

Stefan Loebus, Stefan Winter

**Zweiachsige Tragwirkung bei Holz-
Beton-Verbundkonstruktionen –
Entwicklung von Bemessungsverfahren
und Konstruktionsdetails für zwei-
achsige Lastabtragung bei der Holz-
Beton-Verbundbauweise**

F 3022

Bei dieser Veröffentlichung handelt es sich um die Kopie des Abschlussberichtes einer vom Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung (BBSR) im Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung (BBR) im Rahmen der Forschungsinitiative »Zukunft Bau« geförderten Forschungsarbeit. Die in dieser Forschungsarbeit enthaltenen Darstellungen und Empfehlungen geben die fachlichen Auffassungen der Verfasser wieder. Diese werden hier unverändert wiedergegeben, sie geben nicht unbedingt die Meinung des Zuwendungsgebers oder des Herausgebers wieder.

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die Originalmanuskripte wurden reprototechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprototechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

© by Fraunhofer IRB Verlag

2017

ISBN 978-3-7388-0053-1

Vervielfältigung, auch auszugsweise,
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69

70504 Stuttgart

Nobelstraße 12

70569 Stuttgart

Telefon 07 11 9 70 - 25 00

Telefax 07 11 9 70 - 25 08

E-Mail irb@irb.fraunhofer.de

www.baufachinformation.de

www.irb.fraunhofer.de/tauforschung



Abschlussbericht:

Zweiachsige Tragwirkung bei Holz-Beton-Verbundkonstruktionen - Entwicklung von Bemessungsverfahren und Konstruktionsdetails für zweiachsige Lastabtragung bei der Holz-Beton-Verbundbauweise

Bearbeiter:

Dipl.-Ing. Stefan Loebus

Lehrstuhl:

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

Laufzeit:

April 2014 bis März 2017

gefördert durch:

Forschungsinitiative Zukunft Bau
Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung
Deichmanns Aue 31-37
52179 Bonn
Deutschland

Mayr-Melnhof Holz
Turmgasse 67
8700 Leoben
Österreich



Der Forschungsbericht wurde mit Mitteln der Forschungsinitiative Zukunft Bau des Bundesinstitutes für Bau-, Stadt- und Raumforschung gefördert.
(Aktenzeichen: II 3-F20-12-1-032 / SWD - 10.08.18.7.-13.17)
Die Verantwortung für den Inhalt des Berichtes liegt beim Autor.

Kurzbeschreibung

Ziel des Vorhabens war es, die grundsätzliche Eignung und Anwendbarkeit der Holz-Beton-Verbundbauweise mit zweiachsiger Tragwirkung nachzuweisen. Zu diesem Zweck wurden verschiedene Untersuchungen an Schubverbindungsmitteln, Platten und Plattenausschnitten sowie Stoßkonstruktionen durchgeführt. Das Tragverhalten wurde sowohl in experimentellen Untersuchungen, als auch mittels FEM-Simulationen und statischen Federmodellen untersucht. Eine auf die zweiachsige Tragwirkung angepasste Konstruktion wurde entwickelt.

Um die zweiachsige Tragwirkung auf der Holzseite herzustellen, wurde Brettsperrholz verwendet. Als Schubverbindungsmittel wurden die Kerbe und die geneigte Schraube untersucht. Für beide Verbindungsmitteltypen konnten Konstruktionslösungen im zweiachsigen Spannungsfeld und im Zusammenwirken mit Brettsperrholz erarbeitet werden.

Das Zusammenwirken der Komponenten Brettsperrholz, Beton und Schubverbindungsmittel wurde in einem Bauteilversuch und einer begleitenden FEM-Simulation untersucht. Es konnte eine gute Kraftaufnahme der beiden Tragachsen und folglich die zweiachsige Tragwirkung nachgewiesen werden. Ferner wurde das Drillverhalten und dessen Anteil an der Gesamttragwirkung untersucht und der Einfluss einzelner Materialparameter auf das Gesamttragverhalten bestimmt.

Durch die elementweise Herstellung des Brettsperrholzes ergibt sich die Notwendigkeit eines kraftschlüssigen Elementstoßes. Hierzu wurden verschiedene Verbindungstypen untersucht. Mit eingeklebten Bewehrungsstäben konnte eine Konstruktion entwickelt werden, die die Anforderung an einen geringen Steifigkeitsverlust in der Stoßfuge erfüllt.

Abstract

This project deals with investigations on the load-bearing behavior of two-way spanning timber-concrete-composite slabs. To this aim, different examinations on shear connectors, slabs and slab sections, as well as on force-fitting element joints were realized. The examinations contain experimental tests of different scale, FEM-simulations and static spring-models. A construction adapted to the two-way spanning load-bearing behavior was developed.

Cross-laminated-timber was selected for the timber layer, as it is capable of bearing load biaxially. Two shear connectors, for which the load bearing behavior in uniaxial timber-concrete-composite systems is well known, were examined in a two-way spanning system: Fully threaded screws applied at an angle of 45° and rectangular notches. For both connections adequate construction guidelines in the given biaxial stress field and in combination with cross-laminated-timber were developed.

The composite action of the components cross-laminated-timber, concrete and shear connector was evaluated in different scale, accompanied by FEM-Simulations. The results show both axis attract load, demonstrating a clear biaxial load-bearing behavior. Further, the torsion and its proportion on the overall load-bearing behavior as well as the influence of individual material parameters were determined.

As transportation and production limit the elements size of cross-laminated-timber, a force-fitting element joint is necessary to activate the biaxial load-bearing capacity. Different connection types were compared. With glued-in reinforcement bars, a connection was developed, which meets both requirements of stiffness and practical buildability.

Vorwort

Das Forschungsvorhaben wurde mit Mitteln der Forschungsinitiative Zukunft Bau des Bundesinstitutes für Bau-, Stadt- und Raumforschung und Unterstützung der Firma Mayr-Melnhof Holz Richen GmbH durchgeführt. Wir danken den Förderern für die Unterstützung und die Hilfe bei der Durchführung der Arbeiten recht herzlich.

Besonderer Dank gilt:

- allen Teilnehmern des projektbegleitenden Ausschusses für ebenso fachliche Diskussionsbeiträge und hilfreiche Anregungen,
- Herrn Dr.-Ing. Norbert Burger als Ideengeber dieses Forschungsvorhabens,
- Herrn DI Thomas Lierzer und der Mayr-Melnhof Holz Richen GmbH sowie der MMK Holz-Beton-Fertigteile GmbH für die Bereitstellung der Brettsperrholzelemente,
- Herrn Frank Puchler und der Firma Adolf Würth GmbH & Co. KG für die Bereitstellung und Lieferung von Vollgewindeschrauben,
- der Firma Ulrich Lübbert Warenhandel GmbH & Co. KG für die Bereitstellung und Lieferung von Klebstoff,
- der Firma Heidelberger Beton GmbH für die vergünstigte Bereitstellung und Lieferung des Betons,
- den Herren Dr.-Ing Michael Merk, Armin Lachmann, Klaus Zentner und allen anderen projektbeteiligten Mitarbeitern der MPA Bau der TU München für die Unterstützung bei der Herstellung der Versuchskörper und die Durchführung der Versuche,
- Herrn Markus Lechner M.Sc. für den umfangreichen fachlichen und handwerklichen Beitrag zu dieser Arbeit sowie allen weiteren wissenschaftlichen Hilfskräften und Studenten für ihre tatkräftige Mitwirkung.

Inhaltsverzeichnis

Kurzbeschreibung	III
Abstract	IV
Vorwort	V
1 Einleitung	1
1.1 Anlass	1
1.2 Holz-Beton-Verbund	1
1.3 Brettsperrholz	3
1.4 Nachgiebiger Verbund	4
1.5 Berechnungsverfahren	5
1.6 Zweiachsiges Tragverhalten	5
1.7 Ziele und Umsetzung	8
1.8 Eingrenzung der Plattenkonfiguration	9
1.9 Bezeichnungen	10
2 Schubverbindungsmittel	14
2.1 Einleitung	14
2.2 Kerbe	14
2.2.1 Im einachsig tragenden System mit Voll- und Brettschichtholzlagen	14
2.2.2 Im zweiachsig tragenden System mit Brettsperrholz	15
2.2.2.1 Einleitung	15
2.2.2.2 Kerbe Typ 1	16
2.2.2.3 Kerbe Typ 2	17
2.2.2.4 Kerbe Typ 1b und 3	18
2.2.3 Experimentelle Untersuchungen	18
2.2.3.1 Einleitung	18
2.2.3.2 Aufbau	19
2.2.3.3 Materialeigenschaften	20
2.2.3.4 Prüfkörperkonfiguration	21
2.2.3.5 Ergebnis	21
2.2.4 FEM-Simulation	23
2.2.4.1 Einleitung	23
2.2.4.2 Aufbau	23
2.2.4.3 Ergebnisparameter	24
2.2.4.4 Ergebnis Kerbe Typ 1	25
2.2.4.5 Ergebnis Kerbe Typ 2	26
2.2.4.6 Ergebnis Kerbe Typ 1b und 3	28
2.2.4.7 Vergleich der Kerbentypen	29
2.2.5 Fazit	30
2.2.6 Anordnung der Kerben in der Platte	30

2.3	Schraube	31
2.3.1	Einleitung	31
2.3.2	Im einachsig tragenden System	32
2.3.2.1	Axiale Beanspruchung	32
2.3.2.2	Laterale Beanspruchung	33
2.3.2.3	Vergleich	34
2.3.3	Im zweiachsig tragenden System (Schraube Typ 1)	34
2.3.3.1	Im zweiachsig wirkenden Schubspannungsfeld	34
2.3.3.2	Tragfähigkeit	38
2.3.3.3	Verschiebungsmodul	39
2.3.4	Experimentelle Untersuchungen an der Schraubenverbindung	42
2.3.4.1	Aufbau und Materialeigenschaften	42
2.3.4.2	Prüfkörperkonfiguration	42
2.3.4.3	Ergebnis	42
2.3.5	Vergleich	44
2.3.6	Anordnung der Schrauben in einer Platte	44
3	Experimentelle Betrachtung des Drilltragverhaltens	47
3.1	Einleitung	47
3.2	Theoretisches Modell	47
3.3	Versuchsaufbau	48
3.4	Materialeigenschaften	51
3.5	Versuchsergebnisse	51
3.5.1	Untersuchung Durchsenkung w_z	53
3.5.2	Drillsteifigkeit B_{xy}	55
3.6	Fazit	56
4	Gesamttragverhalten	57
4.1	Einleitung	57
4.2	Experimentelle Untersuchungen	57
4.2.1	Versuchsaufbau	57
4.2.2	Prüfkörper	59
4.2.2.1	Aufbau	59
4.2.2.2	Kervenanordnung	59
4.2.2.3	Schraubenanordnung	61
4.2.2.4	Materialeigenschaften	62
4.2.3	Messpunkte	63
4.2.4	Versuchsergebnis	63
4.2.4.1	Einleitung	63
4.2.4.2	Betonversagen	64
4.2.4.3	Brettsperrholzversagen	65
4.2.4.4	Gesamtverformung	66
4.2.4.5	Aufweiten der Querschnittshöhe	68
4.2.4.6	Relativverschiebung Beton - Brettsperrholz	70
4.2.4.7	Dehnung an der Oberfläche	72

