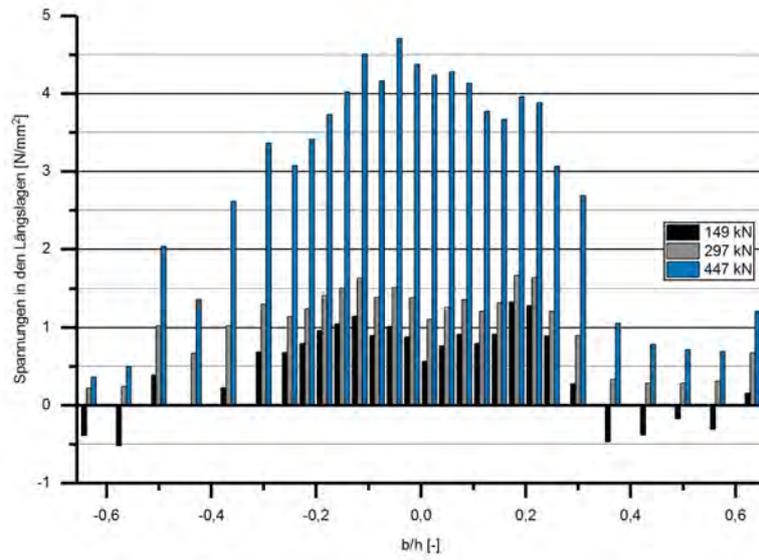


Abbildung B.4: Spannungen in den Längslagen, Querlagenanteil 40 %

B.2.2 Messdaten 750 mm Wandhöhe

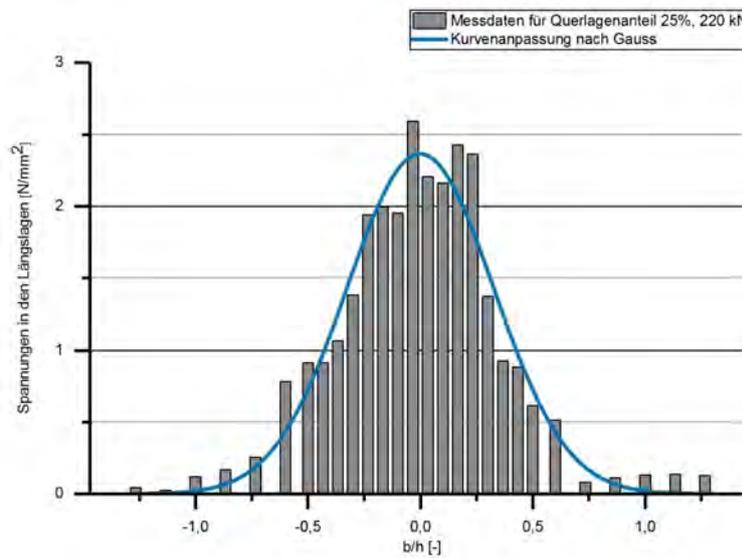


Abbildung B.5: Spannungen in den Längslagen, Querlagenanteil 25 %, Laststufe 1

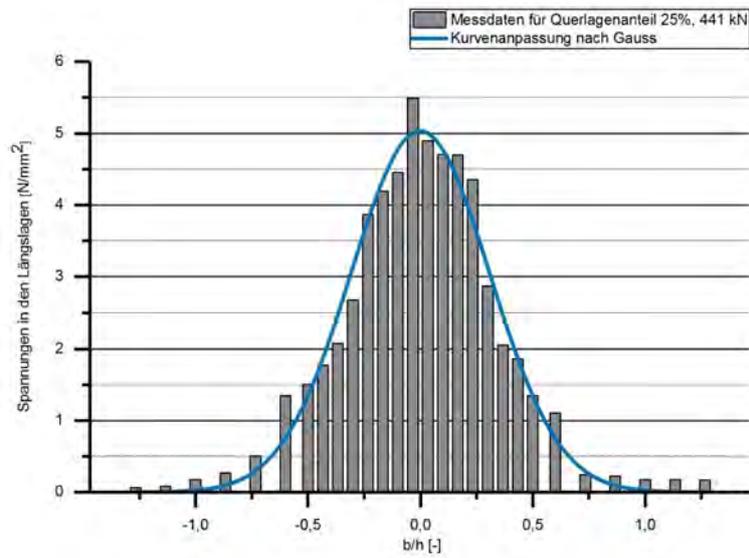


Abbildung B.6: Spannungen in den Längslagen, Querlagenanteil 25 %, Laststufe 2

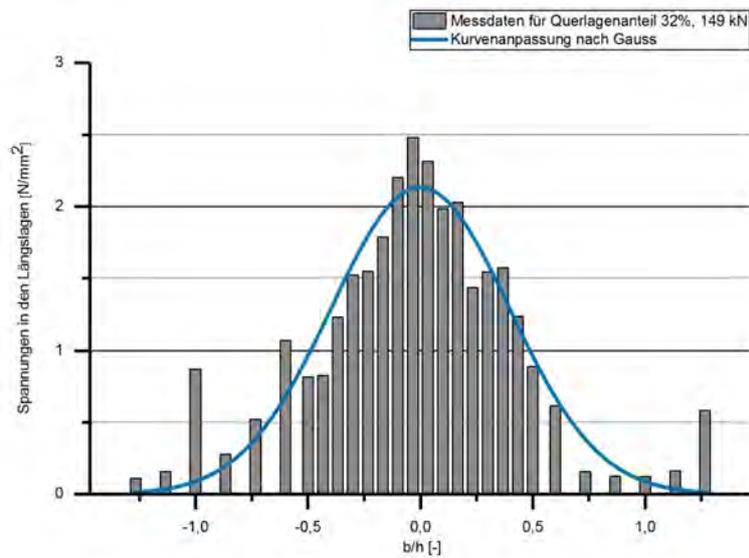


Abbildung B.7: Spannungen in den Längslagen, Querlagenanteil 32 %, Laststufe 1

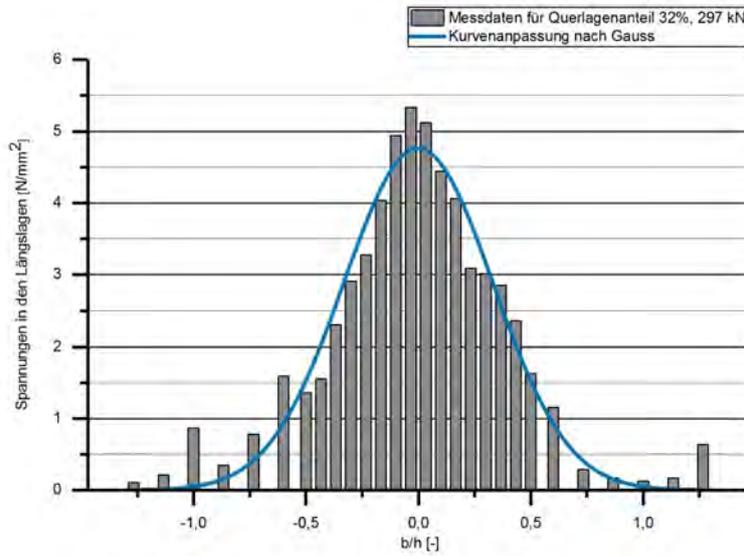


Abbildung B.8: Spannungen in den Längslagen, Querlagenanteil 32 %, Laststufe 2