4.3	FEM-Simulation	74
4.3.1	Modellgrundlage	74
4.3.2	Material	75
4.3.3	Modelle	75
4.3.3.1	Detailliertes Volumenmodell (Kerbe)	75
4.3.3.2	Vereinfachtes Volumenmodell (Schraube)	77
4.3.3.3	Vergleich der Modelle	79
4.3.4	Simulationsergebnis	80
4.3.4.1	Gesamtverformung	80
4.3.4.2	Auflagerkräfte	83
4.3.4.3	Drillverhalten	84
4.3.4.4	Schubspannungen	84
4.3.4.5	Normalspannung	89
4.3.4.6	Parameterstudie	90
4.3.5	Vergleich der FEM-Modelle mit den Versuchsergebnissen	97
4.4	Fazit	98
5	Kraftschlüssiger Elementstoß	99
5.1	Einleitung	99
5.2	Verbindung durch geneigte Vollgewindeschrauben	101
5.3	Schraubenpressklebung	105
5.4	Verbindung mit eingeklebten Bewehrungsstäben	108
5.4.1	Verbindungssteifigkeit	108
5.4.2	Tragfähigkeit von ins Holz eingeklebten Stahlstäben	109
5.4.2.1	Beanspruchung senkrecht zur Stabachse	109
5.4.2.2	Beanspruchung parallel zur Stabachse	110
5.4.2.3	Eingeklebte Stahlstäbe bei kombinierter Beanspruchung	111
5.4.3	Tragfähigkeit hakenförmiger Rippenstähle in Beton	111
5.4.3.1	Verbundtragfähigkeit	112
5.4.3.2	Verankerungslänge	113
5.4.4	Experimentelle Untersuchungen	114
5.4.4.1	Versuchskonfiguration	114
5.4.4.2	Prüfkörperaufbau	115
5.4.4.3	Materialeigenschaften	118
5.4.4.4	Herstellung der Elementstoßverbindung	119
5.4.5	Ergebnis der experimentellen Untersuchungen	120
5.4.5.1	Versagensmechanismen	120
5.4.5.2	Horizontale Längenänderung in Feldmitte	121
5.4.5.3	Durchbiegung	122
5.5	Fazit	124
6	Potentiale des zweiachsig tragenden Systems im Vergleich zur einachsigen Tragwirkung	126
6.1	Einleitung	126
6.2	Material	126

6.3	Einwirkungen	127
6.4	Durchbiegung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	129
6.5	Berechnungsmodell	129
6.5.1	Allgemein	129
6.5.2	Modellierung der Kerne	129
6.5.3	Modellierung der Schraube	131
6.5.4	Modellierung des kraftschlüssigen Elementstoßes	131
6.6	Berechnungsergebnis	132
6.7	Einfluss des Stützweitenverhältnisses	136
7	Zusammenfassung	138
8	Ausblick	141
Anhang		142
A	Versuche	142
A.1	Betonkennwerte aller Versuche	142
A.2	Schubversuche	144
A.2.1	Prüfkörperaufbau	144
A.2.2	Holzfeuchte	147
A.2.3	Last-Verformungskurve	148
A.3	Drillversuche	149
A.3.1	Prüfkörperaufbau	149
A.3.2	Holzfeuchte	153
A.3.3	Rissbild	155
A.4	Gesamtplattenversuche	155
A.4.1	Prüfkörperaufbau	155
A.4.2	Holzfeuchte	158
A.4.3	Rissbild	160
A.5	Elementstoßversuche	162
A.5.1	Prüfkörperaufbau	162
A.5.2	Holzfeuchte	164
A.5.3	Bewehrungsstab	165
	Abbildungsverzeichnis	172
	Tabellenverzeichnis	174
	Literaturverzeichnis	175

1 Einleitung

1.1 Anlass

Mit der Holz-Beton-Verbundbauweise existiert ein System mit einer guten Kombination aus Tragfähigkeit, Schallschutz und Brandschutz, welches in der Renovierung und dem modernen mehrgeschossigen Holzbau zu Einsatz kommt. Aktuell ist diese Bauweise auf einachsig lastabtragende Systeme begrenzt. Mit dem Brettsperrholz sind große flächige Holztragwerke mit zweiachsigen Lastabtragpotential verfügbar. Die Vorteile beider Bauweisen werden in dem vorgestellten System kombiniert.

1.2 Holz-Beton-Verbund

In der Holz-Beton-Verbundbauweise besteht die obere Lage aus Beton und die untere Lage aus Holz. Die beiden Materialien werden mit Schubbindungsmitteln möglichst steif verbunden. In der Regel wird die Bauweise als Einfeldträger ausgeführt. Daraus ergibt sich eine einfache Biegebeanspruchung. Entsprechend der Materialeigenschaften befindet sich die Betonlage in der Druckzone und das Holz in der Zugzone. Je steifer der Verbund zwischen den beiden Materialien ist, um so geringer fällt eine lokale Biegebeanspruchung der einzelnen Lagen aus und folglich eine zu vermeidende Biegezugbeanspruchung des Betons. Der Beton wird als eine durchgängige Lage ausgeführt. Auf Seiten des Holzes kommen Vollholz- oder Brettschichtholzbalken, Brettstapel- oder Brettsperrholzdecken zum Einsatz. Für Holz-Beton-Verbundkonstruktionen gibt es inzwischen eine Vielzahl von Schubverbindern: Kopfbolzendübel, eingeklebte Lochbleche, Flachstahlschlösser, Schrauben, Kerfen, hinterschnittene Holzleisten, um nur einige zu nennen [Blaß 1993][Blaß u. a. 1995][Glaser 2005] In diesem Forschungsprojekt wurden zwei Verbindungsmitteltypen für die Untersuchungen näher betrachtet:

Kerfe Dieses linienförmige Verbindungsmittel kann kostengünstig durch Ausfräsung oder Aussparung ins Holz eingebracht werden. Im Vergleich zu den verfügbaren Schubbindungsmitteln ist die Kerfe sehr tragfähig und steif. Das Tragverhalten der Kerfe wurde in [Michelfelder 2006] umfangreich untersucht. Aktuelle Arbeiten von [Kudla 2015] beziehen sich auf normative Regelungen von Kerfenverbindungen. In Abbildung 1.1 ist exemplarisch eine einachsig tragende Brettstapel-Beton-Verbunddecke mit Kerfen dargestellt.

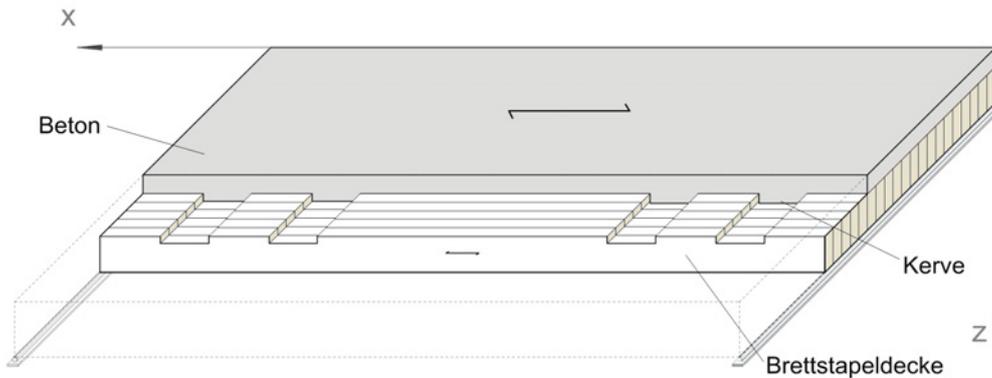


Abbildung 1.1: Einachsig tragende Brettstapel-Beton-Verbundplatte mit Kerfen als Schubverbinder

Schraube Die Schraube wird vorzugsweise geneigt in die Holz-Beton-Verbundkonstruktion eingebaut. [Küng 1987] weist eine deutliche Steigerung der Tragfähigkeit nach, wenn die Holzbauschraube geneigt anstatt senkrecht eingebracht wird. [Natterer u. Hoelt 1987] kamen zu dem gleichen Ergebnis und stellten den Verbund unter anderem durch 30° gegen die Horizontale geneigte Holzbauschrauben her. Mit einer Neigung von $\pm 45^\circ$ wird die maximale Steifigkeit dieser Verbindung erreicht [Blaß u. a. 1995].

Vorteilhaft gegenüber anderen Schubverbindern ist, dass bei diesen keine oder eine sehr geringe Beeinflussung der Tragwirkung der Holzbauteile z. B. durch Schlitz, Kerfen entstehen, exemplarisch dargestellt in Abbildung 1.2).

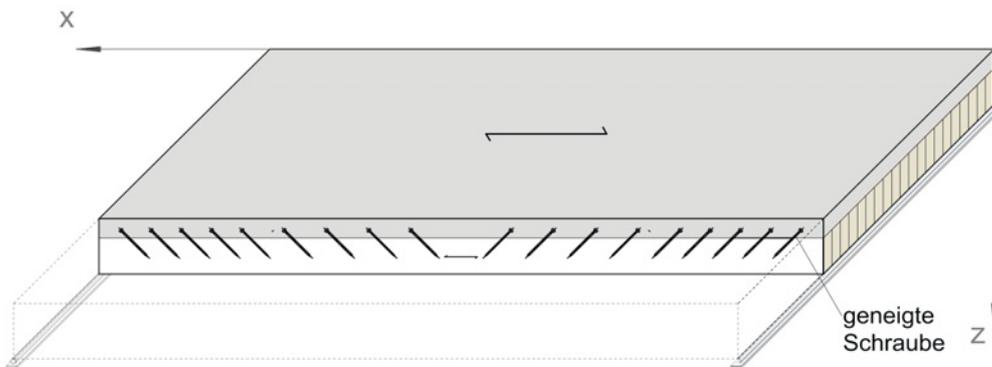


Abbildung 1.2: Einachsig tragende Brettstapel-Beton-Verbundplatte mit geneigten Schrauben als Schubverbinder

Dieses stiftförmige, punktuelle Verbindungsmittel wird unter anderem von der Firma Würth unter dem Produktnamen Assy Plus hergestellt. Für diese gibt es eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für Brettsperrholz-Beton-Verbundkonstruktionen [Z-9.1-648] und eine Europäische Technische Zulassung [ETA-13/0029]. Diese Schraube ist Gegenstand der in diesem Forschungsprojekt durchgeführten Untersuchungen.