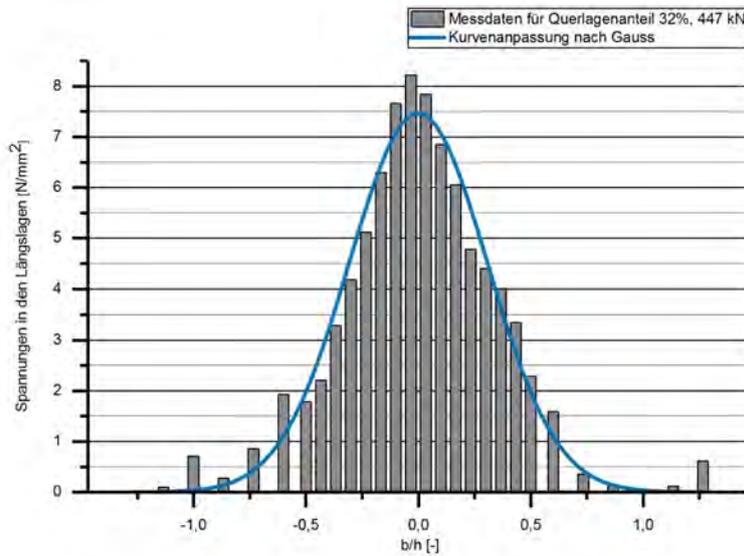


Abbildung B.9: Spannungen in den Längslagen, Querlagenanteil 32 %, Laststufe 3

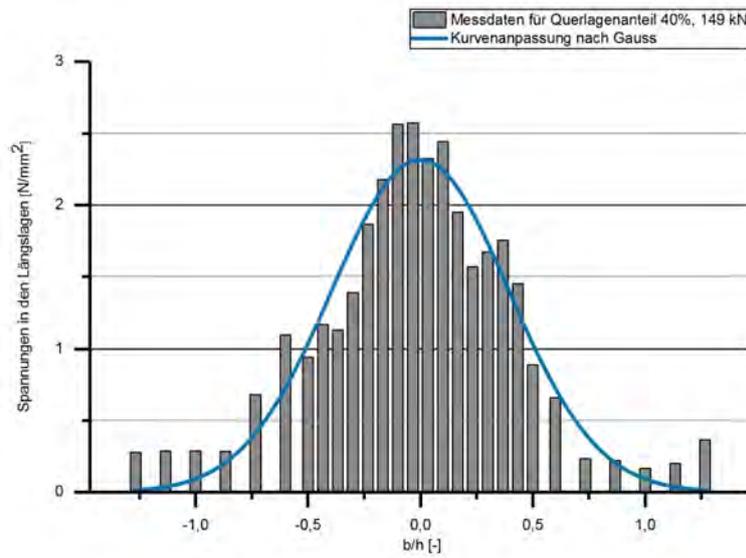


Abbildung B.10: Spannungen in den Längslagen, Querlagenanteil 40 %, Laststufe 1

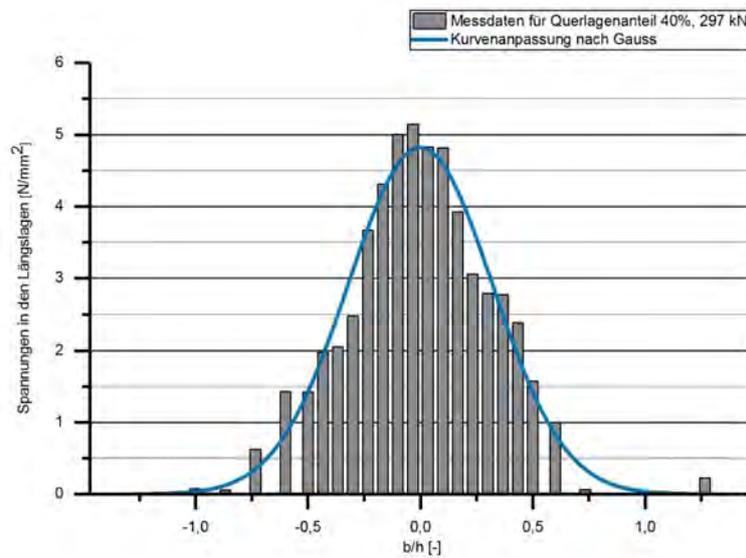


Abbildung B.11: Spannungen in den Längslagen, Querlagenanteil 40 %, Laststufe 2

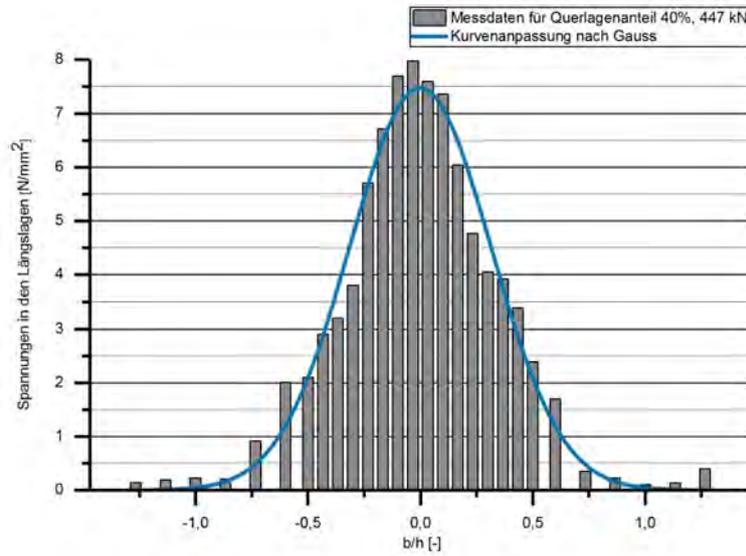


Abbildung B.12: Spannungen in den Längslagen, Querlagenanteil 40 %, Laststufe 3

C Formschlüssige Verbindungen

C.1 Details ausgewählter Verbindungstypen