1.3 Brettsperrholz

Brettsperrholz bezeichnet zweiachsig tragfähige Massivholzplatten, die aus einzelnen Brettern zusammengesetzt werden. Die Bretter werden parallel nebeneinander gelegt. Mehrere Brettlagen werden kreuzweise gestapelt und miteinander verleimt. (Eine Verdübelung oder Vernagelung ist ebenfalls möglich.) Die Leistungsmerkmale des Werkstoffs sind in [DIN EN 16351:2015-12] festgelegt.

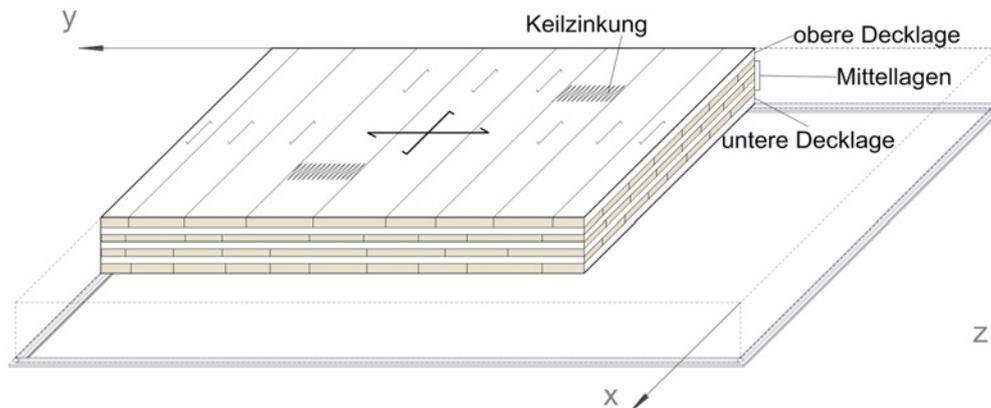


Abbildung 1.3: Zweiachsig tragende Brettsperrholzplatte

Der minimale Aufbau von Brettsperrholz besteht aus drei Lagen, den beiden parallelen Decklagen und einer dazu gedrehten Mittellage. Der Lagenaufbau kann dem Anwendungsfall angepasst werden. In der Regel werden im konstruktiven Ingenieurholzbau standardisierte Platten mit fünf oder sieben Lagen eingesetzt. Die Dicke der Bretter, $t_{BSP,i}$ beträgt 20, 30 oder 40 mm, wobei auch Doppellagen aus zwei parallel übereinander angeordneten Lagen möglich sind. Die Bretter werden über einen Keilzinkenstoß als Endloslamellen hergestellt. In den Decklagen wird durchgängig eine einheitliche Festigkeitsklasse, in der Regel C24 nach [DIN EN 338:2016-07], verwendet. In den Innenlagen ist ein Anteil von 10% mit geringerer Festigkeitsklasse, mindestens jedoch C16, zulässig (vgl. [ETA-09/0036]). Durch den kreuzweisen Lagenaufbau entsteht ein annähernd orthotroper Plattenwerkstoff mit einer besonderen Charakteristik: Der Rollschubbeanspruchung (Abbildung 1.4).

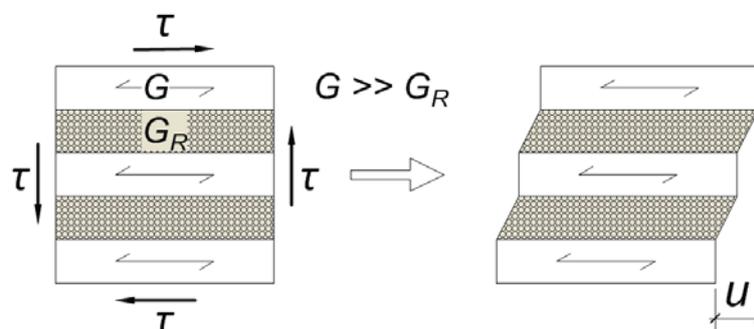


Abbildung 1.4: Rollschub im Brettsperrholz

Der Rollschubmodul von Nadelholz quer zur Faserrichtung beträgt mit $G_{R,mean} \approx 0,1 \cdot G_{mean}$ in etwa 10% des Schubmoduls in Faserrichtung [DIN EN 338:2016-07] [DIN 1052:2004-08]. Durch die schubweichen Querlagen wirkt Brettspertholz wie ein nachgiebig verbundener Aufbau. In Brettspertholz-Beton-Verbundkonstruktionen gilt es den Rollschub bei der Anwendung der Schubverbindungsmitel zu berücksichtigen.

Untersuchungen und Berechnungsvorschläge zur zweiachsigen Tragwirkung von Brettspertholz sind u.a. in [[Scholz 2003], [Mestek u. a. 2011] und [Wallner-Novak u. a. 2013] gegeben.

Das in diesem Forschungsprojekt verwendete Brettspertholz wurde von der Firma MayrMelnhof Holz zur Verfügung gestellt [ETA-09/0036].

1.4 Nachgiebiger Verbund

Sowohl bei Holz-Beton-Verbundbauteilen als auch bei Brettspertholzelementen werden verschiedene Baustoffe bzw. Bauteile nachträglich miteinander verbunden. Dies führt dazu, dass in Abhängigkeit der verwendeten Verbindungsmittel und der jeweiligen Randbedingungen das Tragverhalten durch einen unterschiedlich stark ausgeprägten nachgiebigen Verbund beeinflusst wird. Dieser muss bei der statischen Berechnung berücksichtigt werden. Die qualitativen Auswirkungen des nachgiebigen Verbundes auf die Längs- und Schubspannungsverteilung sind in Abbildung 1.5, an dem einfachen Beispiel zweier unterschiedlich miteinander verbundener Balken, dargestellt [Mestek u. Winter 2014].

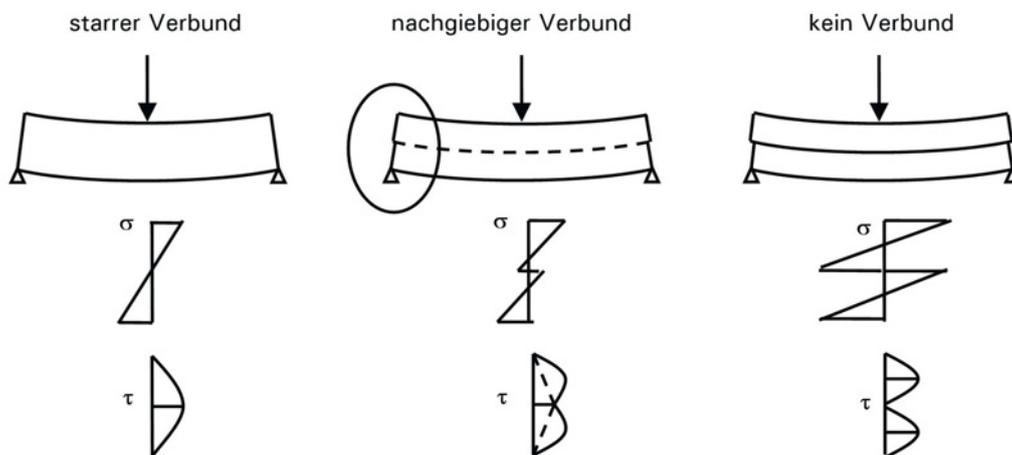


Abbildung 1.5: Nachgiebiger Verbund [Mestek u. Winter 2014]

Die Steifigkeit der Holz-Beton-Verbundkonstruktionen hängt neben den Materialeigenschaften der Einzelkomponenten Holz und Beton entscheidend von den Steifigkeitseigenschaften des Verbindungsmittels ab, quantifiziert in dem Verschiebungsmodul K . Ziel ist es, die Nachgiebigkeit weitestgehend zu minimieren und folglich einen hohen Verschiebungsmodul zu erreichen, um eine gute Verbundtragwirkung herzustellen.

1.5 Berechnungsverfahren

Die Grundlagen zur rechnerischen Erfassung nachgiebig verbundener Querschnitte liefert [Möler 1956]. Durch das von ihm entwickelte γ -Verfahren wird der nachgiebige Verbund durch eine Abminderung der Steineranteile des Flächenträgheitsmomentes berücksichtigt. Die Theorie wurde für die Berechnung von Sandwichpaneelen entwickelt und kann auf die Holz-Beton-Verbundbauweise übertragen werden.

[Kreuzinger u. Scholz 1999] stellt das Berechnungsmodell der Schubanalogie vor, welches die Berechnung von Bauteilen aus mehreren verbundenen Schichten unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit und Schubverformung ermöglicht. Wesentliches Merkmal dieser Methode ist die getrennte Betrachtung von lokalen und im Verbund wirkenden Traganteilen der einzelnen Schichten. Dieses Verfahren ist für stabförmige und flächige Bauteile anwendbar. Es wird in [Kreuzinger u. Scholz 2003] weiter ausgearbeitet und fand schließlich Eingang in die deutsche und europäische Holzbaunormung. [Scholz 2003] führt die Anwendung der Schubanalogie in der Praxis aus und erläutert die Anwendungsmöglichkeiten und -grenzen.

[Rautenstrauch u. a. 2001] stellen ein Stabwerksmodell zur Berechnung von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen unter Berücksichtigung diskontinuierlich angeordneter Schubverbindungsmitel vor. Das Stabwerksmodell nach Rautenstrauch modelliert die Beton- und die Holzkomponente eines Verbundträgers als Ober- und Untergurt eines durch Pendelstützen gekoppelten Vierendeelträgers. Die Verbindungsmitel werden durch die biegesteif an die Gurte angeschlossenen Kragarme modelliert, deren Biegesteifigkeit die Verbindungsmitelsteifigkeit abbildet.

In der vorliegenden Arbeit wird nach der Finiten Elemente Methode gerechnet. Dieses inzwischen weit verbreitete computergestützte Verfahren ermöglicht eine geometrisch präzise Nachbildung der Bauteile in Form diskretisierter Elemente, die über Knoten miteinander verbunden sind. Mit festen Volumenelementen und Festkörperkontaktdefinitionen kann eine dreidimensionale Modellierung durchgeführt werden. Verformungs- und Spannungszustände können je nach Netzdichte unmittelbar ortsbezogen ausgelesen werden. Um den Erstellungs- und Berechnungsaufwand zu begrenzen, wird sich auf ein linear elastisches, orthotropes Material und zwei Kontaktdefinitionen, „starrer Verbund“ und „reibungsfrei Druck übertragend“, beschränkt.

1.6 Zweiachsige Tragverhalten

Viele sich ergebende Fragestellungen zur Untersuchung der zweiachsigen Tragwirkung eines bisher einachsig tragenden Systems können anhand einer schematischen Betrachtung der Haupttrajektorien der Schnittgrößen Moment und Schubkraft erläutert und beschrieben werden.

In einem einachsig lastabtragenden Holz-Beton-Verbundsystem besteht das Wechselspiel aus der Steifigkeit der Betonlage, Steifigkeit der Holzlage und Schubverbindungsmitel lediglich in der Haupttragrichtung (x). Die Richtung der Hauptmomente und Hauptschubkräfte ist hier immer eindeutig orthogonal zu den Auflagern (Abbildung 1.6). Die Breite ist hierbei unwesentlich für das statische System; eine parallele Addition ohne weiteres möglich.

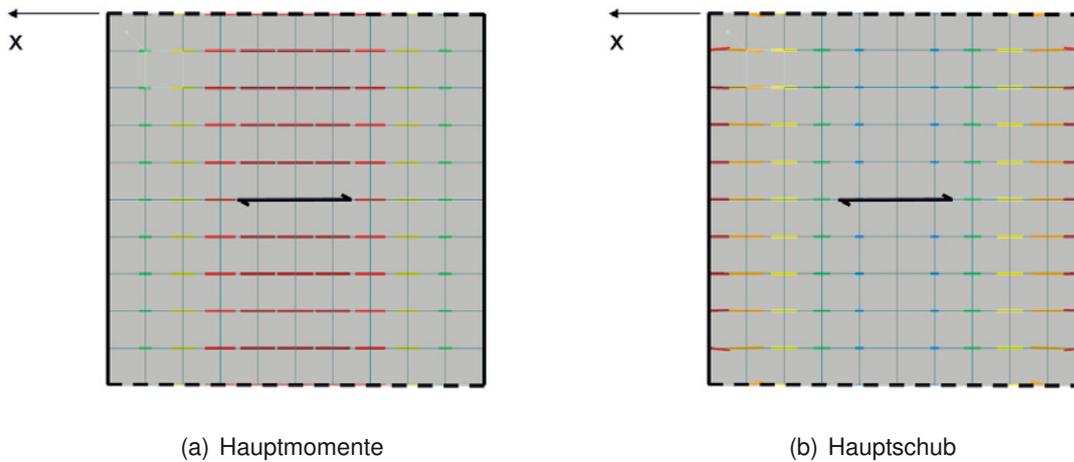


Abbildung 1.6: Trajektorien in einer einachsig tragenden Platte

In einem zweiachsig abtragenden Plattensystem folgt die Ausrichtung der Trajektorien nicht mehr nur einer Richtung. Sie ist in gegebener Anwendung eines zweiachsig tragenden Systems abhängig von:

- Ort, Art und Höhe der Belastung
- Lagerungsart der Platte
- Seitenlängen der Platte
- Betoneigenschaften
 - Bewehrungsgrad (Drillbewehrung, Biegebewehrung)
 - Zugtragfähigkeit $f_{c,t,k}$ (Zustand I \Rightarrow Zustand II)
 - Steifigkeit E , G , (E_S)
 - Dicke d
- Brettsperreholzeigenschaften
 - Lagenkonfiguration und -dicke
 - Steifigkeit E_x , E_y , G_{xz} , G_{yz} , G_{xy} der einzelnen Lagen
- Schubverbindungsmittel
 - Ausrichtung
 - Dichte (entspricht der Stückzahl pro Fläche)
 - In Abhängigkeit der Beanspruchungsrichtung
 - * Verschiebungsmodul $K_{\alpha,\beta}$
 - * Tragfähigkeit $R_{\alpha,\beta}$

Die Trajektorien der Hauptmomente und Hauptschubkräfte sind für eine orthotrope, allseitig gelenkig gelagerte Platte unter Gleichlast in Abbildung 1.7 exemplarisch dargestellt.

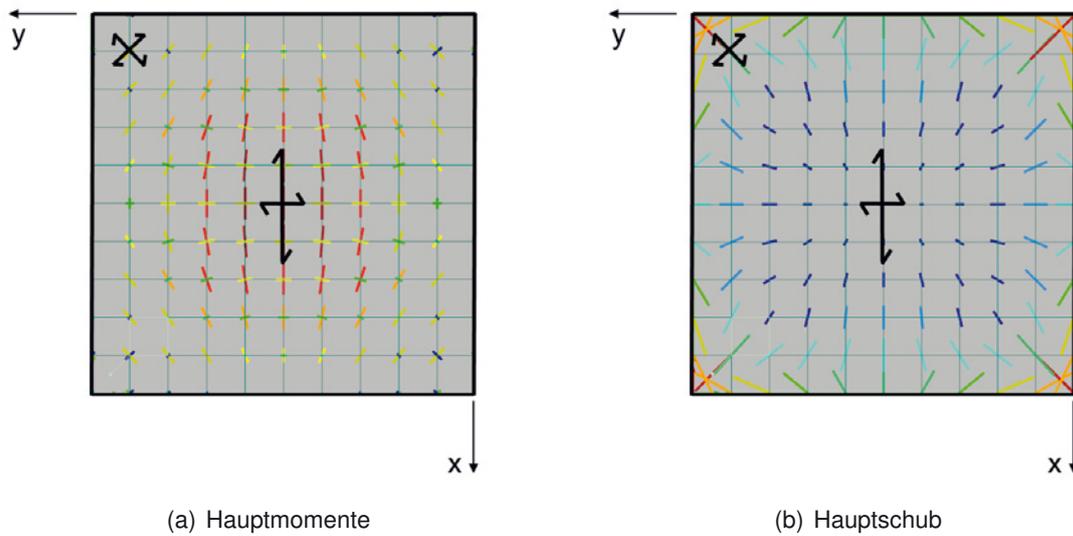


Abbildung 1.7: Trajektorien in einer zweiachsig tragenden, orthotropen Platte

Die Kombination der Holz-Beton-Verbundbauweise mit Brettsperrholz zu einem zweiachsig tragenden System ist für die Schubverbindungsmitel Kerfe und Schraube in beiden Abbildungen 1.8 und 1.9 visualisiert.

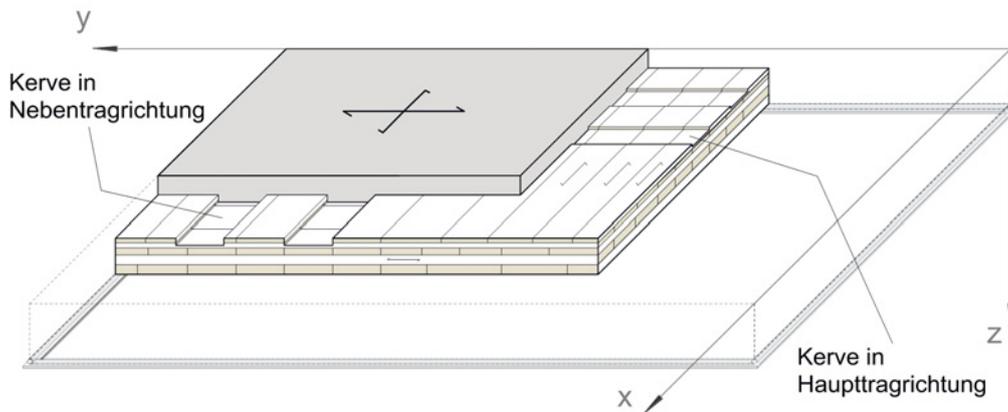


Abbildung 1.8: Zweiachsig tragende Brettsperrholz-Beton-Verbundplatte mit Kerven als Schubverbinder

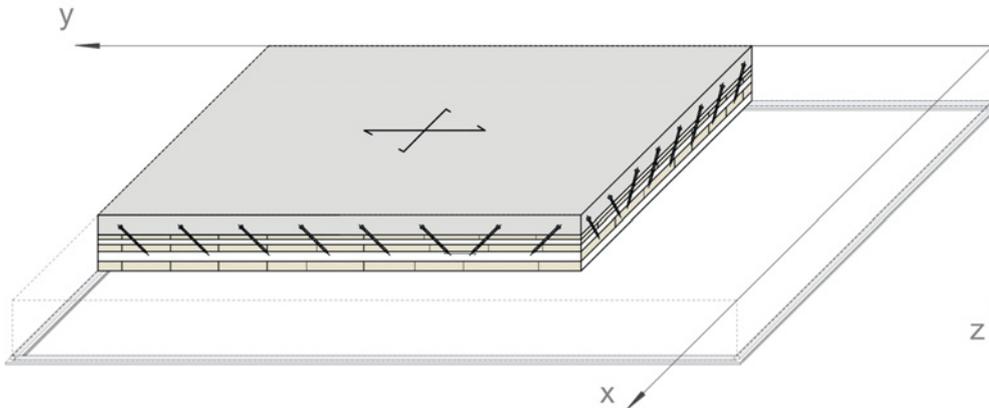


Abbildung 1.9: Zweiachsig tragende Brettsperrholz-Beton-Verbundplatte mit geneigten Schrauben als Schubverbinder

Durch die Vorfertigung des Brettsperrholzes kann die Platte nicht in einem Stück auf der Baustelle gefertigt werden. Um die Lasten quer zur Haupttragrichtung über die gesamte Platte verteilen zu können, ergibt sich daraus die Notwendigkeit eines kraftschlüssigen Elementstoßes. Das Gesamtplattensystem mit Schubverbindungs mittel und kraftschlüssigem Elementstoß ist in folgender Abbildung dargestellt:

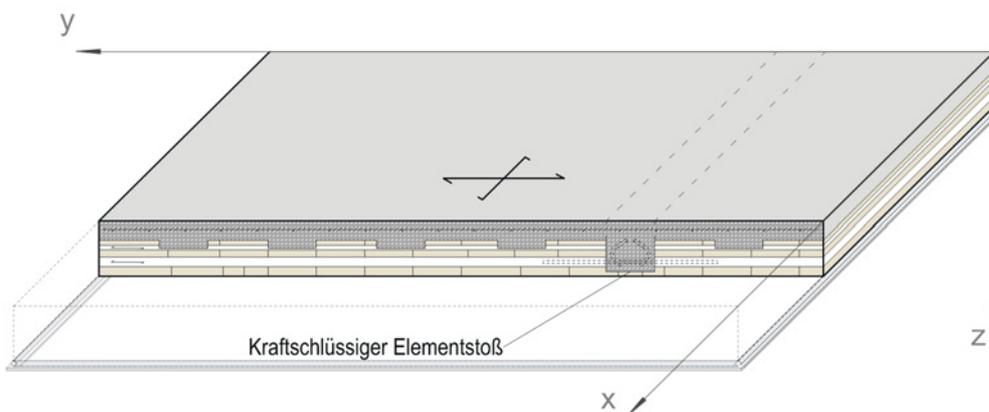


Abbildung 1.10: Kraftschlüssiger Elementstoß

1.7 Ziele und Umsetzung

In diesem Vorhaben soll die grundsätzliche Eignung und Anwendbarkeit der zweiachsigen Tragwirkung der Holz-Beton-Verbundbauweise nachgewiesen werden. Neben der Klärung des Tragverhaltens in experimentellen Untersuchungen und FEM-Simulationen sollen Konstruktions- und Bemessungsvorschläge für diese Bauweise erarbeitet werden. Die Ziele dieser Arbeit sowie die für deren Umsetzung erforderlichen Arbeitsschritte sind im Folgenden aufgliedert:

Schubverbindungsmittel Ziel ist es, die sich in der einachsig tragenden Holz-Beton-Verbundbauweise bewährten Schubverbindungsmittel Kerfe und geneigte Schraube im Umfeld eines zweiachsig tragenden Plattensystems zu untersuchen. Wesentliches Merkmal, neben der Tragfähigkeit, ist der Verschiebungsmodul der Schubverbindung in Abhängigkeit der Verbindungsausrichtung und Beanspruchungsrichtung in der Plattenebene. Eine sinnvolle Anordnung der Verbindungsmittelgruppen in Plattenebene soll untersucht werden. Es wird unterschieden zwischen einer orthogonalen und einer nach Trajektorien ausgerichteten Anordnung. Die Untersuchungen werden anhand von experimentellen Kleinversuchen, FEM-Simulationen und Federmodellen durchgeführt. Aus den Untersuchungen sollen Konstruktions- und Bemessungsvorschläge abgeleitet werden. Die Verbindungsmittel werden in ihrem Tragverhalten verglichen und bewertet.

Drilltragverhalten Neben der Biegung ist das Drillen ein wesentlicher Mechanismus des Lastabtrags innerhalb einer Platte. Das Drilltragverhalten der Verbundplatte soll untersucht werden. Hierzu werden experimentelle Untersuchungen durchgeführt, in denen die Tragfähigkeit und die Drillsteifigkeit für verschiedene Aufbauten ermittelt werden. Ferner soll geklärt werden in wie weit eine Berücksichtigung des Drillens in Bezug auf das Gesamttragverhalten notwendig ist und wie groß der Anteil des Drillens an der Gesamttragwirkung ausfällt. Eine Untersuchung in einer FEM-Simulation der gesamten Verbundplatte soll darüber Aufschluss geben.

Gesamttragwirkung In der Untersuchung zur Gesamttragwirkung sollen die Erkenntnisse aus den Untersuchungen zu den Schubverbindungsmitteln und dem Drillen zusammengeführt werden. In einem großen Bauteilversuch soll die zweiachsig Holz-Beton-Verbundplatte als Gesamtsystem untersucht werden. Neben den einzelnen Versagensmechanismen und der Grenztragfähigkeit soll die Duktilität und Gesamtsteifigkeit der Platte ermittelt werden. Begleitend wird die Plattenkonstruktion in einem FEM-Modell simuliert. Mit diesem Modell soll der Einfluss einzelner Parameter, wie die Verbundsteifigkeit, das Drillen oder Brettsperrholzlagenaufbau untersucht werden. Aus der Studie können konstruktive Prinzipien abgeleitet werden. Es soll geklärt werden, in welchem Umfang die zweiachsig Tragwirkung in der Holz-Beton-Verbundplatte aktiviert wird und wie groß das Kräfteverhältnis zwischen Haupt- und Nebentragrichtung ist. Um das Potential der zweiachsigen Tragwirkung beschreiben zu können, sollen ausgewählten Aufbauten mit einachsig tragenden Holz-Beton-Verbundsystem verglichen werden.

Entwicklung eines kraftschlüssigen Elementstoßes Durch die Vorfertigung des Brettsperrholzes kann die Platte nicht in einem Stück auf der Baustelle gefertigt werden. Daraus ergibt sich die Notwendigkeit eines kraftschlüssigen Elementstoßes. Vorrangige Anforderung an den Stoß ist der Erhalt der Steifigkeit der gestoßenen Tragachse. In einer Studie sollen bekannte Verbindungsmöglichkeiten auf die Holz-Beton-Verbundkonstruktion angewendet und hinsichtlich ihrer Steifigkeit untersucht und bewertet werden. Der vielversprechendste Verbindungstyp soll dann in einer experimentellen Untersuchung geprüft und in Relation zu einem ungestoßenen Abschnitt gesetzt werden. Aus den Untersuchungsergebnissen sollen Konstruktions- und Bemessungsregeln für den Stoß abgeleitet werden.

1.8 Eingrenzung der Plattenkonfiguration

Aufgrund der Vielzahl in Abschnitt 1.6 gegebenen Parameter, die für das Tragverhalten der betrachteten Verbundplatte eine Rolle spielen, wurden im Vorfeld der Untersuchungen einige Parameter

eingegrenzt:

Parameter	Eingrenzung
Beton	Festigkeitsklasse C20/25; sehr fließfähig (>F5) im Einbau; Mindestbewehrung Q188A; Lagendicke $t_{\text{Beton}} = 80$ mm (skaliert = 60 mm vgl. Gesamtplattenversuch)
Brettsperrholz	C24; Ohne Seitenverklebung; Individuelle Lagendicke $t_{\text{Lage}} = 20/30/40$ mm; 5-lagig
Schubverbindungsmittel	Kerbe unbewehrt, rechteckig; Vollgewindeschraube, Einschraubwinkel: 45°
Trennschicht zwischen Beton und Holz	keine
Lagerung	Allseitig gelenkig; Nicht gesichert gegen Abheben
Stützweitenverhältnis	$L_x/L_y = 1 - 2$

Tabelle 1.1: Eingrenzung der Untersuchungen

1.9 Bezeichnungen

Koordinaten und Schnittebenen ergeben sich im weiteren Verlauf der Arbeit nach Abbildung 1.11.

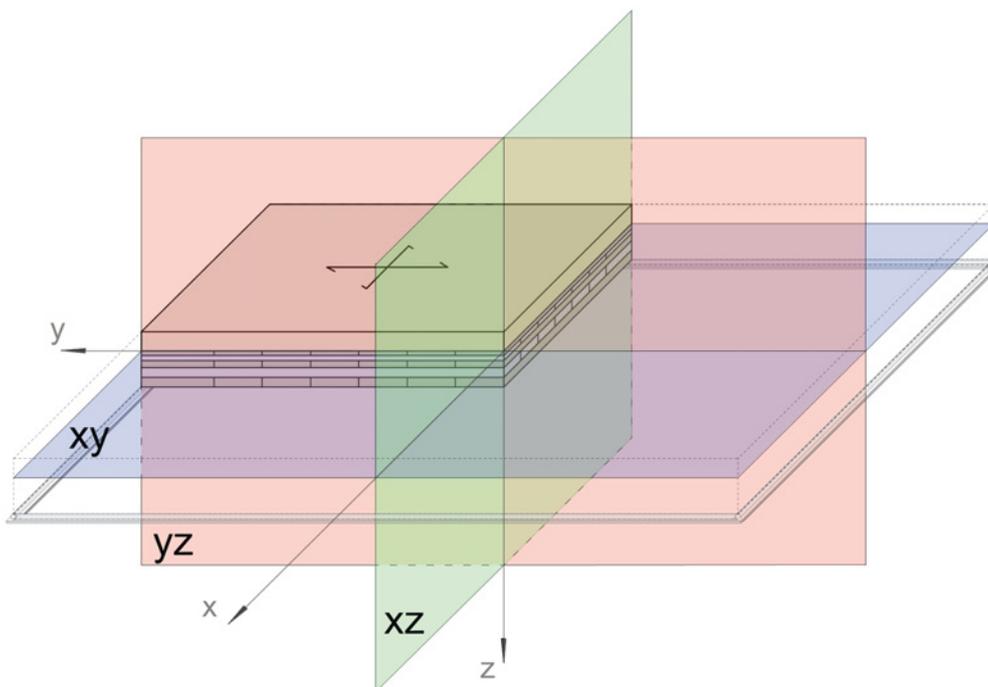


Abbildung 1.11: Koordinaten und Schnittebenen

Griechische Buchstaben

α	Winkel zwischen Kraft und Holzfaser; Beiwert
β	Winkel zwischen Kraft und Hauptachse eines Verbindungsmittels
γ	Sicherheitsbeiwert; Winkel zwischen der x-Achse und der Hauptschubkraft
ϵ	Dehnung
η	Beiwert
ϑ	Querdehnzahl
μ	Reibungsbeiwert
ρ	Dichte
τ	Schubspannung
σ	Normalspannung

Lateinische Buchstaben

a	Länge; Verbindungsmittelabstand
A	Auflagerkraft; Fläche
AHS	Abhebesicherung
b	Breite
B	Effektive Steifigkeit
C	Festigkeitsklasse
CV	Variationskoeffizient
d	Dicke; Durchmesser
D	Drillprüfkörper
E	Elastizitätsmodul; Elementstoß-Prüfkörper
f	Festigkeit
F	Kraft
G	Schubmodul; Prüfkörper des Gesamtplattenversuchs
k	Verschiebungsmodul; Beiwert
K	Verschiebungsmodul
l	Länge; Einbindetiefe
L	Bauteillänge; Lichte Weite
m	Moment in Plattenebene
M	Moment
n	Anzahl
N	Anzahl
PK	Prüfkörper
S	Schubprüfkörper
SVK	Seitenverklebung
t	Lagendicke; Tiefe; Zeit
u	Horizontale Verschiebung
v	Querkraft in Plattenebene
w	Vertikale Verschiebung; Durchbiegung