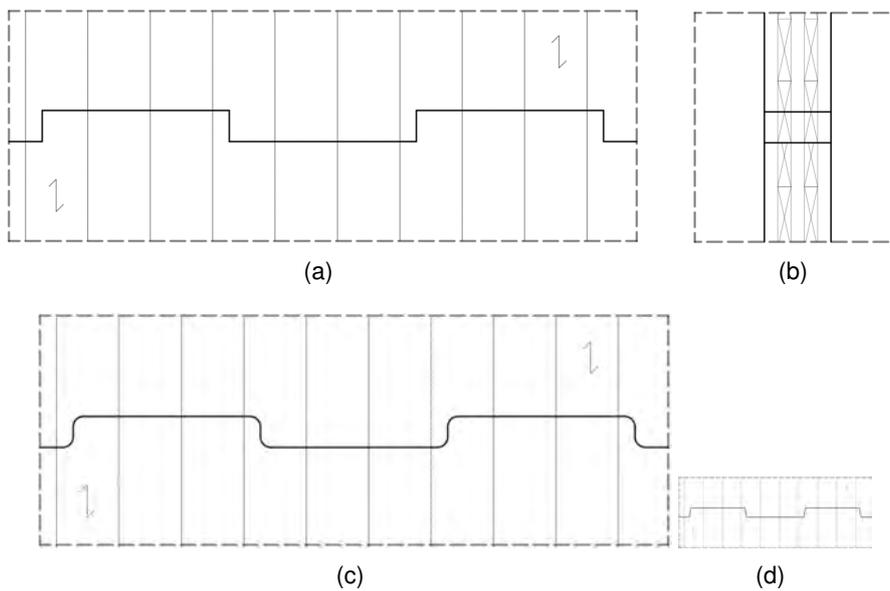


Abbildung C.13: direkte Wand-Wand-Verbindung; Ansichten und Vertikalschnitt

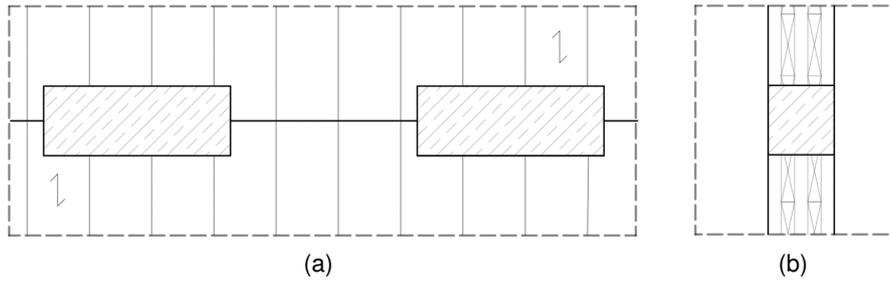


Abbildung C.14: indirekte Wand-Wand-Verbindung, hier Beton-Verbindungsfeder; Ansicht und Vertikalschnitt

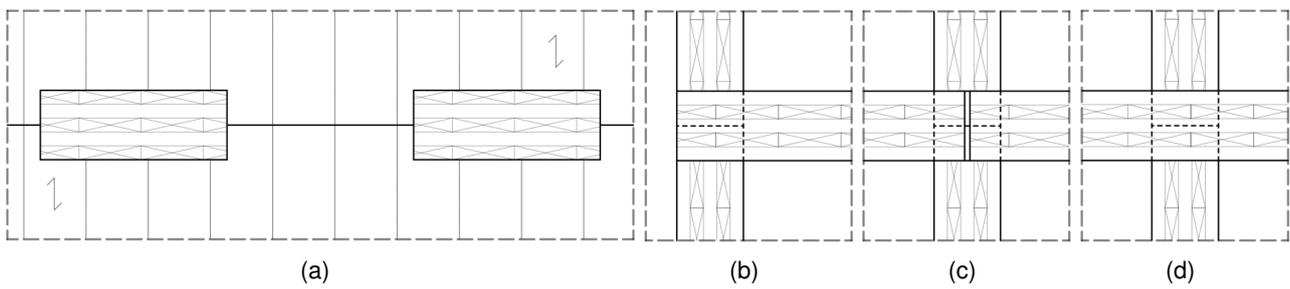


Abbildung C.15: indirekte Wand-Wand-Verbindung ausschließlich aus BSP, Ansicht und Vertikalschnitte

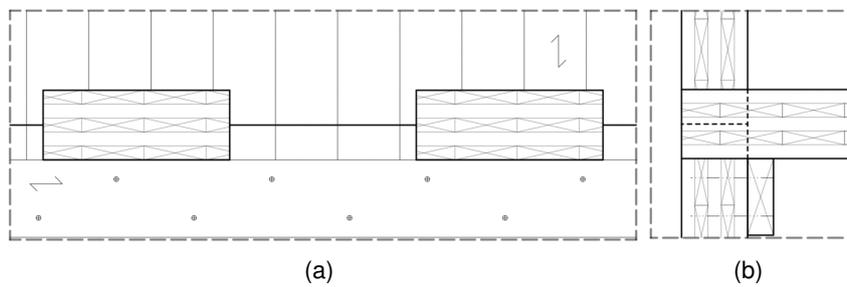


Abbildung C.16: indirekte Wand-Wand-Verbindung ausschließlich aus BSP, hier mit Auflagerholz für eine anschließende Decke dargestellt; Ansicht und Vertikalschnitt