Indizes

α	Winkel zwischen Kraft und Holzfaser
β	Winkel zwischen Kraft und Hauptachse eines Verbindungsmittels
abZ	Allgemein bauaufsichtliche Zulassung
ax	Axial
b	Verbund
BSP	Brettsperrholz
c	Beton; Druck
crk	Gerissener Beton
d	Design; Bemessungswert
E	Einwirkung
ef	Effektiv
ETA	Europäische Technische Zulassung
est	Geschätzt
fin	Final; End-
ges	Gesamt
h	Holz
H	Horizontal
k	Charakteristisch; Kerne
lat	Lateral
i	i-te Brettlage von oben
inst	Sofort; Anfangs-
M	Material
max	Maximal
mean	Mittelwert
min	Minimal
r	Referenz
R	Rollschub; Widerstand
Ref	Referenz
req	Erforderlich
t	Zug
tens	Zug
v	Vorholz; Schub
VG	Vollgewinde
vorh	Vorhanden
s	Stahl
ser	Gebrauch
sto	Stoß
u	Ultimate; an der Stelle des Maximalen
ucrck	Ungerissener Beton

x	x-Ebene der Platte
x'	x-Achse der Schraube in Plattenebene xy
xy	xy-Ebene der Platte
xz	xz-Ebene der Platte
y	y-Achse der Platte; Fließ-
y'	y-Achse der Schraube in Plattenebene xy
yz	yz-Plattenebene
z	z-Achse
Zul.	Zulassung
0°	Kraft parallel zur Holzfaser
45°	Einschraubwinkel zwischen Schraubenachse und Plattenebene
90°	Kraft quer zur Holzfaser
120d	120 Tage
	Parallel
⊥	Rechtwinklig

2 Schubverbindungsmittel

2.1 Einleitung

Die Verbundsteifigkeit ist ein maßgebender Faktor für das Trag- und Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen. Im Folgenden werden die zwei Schubverbindungsmittel Kerbe und Schraube hinsichtlich ihrer Tragwirkung untersucht und der Beanspruchungssituation einer zweiachsig tragenden Platte angepasst. Wie in Abschnitt 1.6 beschrieben, richten sich die Trajektorien in Plattenebene in unterschiedliche Richtungen aus.

Es ergeben sich zwei Fragen: Wie entwickelt sich die Steifigkeit und Tragfähigkeit der Verbundfuge, wenn

- das Verbindungsmittel in der Ebene gedreht wird und somit von seiner ursprünglichen Ausrichtung zur Holzfaser abweicht und
- die Richtung der Schubbeanspruchung von der Wirkungsrichtung des Verbindungsmittels abweicht?

Ziel der Untersuchung ist es, über die Anpassung der Eigenschaften der Verbundfuge ein ausgeglichenes (Schub-)Tragverhalten zwischen Haupt- und Nebenachse herzustellen.

2.2 Kerbe

2.2.1 Im einachsig tragenden System mit Voll- und Brettschichtholzlagen

Die Kervenverbindung in einachsig tragenden Systemen wurde in einer Reihe von Untersuchungen bearbeitet. Explizite Bemessungsvorschriften für diese Verbindung liegen aktuell nicht vor. Wesentliche Ergebnisse der Untersuchungen sowohl zum Tragverhalten als zur Konstruktionsweise wurden in [Kudla 2015] zusammengestellt. Hauptsächlich handelt es sich bei den untersuchten Systemen um Beton-Brettstapel-Verbindungen oder Beton-Holzbalken-Verbindungen mit den Betonfestigkeitsklassen C20/25 bis C35/45, der Holzfestigkeitsklasse C24 und den Brettschichtholzfestigkeitsklassen Gl24h und Gl28h. Teilweise wird eine Abhebesicherung in Form einer senkrecht eingebrachten Tellerkopfschraube angeordnet. Die Vorholzlänge der Kerbe l_v variiert zwischen 150 und 360 mm (Abbildung 2.1).

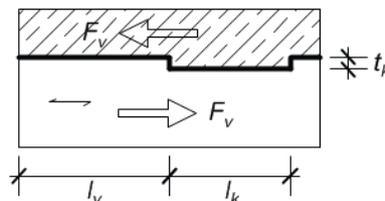


Abbildung 2.1: Kerbe Typ 0: Kerbe im einachsig tragendem HBV-System

Der Verschiebungsmodul einer Kerfe K_{ser} liegt im Bereich von 800 bis 1.800 kN/mm/m. Für die Kerfentiefe $t_k = 20 - 30$ mm wird ein Bemessungswert $K_{ser} = K_U = 1000$ kN/mm/m vorgeschlagen, für eine Kerfentiefe $t_k \geq 30$ mm wird ein Bemessungswert $K_{ser} = K_U = 1500$ kN/mm/m angegeben [Kudla 2015]. Nach [Michelfelder 2006] vermindert sich der Verschiebungsmodul kaum, wenn die Kerfentiefe t_k von 20 auf 10 mm vermindert wird.

Die maximale Tragfähigkeit F_U liegt in einem Bereich von 520 bis 730 kN/m [Kudla 2015].

In Bezug auf die maximale Tragfähigkeit wird vorgeschlagen, die verschiedenen möglichen Versagensformen der Kerfenverbindung zu betrachten (Schub- und Druckversagen in den jeweiligen Materialien Beton und Holz) [Kudla 2015].

Für die Konstruktion und Bemessung werden in folgende Empfehlungen ausgesprochen:

- Kerfentiefe $t_v \geq 20$ mm mit einer Mindestfestigkeitsklasse C24 für Holz
- Kerfenlänge $l_N = l_k \geq 150$ mm [Schoenborn 2006]
- Vorholzlänge $l_v \geq 8 \cdot t_v$ [DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08]
- Ein Steigungswinkel von $\alpha = 90^\circ$ wird empfohlen. Eine Änderung des Winkels zwischen 80° und 115° ergab keine Steigerung der Steifigkeit oder Tragfähigkeit der Verbindung.
- Es wird empfohlen senkrecht eingebrachte Tellerkopfschrauben als Abhebesicherung einzubauen
- Von einer Trennschicht zwischen Holz und Beton wird abgeraten
- Reibung sollte nicht in Betracht gezogen werden.
- Die Verwendung von schwindarmen Beton wird empfohlen

2.2.2 Im zweiachsig tragenden System mit Brettsperrholz

2.2.2.1 Einleitung

Für die Kerfe als Schubverbindungsmittel in einem zweiachsig tragenden Brettsperrholz-Beton-Verbundsystem liegen bisher keine Untersuchungen vor. Dieses Thema wird im Folgenden bearbeitet. Für die Kerfenanordnung in Plattenebene wurde ein orthogonales Muster gewählt. So können die Kerfen in der Herstellung durchgängig ausgefräst oder ausgespart werden (Abbildung 1.8 und 2.2).

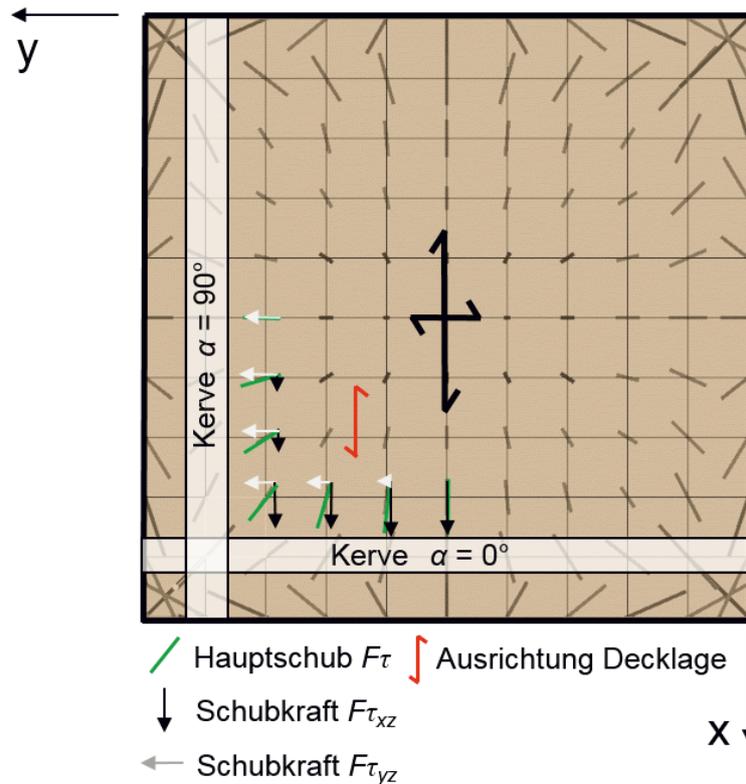


Abbildung 2.2: Kerben im zweiachsig tragenden Holz-Beton-Verbundsystem

Es werden verschiedene Kerventypen untersucht. Sie unterscheiden sich in der Einbindetiefe sowie in der Lagenanordnung und -dicke der Bretter des Brettsperrholzes. Wesentliches Merkmal ist eine Beanspruchung in oder quer zur Faserrichtung. Der Vergleich der Drucksteifigkeiten (Elastizitätsmodul) und der Schubsteifigkeiten (Schubmodul) zeigt eine deutlich geringere Steifigkeit bei einer Beanspruchung quer zur Faser ($\alpha = 90^\circ$) als in Faserrichtung ($\alpha = 0^\circ$).

Eigenschaft	$\alpha = 0^\circ$ [N/mm ²]	$\alpha = 90^\circ$ [N/mm ²]	Verhältnis $\frac{\alpha_{90^\circ}}{\alpha_{0^\circ}}$ [-]
Mittl. E-Modul E_{mean}	11.000	370	3%
Mittl. Schubmodul G_{mean}	690	69	10%
Druckfestigkeit $f_{c,k}$	21	2,5	12%
Schubfestigkeit $f_{v,k}$	4	0,8	20%

Tabelle 2.1: Vergleich der Steifigkeiten eines Vollholzes C24 in Faserrichtung ($\alpha = 0^\circ$) und quer zur Faserrichtung ($\alpha = 90^\circ$)

2.2.2.2 Kerbe Typ 1

Beim Typ 1 wird die Kerbe teilweise in die oberste Decklage des Brettsperrholzes (mit $t_k < t_{BSP,1}$) eingebunden (Abbildung 2.3). Bei ausreichenden Restdicke der Decklage unterhalb der Kerbe kann

die Beanspruchung der zweiten, auf Rollschub beanspruchten Lage, separat betrachtet werden. So sollte für die Schubbeanspruchung in Faserrichtung ($\alpha = 0^\circ$) für diesen Typ ein ähnliches Verbundverhalten wie in einer einachsig tragenden Brettstapelverbindung zu erwarten sein (vergleiche Kapitel 2.2.1).

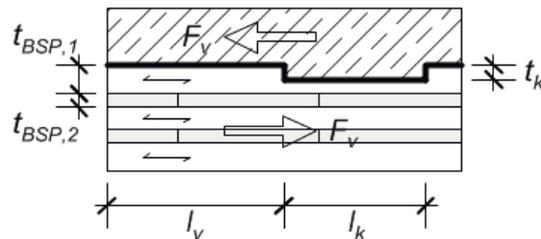


Abbildung 2.3: Kerve Typ 1-0°: Teilweise Einbindung der Kerve in die obere Decklage des Brettsperrholzes in Faserrichtung ($\alpha = 0^\circ$)(xz-Ebene)

Um die Kerve in Nebentragsrichtung (y) zu aktivieren, muss deren Anordnung in Plattenebene um 90° ($\Rightarrow \alpha$) gedreht werden (Abbildung 2.2). Die gedrehte Anordnung bei Beibehaltung des Kervenkonstruktionstyps hat zur Folge, dass die obere, betonnahe Brettlage quer zur Faser beansprucht wird (vergleiche Abbildung 2.4).

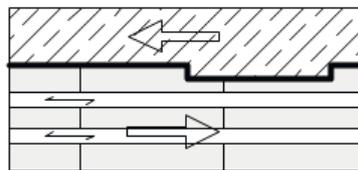


Abbildung 2.4: Kerve Typ 1-90°: Teilweise Einbindung der Kerve in die obere Decklage des Brettsperrholzes quer zur Faserrichtung ($\alpha = 90^\circ$)(yz-Ebene)

2.2.2.3 Kerve Typ 2

Um das Tragverhalten in Nebentragsrichtung aufzuwerten, wurden die Dicke der oberen betonnahen Lagen verringert. Dies soll die Sperrwirkung der zweiten Lage auf die erste Lage für $\alpha = 90^\circ$ erhöhen. Die Tiefe der Kerve entspricht der Dicke der oberen Brettlage $t_k = t_{BSP,1}$ (Abbildung 2.5)

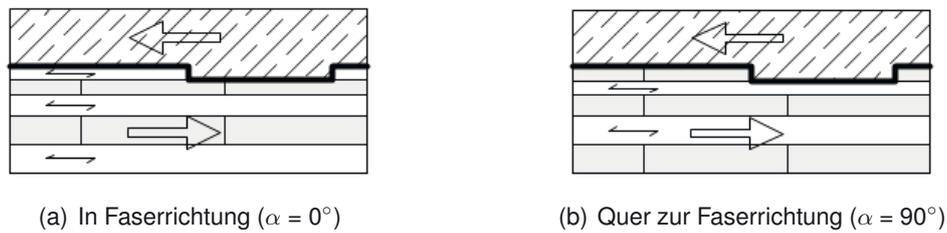


Abbildung 2.5: Kerve Typ 2: Vollständige Einbindung der Kerve in die oberer Decklage des Brettsperrholzes

2.2.2.4 Kerve Typ 1b und 3

In Haupttragrichtung (x ; $\alpha = 0^\circ$) wird die Kerve Typ 1 deutlich schlanker ausgeführt (Abbildung 2.6a), so dass in Nebentragrichtung (y ; $\alpha = 90^\circ$) die Betonkonsole in die zweite Lage geführt werden kann, ohne dass der Hebel zwischen Verbindungspunkt und Betonlage zu groß wird. Durch diese Maßnahme wird in der Nebentragrichtung die Schubkraft aus dem Beton ebenfalls in Faserrichtung in das Brettsperrholz eingeleitet (Abbildung 2.6b). Nachteil ist, dass die obere Decklage durchtrennt wird und dadurch in Haupttragrichtung ausfällt.

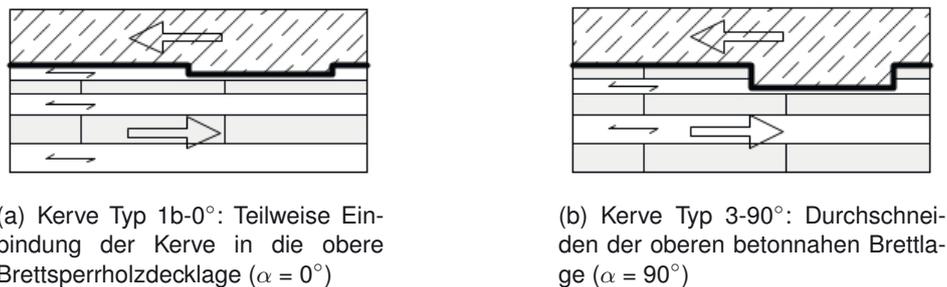


Abbildung 2.6: Kerve Typ 1b und 3: Teilweise Einbindung der Betonkonsole in die nächste in Faserrichtung ausgerichtete Lage

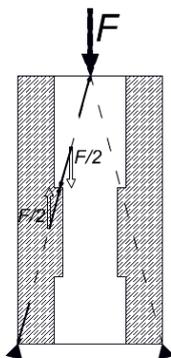
2.2.3 Experimentelle Untersuchungen

2.2.3.1 Einleitung

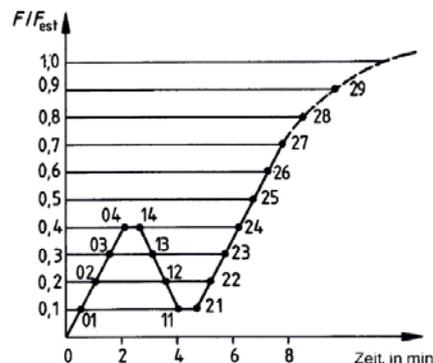
Die vorangegangenen Überlegungen wurden in einen experimentellen Versuchsaufbau überführt. Es soll überprüft werden, wie sich das vorgestellten Schubverbindungsmittel Kerve in einer zweiachsigen Beanspruchungssituation real verhält. Auf Grundlage der Abbildung 2.2 wurde eine Prüfkonfiguration aufgesetzt und in einen zweihöftigen Push-Out-Schubversuch implementiert. Prüfgegenstand ist die Kerve Typ 2.

2.2.3.2 Aufbau

In dieser Push-Out-Versuchskonfiguration wird ein mittiger Brettsperrholzstreifen durch zwei Betonlagen gedrückt. Der Brettsperrholzstreifen ist über die Kerne mit den Betonlagen verbunden. Die Last wird über den Brettsperrholzstreifen eingeleitet. Der Prüfkörper ist auf den Betonlagen gelagert. Es bilden sich zwei diagonale Stützlinien aus. Die Geometrie der Prüfkörper mit $h = 600$ mm wurde so gewählt, dass die Stützlinie zwischen Lasteinleitung und Auflager den maßgebenden Fügepunkt der Verbindung schneidet und unerwünschte Nebeneffekte eines Exzentrizitätsmoments minimiert werden. Dadurch werden die Schubverbindungen hauptsächlich mit einer Kombination aus Schub und Querdruck beansprucht. Unterseits wurde der Beton auf zwei Stahlblöcken gelagert und seitlich mit zwei kurzgeschlossenen Stahlschienen geklammert. Um zu verhindern, dass der Prüfkörper während des Versuchs auseinander fällt, wurde oberseitig ebenfalls eine Klammer mit ausreichend Spiel angelegt. Das Belastungsschema entsprach [DIN EN 26891:1991-7].



(a) Versuchsschema Push-Out-Versuch



(b) Belastungsschema nach DIN EN 26891

Abbildung 2.7: Versuchsaufbau

Die Verformungen des Prüfkörpers wurden vorderseitig mit einem optischen Messsystem erfasst (Abbildung 2.8). Dadurch konnten verhältnismäßig viele Messpunkte aufgenommen werden und mehrere Verschiebungspunkte für eine qualitative Beschreibung des Verformungsverhaltens herangezogen werden. Rückseitig wurde die Verformung mit analogen Wegaufnehmern durchgeführt (Abbildung 2.9).

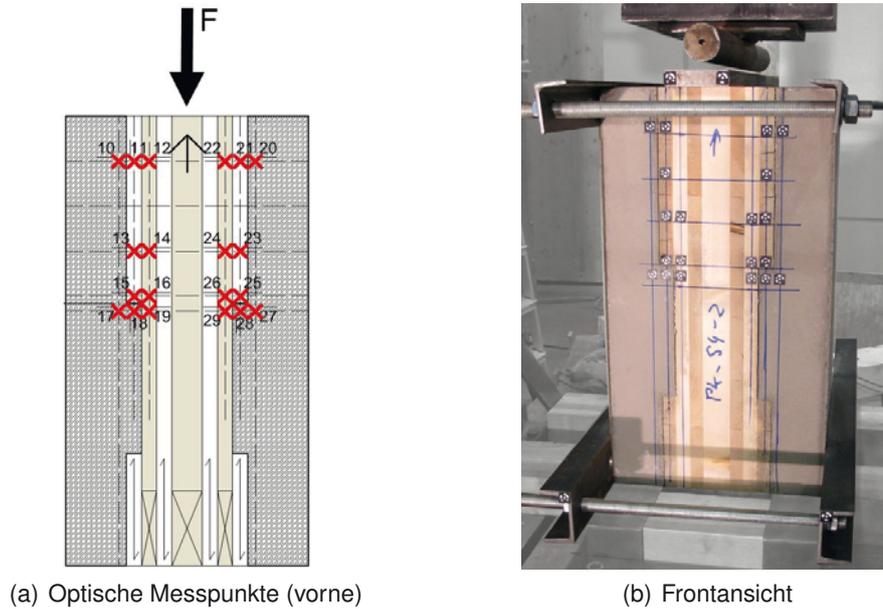


Abbildung 2.8: Messpunkte an Prüfkörper „vorne“

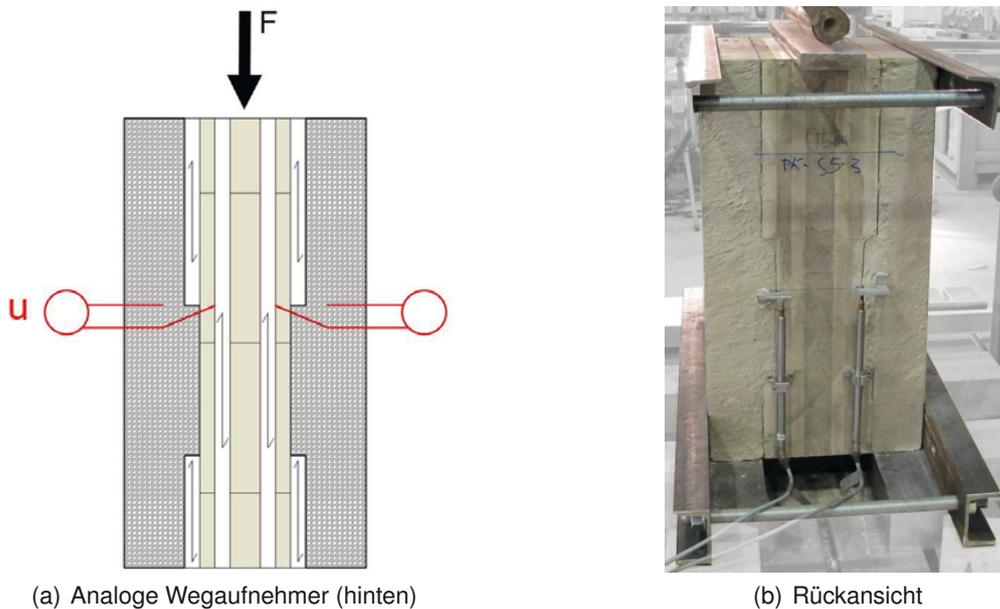


Abbildung 2.9: Messpunkte an Prüfkörper „hinten“

2.2.3.3 Materialeigenschaften

Der Beton entsprach der Mindestfestigkeit C20/25. Die geprüften Eigenschaften sind dem Anhang A.1 zu entnehmen. Der erste Versuchsdurchgang wurde 17 Tage nach dem Einbringen des Betons

durchgeführt, da nach 16 Tagen die Mindestfestigkeit festgestellt wurde. Das Prüfen nach Erreichen der Mindestfestigkeit, und nicht nach 28 Tagen, begründet sich mit der Vorgabe, den unteren Rand des baupraktisch üblich verwendeten Betonfestigkeitsniveaus abzudecken.