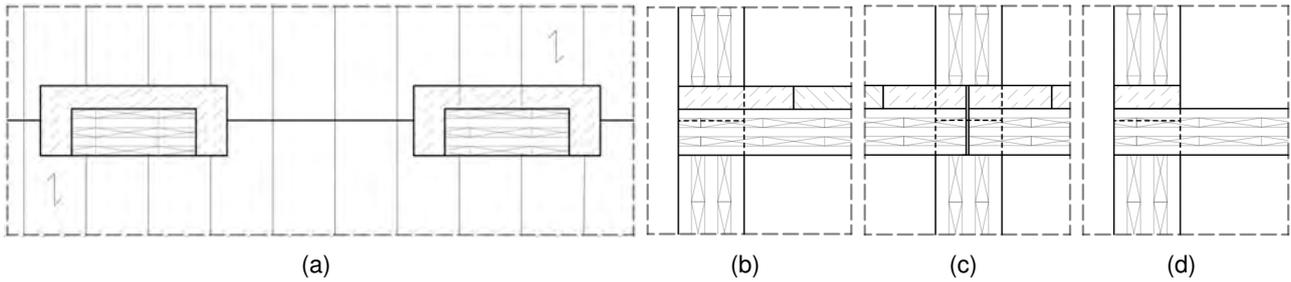


Abbildung C.17: indirekte Wand-Wand-Verbindung mit HBV-Decke bzw. Zackenverguss; Ansicht und Vertikalschnitte

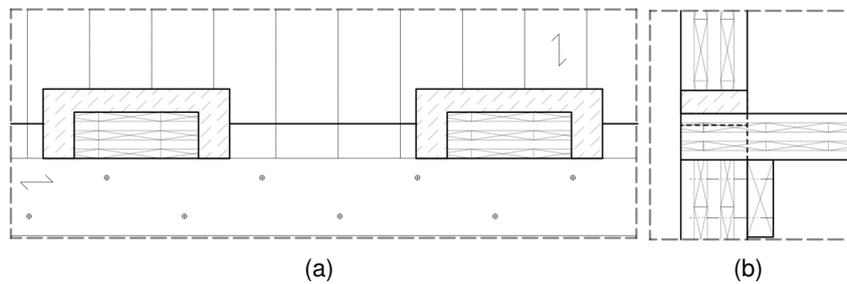


Abbildung C.18: indirekte Wand-Wand-Verbindung mit Auflagerholz und HBV-Decke / Zackenverguss, Ansicht und Vertikalschnitte

C.2 Finite Elemente Modellierung

C.2.1 Materialmodell



(a) Querlagen

(b) Längslagen

Abbildung C.19: Materialdefinition in REFEM

C.2.2 Übersicht der untersuchten Parameter

$l_z[m]$	l_z/h_z
0,32	16,0 / 10,7 / 8,0 / 5,3 / 4,0 / 2,7 / 2,0
0,48	24,0 / 16,0 / 12,0 / 10,7 / 8,0 / 6,0 / 5,3 / 4,8 / 4,00 / 2,7 / 2,0
0,64	32,0 / 16,0 / 10,7 / 8,0 / 6,4 / 5,3 / 4,0 / 2,7 / 2,00

Tabelle 1: untersuchte Geometrien bei SSVK-BSP

$l_z[m]$	l_z/h_z	Fugenlage
0,16	8,0 / 5,3 / 4,0 / 2,7 / 2,0 / 1,6 / 1,3 / 1,1 / 1,0	L1 / L2 / Q1 / Q2 / Q3
0,32	8,0 / 5,3 / 4,0 / 2,7	L1 / L2 / Q1 / Q3

Tabelle 2: untersuchte Geometrien bei NSSVK-BSP und variierender Fugenlage

$l_z[m]$	l_z/h_z	$\delta[^\circ]$	$Q[\%]$
0,32	5,3	0 / 5 / 10 / 15 / 20	10 / 20 / 40 / 50
0,48	5,3	0 / 5 / 10 / 15 / 20	
0,64	5,3	0 / 5 / 10 / 15 / 20	

Tabelle 3: untersuchte Geometrien bei SSVK-BSP mit δ geneigten Zackenflanken, sowie variierendem Querlagenanteil Q

C.3 Bauteilversuche

C.3.1 Zeichnungen der Versuchskörper

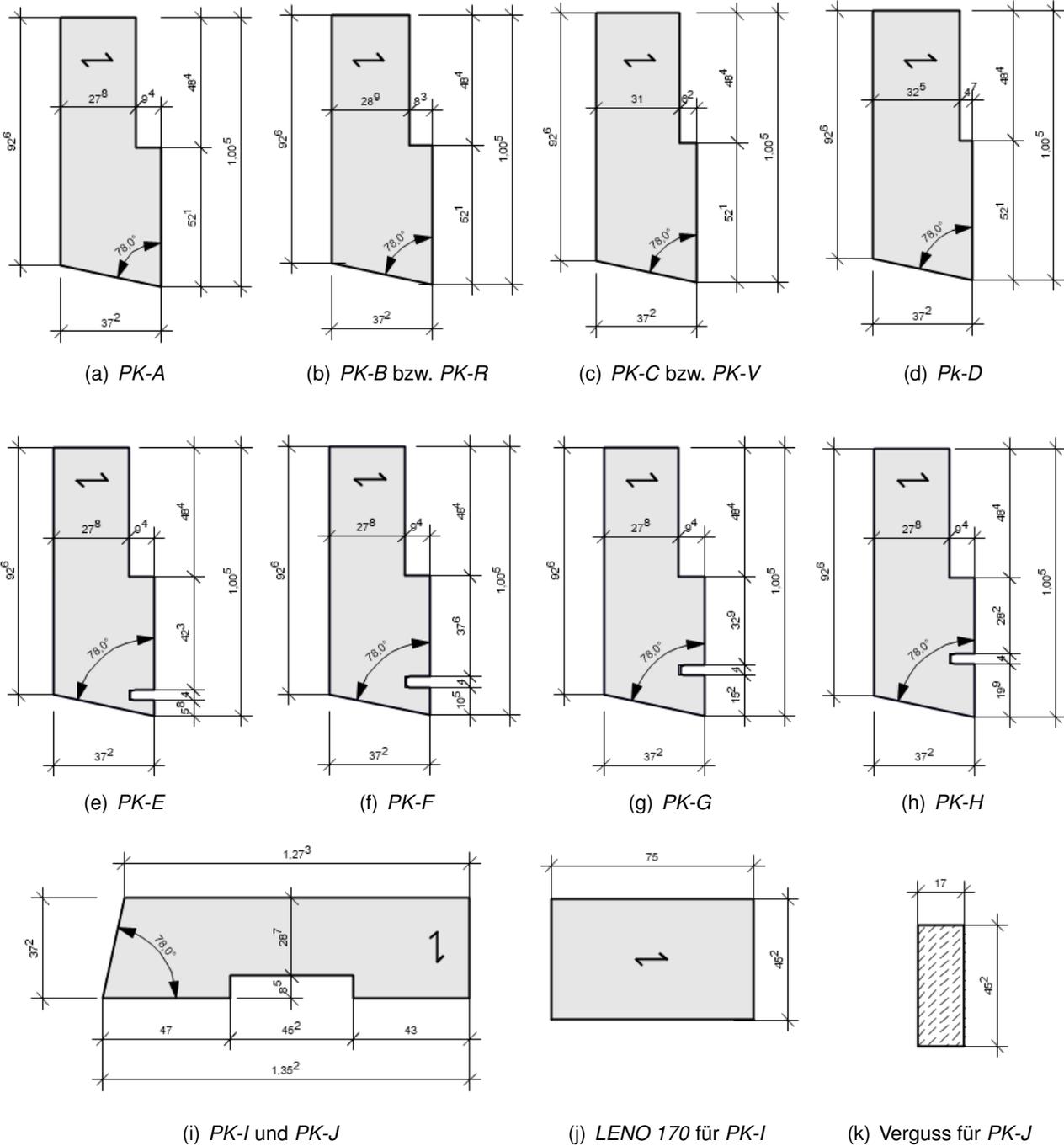


Abbildung C.20: bemaßte Prüfkörperteile, alles *LENO-150* bis auf die Federn bei *PK-I* und *PK-J*; *PK-R* nicht dargestellt, wie *PK-B* nur ausgerundete Zacke

C.3.2 Versuchsaufbau

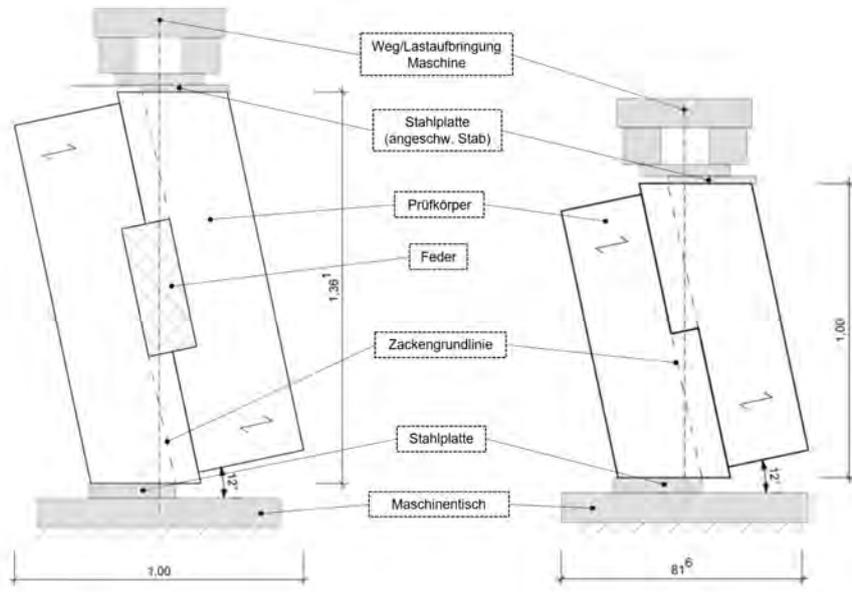


Abbildung C.21: Versuchsaufbau

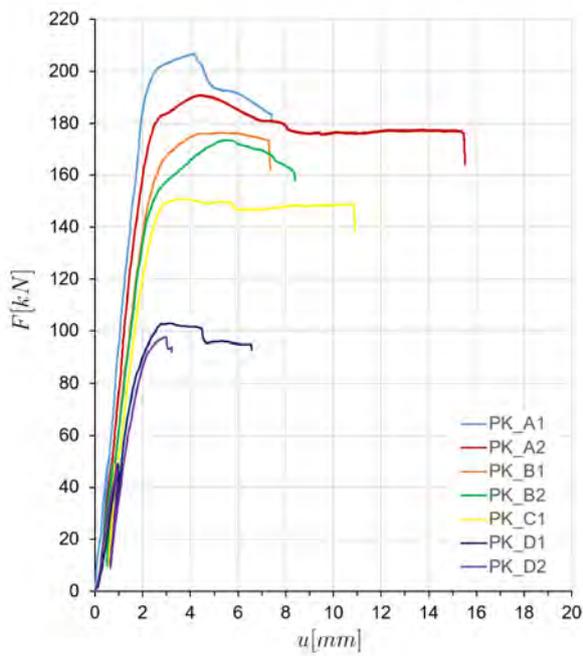
C.3.3 Holzfeuchtemessung

	PK	HF[%]	HF _{mean} [%]
VR-1	PK-A1	12,0	10,8 (Varianz: 0,87)
	PK-A2	10,4	
	PK-B1	9,7	
	PK-B2	12,6	
	PK-C1	9,7	
	PK-D1	10,4	
	PK-D2	10,9	
VR-2	PK-C3	11,0	10,6 (Varianz: 0,23)
	PK-D3	10,0	
	PK-R1	10,1	
	PK-R2	10,8	
	PK-R3	10,2	
	PK-F	10,7	
	PK-H	10,4	
	PK-I	11,5	

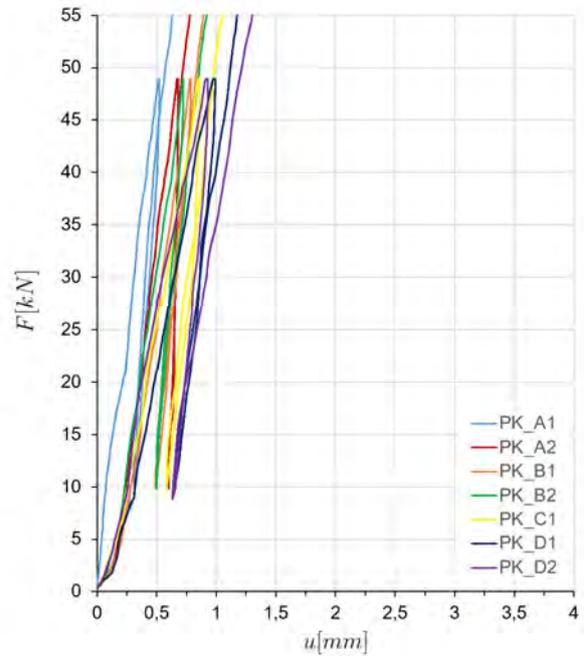
Tabelle 4: Holzfeuchtemessungen an ausgewählten Probekörpern der beiden Versuchsreihen



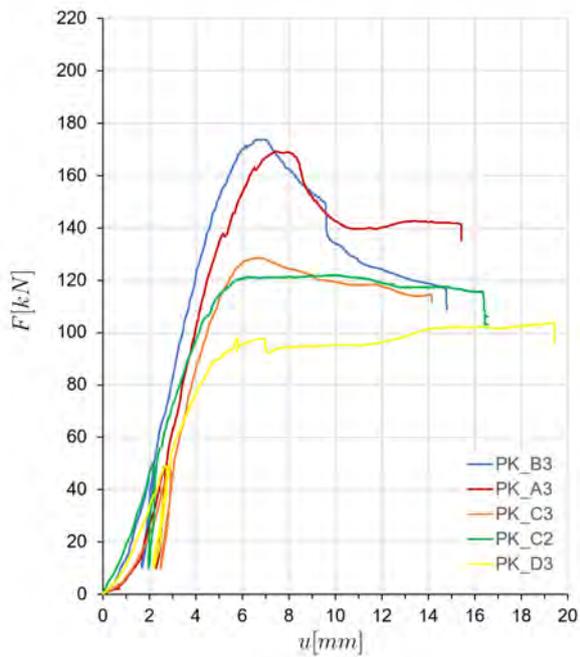
C.3.4 Last-Verschiebungsdiagramme



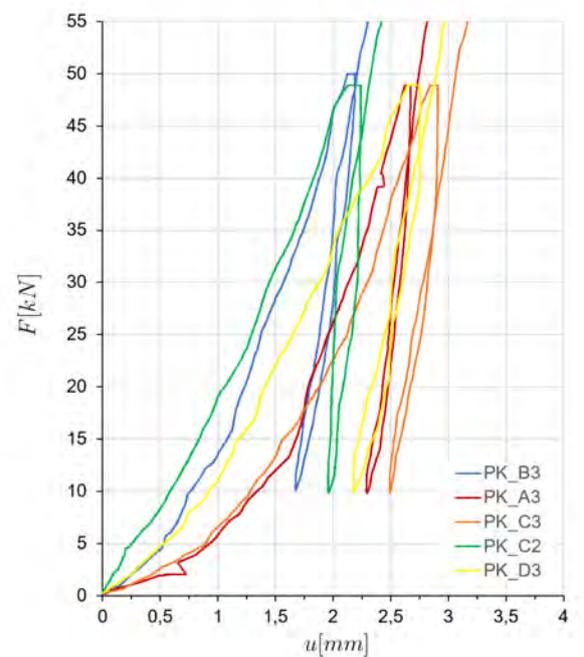
(a) gesamte Prüfung; VR-1



(b) Ausschnitt bis 55kN, bzw. 4mm; VR-1

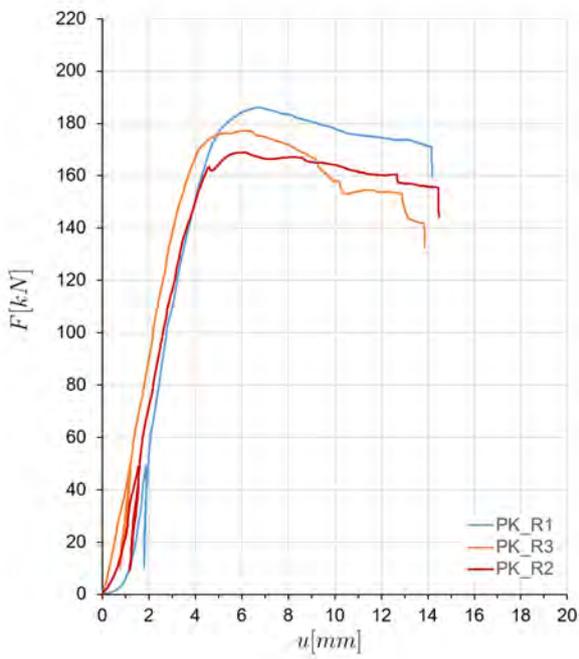


(c) gesamte Prüfung; VR-2

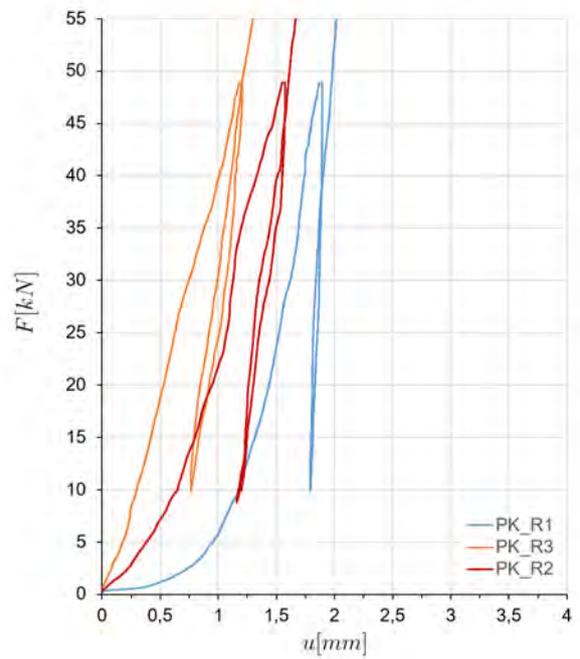


(d) Ausschnitt bis 55kN, bzw. 4mm; VR-2

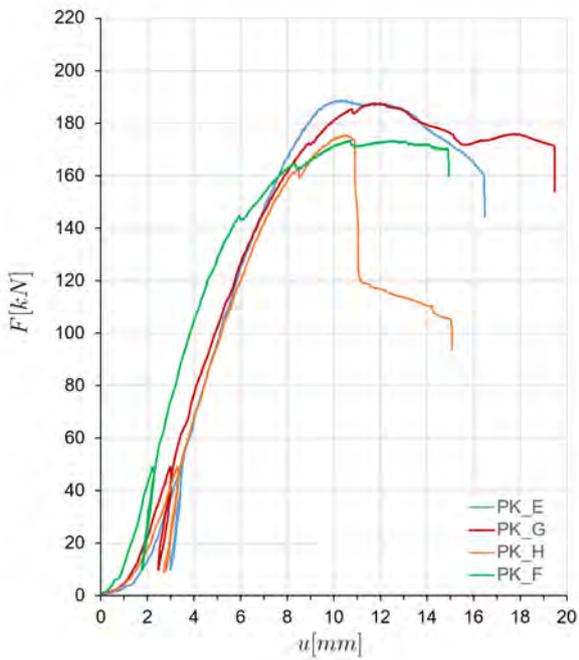
Abbildung C.22: Lastverschiebungsdiagramme der Prüfkörper A, B, C und D, geliedert nach VR-1 und VR-2



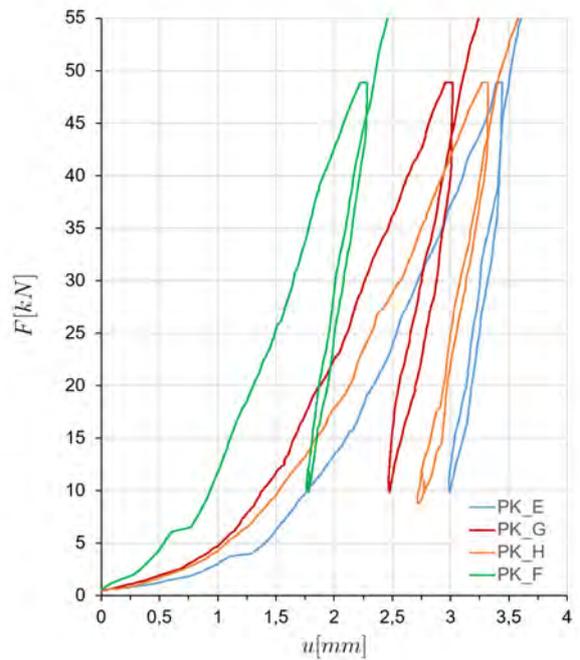
(a) gesamte Prüfung



(b) Ausschnitt bis 55kN, bzw. 4mm; VR-1

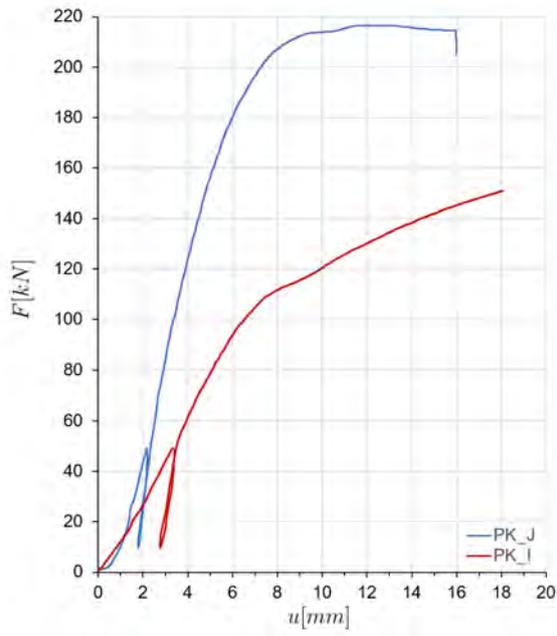


(c) gesamte Prüfung

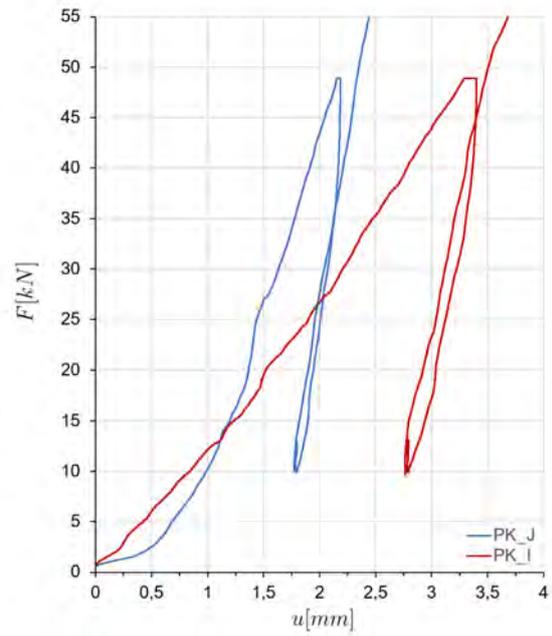


(d) Ausschnitt bis 55kN, bzw. 4mm; VR-2

Abbildung C.23: Lastverschiebungsdiagramme der Prüfkörper R, E, F, G und H, aus VR-2

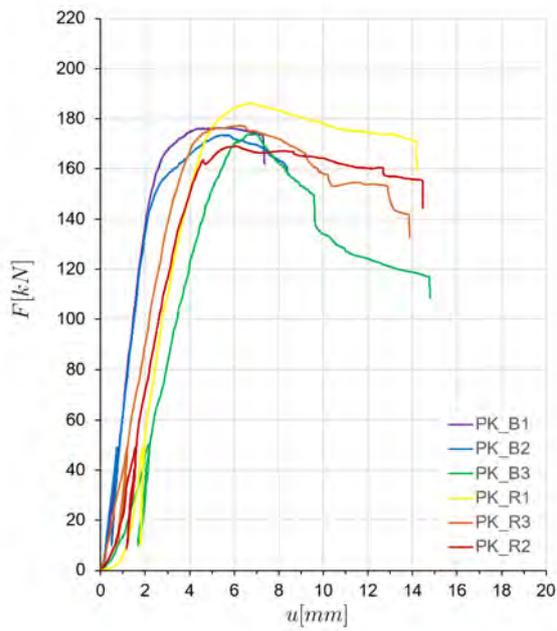


(a) gesamte Prüfung

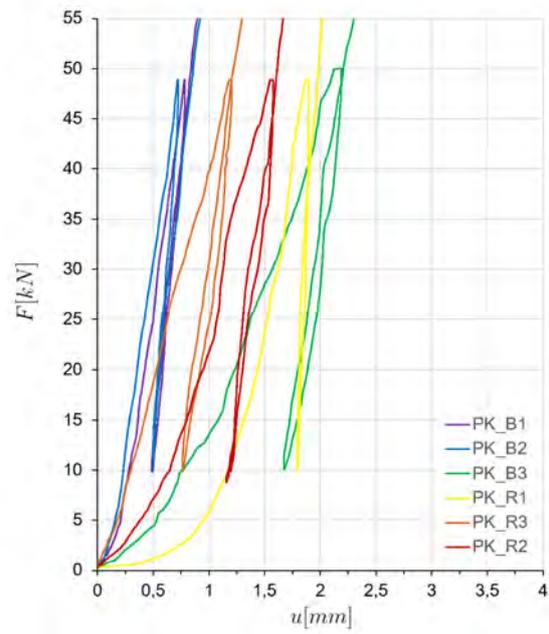


(b) Ausschnitt bis 55kN, bzw. 4mm; VR-1

Abbildung C.24: Lastverschiebungsdiagramme von *PK-I* und *PK-J* aus *VR-2*



(a) gesamte Prüfung



(b) Ausschnitt bis 55kN, bzw. 4mm; VR-2

Abbildung C.25: Lastverschiebungsdiagramme von *PK* der Art *B* und *R* aus *VR-1* und *VR-2*

C.3.5 Tabellen

	PK	$h_z[m]$	$l_z[m]$	l_z/h_z	$F_{max}[kN]$	$K_{vb,ver}[\frac{kN}{mm}]$	$k_{vb,ver}[\frac{kN}{mm \cdot m}]$
VR-1	A1	0,094	0,5	5,3	206,77	80,72	80,72
	A2	0,094	0,50	5,3	190,88	82,29	82,29
	B1	0,083	0,50	6,0	176,36	71,24	71,24
	B2	0,083	0,50	6,0	173,51	72,84	72,84
	C1	0,062	0,50	8,1	150,74	59,76	59,76
	D1	0,047	0,50	10,6	102,90	54,43	54,43
	D2	0,047	0,50	10,6	97,70	54,53	54,53
VR-2	A3	0,094	0,5	5,3	169,26	29,50	29,50
	B3	0,083	0,50	6,0	170,00	26,84	26,84
	C2	0,062	0,50	8,1	121,96	23,22	23,22
	C3	0,062	0,50	8,1	128,56	23,41	23,41
	D3	0,047	0,50	10,6	103,57	21,20	21,20
	R1	0,083	0,50	6,0	186,15	52,77	52,77
	R2	0,083	0,50	6,0	168,93	40,44	40,44
	R3	0,083	0,50	6,0	177,21	41,69	41,69
	E	0,094	0,42	4,5	188,74	22,54	26,65
	F	0,094	0,38	4,0	173,34	28,35	37,70
	G	0,094	0,33	3,5	187,56	23,25	35,33
H	0,094	0,28	3,0	175,37	20,93	37,10	
	I	0,085	0,45	5,3	110,00	14,98	16,57
	J	0,085	0,45	5,3	216,56	31,50	34,85

Tabelle 5: Maximalkraft und Verbindungssteifigkeit, sowie Ersatzfederkonstante der geprüften Verbindungen

PK	h_z [m]	l_z [m]	l_z/h_z	F_{max} [kN]	$R_{c,0,k}$ [kN]	$\eta_{c,0,k}$	$R_{v,k,Brett}$ [kN]	$\eta_{v,k,Brett}$	$R_{v,netto,k}$ [kN]	$\eta_{v,netto,k}$
A1	0,094	0,50	5,3	206,77	94,75	2,18	96,00	2,15	132,00	1,57
A2	0,094	0,50	5,3	190,88	94,75	2,01	96,00	1,99	132,00	1,45
A3	0,094	0,50	5,3	169,26	94,75	1,79	96,00	1,76	132,00	1,28
B1	0,083	0,50	6,0	176,36	83,66	2,11	96,00	1,84	132,00	1,34
B2	0,083	0,50	6,0	173,51	83,66	2,07	96,00	1,81	132,00	1,31
B3	0,083	0,50	6,0	170,00	83,66	2,03	96,00	1,77	132,00	1,29
C1	0,062	0,50	8,1	150,74	62,50	2,41	96,00	1,57	132,00	1,14
C2	0,062	0,50	8,1	121,96	62,50	1,95	96,00	1,27	132,00	0,92
C3	0,062	0,50	8,1	128,56	62,50	2,06	96,00	1,34	132,00	0,97
D1	0,047	0,50	10,6	102,90	47,38	2,17	96,00	1,07	132,00	0,78
D2	0,047	0,50	10,6	97,70	47,38	2,06	96,00	1,02	132,00	0,74
D3	0,047	0,50	10,6	103,57	47,38	2,19	96,00	1,08	132,00	0,78
R1	0,083	0,50	6,0	186,15	83,66	2,22	96,00	1,94	132,00	1,41
R2	0,083	0,50	6,0	168,93	83,66	2,02	96,00	1,76	132,00	1,28
R3	0,083	0,50	6,0	177,21	83,66	2,12	96,00	1,85	132,00	1,34
E	0,094	0,42	4,5	188,74	94,75	1,99	81,22	2,32	111,67	1,69
F	0,094	0,38	4,0	173,34	94,75	1,83	72,19	2,40	99,26	1,75
G	0,094	0,33	3,5	187,56	94,75	1,98	63,17	2,97	86,86	2,16
H	0,094	0,28	3,0	175,37	94,75	1,85	54,14	3,24	74,45	2,36
I	0,085	0,45	5,3	110,00	34,27	3,21	86,78	1,27	119,33	0,92
J	0,085	0,45	5,3	216,56	85,68	2,53	86,78	2,50	119,33	1,81
PK	h_z [m]	l_z [m]	l_z/h_z	F_{max} [kN]	$R_{c,0,k}$ [kN]	$\eta_{c,0,k}$	$R_{v,k,Brett}$ [kN]	$\eta_{v,k,Brett}$	$R_{v,netto,k}$ [kN]	$\eta_{v,netto,k}$

Tabelle 6: Vergleich der im Versuch ermittelten maximal Kraft mit den Widerständen, nach ??, nur Längsdruck- und schub-, sowie Nettoschub-Widerstand aufgeführt