Das verbaute Brettsperrholz der Festigkeitsklasse C24 nach [ETA-09/0036] ist nicht seitenverklebt. Eine versuchsbegleitende Aufnahme der relativen Holzfeuchtigkeit ergab sehr hohe Werte ($\sim 25\%$) im Kontaktbereich Beton-Brettsperrholzdecklage. Aus diesem Grund wurden zwei der fünf Prüfkörper pro Serie zurückgestellt, um diese nach 120 Tagen mit verminderte Holzfeuchte zu prüfen. Zu den Ergebnisse der Holzfeuchte siehe Anhang A.2.2. Die Rohdichte betrug im Mittel 467 kg/m^3 .

2.2.3.4 Prüfkörperkonfiguration

In Bezug auf den Typ Kervenverbindung waren zwei Fragen relevant: Wie verhält sich das Brettsperrholz am Übergang von der schubbeanspruchten Decklage zur nächst darunter liegenden Brettlage? Und wie verhält sich die Verbindung, wenn die Beanspruchung anders als in einem einachsigen Aufbau nicht parallel zur Faserrichtung des Holzes wirkt? Hierzu wurde die Decklage komplett eingeschnitten und zwei Faser-zu-Schubkraft-Richtungen untersucht: $\alpha = 0^\circ, 90^\circ$ (Abbildung 2.10 oder im Detail im Anhang A.2.1).

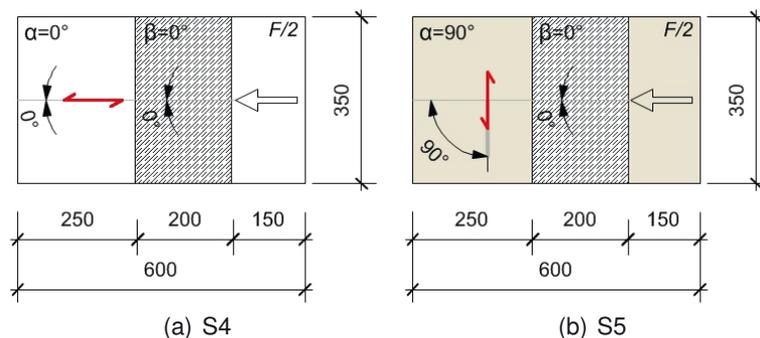


Abbildung 2.10: Prüfkörperkonfiguration Push-Out-Versuch - Kerne

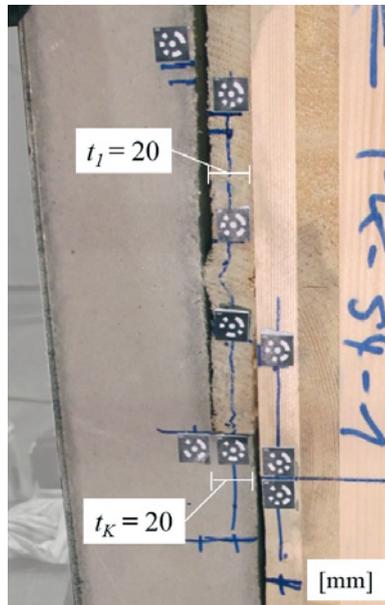
Bez.	Verbindung	Abmessung [mm][je Seite]	α [°]	β [°]	Beton [mm]	Brettsperrholz [mm]	N	Seiten [je PK]
S4	Kerne Typ 2	$t_k=20$ $l_k=200$ $l_v=250$	0	0	80	20-20-40-20-20	5	2
S5			90	0				

Tabelle 2.2: Übersicht Prüfkörper Schubversuch

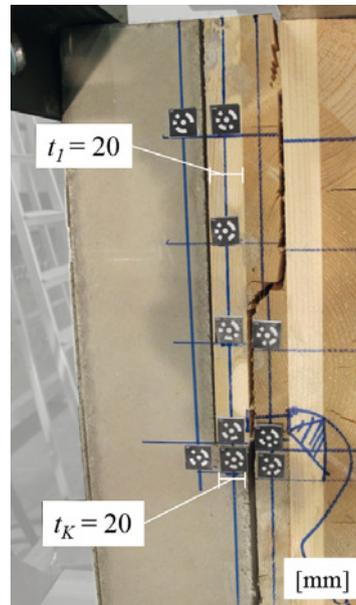
2.2.3.5 Ergebnis

Bei der Kervenverbindung mit $\alpha = 90^\circ$ (vergleiche Abbildung 2.10) war nahe der relevanten Lastübertragungsfläche zwischen Betonkonsole und Vorholz ein Stauchen der Brettsperrholz-Decklage und

ein Ablösen dieser von der zweiten Lage zu erkennen (Abbildung 2.11a). Erfolgt die Lasteinleitung in das Brettsperrholz in Faserrichtung der obersten Brettlage ($\alpha = 0^\circ$), versagt die Verbindung in der zweiten Lage auf Rollschub (Abbildung 2.11a).



(a) Kerbe rechtwinkelig zur Faser ($\alpha = 90^\circ$)



(b) Kerbe parallel zur Faser ($\alpha = 0^\circ$)

Abbildung 2.11: Versagensbilder Push-Out-Versuch - Kerbe

Die Ergebnisse aus den Kervenversuchen decken sich qualitativ mit der durchgeführten FEM-Simulation, die im folgenden Abschnitt erklärt wird. Der Unterschied zwischen einem lokalen Spannungsabtrag zwischen Vorholz und der darunterliegenden Brettlage für $\alpha = 90^\circ$ und einem Lastabtrag, der über die Länge des Vorholzes verteilt ist ($\alpha = 0^\circ$), wird deutlich.

Im Vergleich zeigt sich ein deutlicher Tragfähigkeits- und Steifigkeitsabfall bei der Kervenverbindung (Tabelle 2.3) bei Änderung des Winkels α von 0° auf 90° : Die Tragfähigkeit der Kervenverbindung F_k mit $\alpha = 90^\circ$ weist lediglich ein Drittel der Tragfähigkeit der Kervenverbindung mit $\alpha = 0^\circ$ auf und nur ca. 1/5 der Steifigkeit, dem Verschiebungsmodul k_s . Das Ergebnis legt nahe, dass in Richtung der „schwachen Achse“ (Decklage mit $\alpha = 90^\circ$) eine Anpassung der Konstruktion vorgenommen werden muss.

Bez.	Verbindung	α	β	t_{Beton}^{*1}	F_k	$F_{\text{max,mean}}$	CV(F)	$k_{s,\text{mean}}$	CV(k_s)	N
	Kerne	[°]	[°]	[d]	[kN/m]	[kN/m]	[%]	[kN/mm/m]	[%]	[Stk]
S4	Typ 2	0	0	17	295,9	344,7	6,5	676,5	30,1	3
				120	322,0	370,5	1,6	759,5	25,3	2
S5		90		17	86,5	97,4	3,5	134,0	15,6	3
				120	106,5	124,7	4,8	83,1	5,1	2

*1 Die erste Prüfung wurde mit Erreichen der Mindestfestigkeit C20/25 nach $t_{\text{Beton}}=17$ d durchgeführt. Die oberste Brettlage wies eine sehr hohe relative Holzfeuchte (~25 %) auf. Nach $t_{\text{Beton}}=120$ d wurde nochmals mit verminderter Holzfeuchte geprüft (Anhang A.2.2).

Tabelle 2.3: Ergebnisse der Push-Out-Versuche an der Kernenverbindung nach [DIN EN 26891:1991-7]

2.2.4 FEM-Simulation

2.2.4.1 Einleitung

Der Verschiebungsmodul der Schubverbindung in Nebentragsrichtung (y) sollte das Niveau des Verschiebungsmoduls in Haupttragsrichtung (x) aufweisen, um aus Sicht der Schubverbindungsmitel eine ausgeglichene zweiachsiges Lastverteilung in dem Deckensystem zu gewährleisten. Im Folgenden wird die Entwicklung des Verschiebungsmoduls an den eingangs vorgestellten Kerntypen in einer FEM-Simulation untersucht.

2.2.4.2 Aufbau

In der Simulation werden die oberen, betonnahen Lagen des Brettsperrholzes mit einer Kerne untersucht. Die Lagen sind einzeln modelliert. Jede Lage bekommt die Materialeigenschaft eines Vollholzes der Festigkeitsklasse C24 zugeordnet (Tabelle 2.4).

Elastizitätsmodul [N/mm ²]		Schubmodul [N/mm ²]	
E_x	11.000	G_{xy}	690
E_y	370	G_{xz}	690
E_z	370	G_{yz}	69

Tabelle 2.4: Steifigkeitskennwerte des orthotropen Materials Holz der Festigkeitsklasse C24

Die Lagen können in xz-Ebene um 90° gedreht werden, so dass die Decklage entweder in oder quer zur Faserrichtung beansprucht wird. Um den kreuzweisen Aufbau zu erhalten, wird die untere Lage entsprechend mit verdreht. Es wird mit einem linear-elastischen Materialmodell gerechnet. Die Lagen sind fest miteinander verbunden.

Die Lastenleitung erfolgt an der Schmalseite des Kernenquerschnitts. Die Last F_v orientiert sich am unteren Niveau der maximalen Tragfähigkeit F_u , gegeben in Kapitel 2.2.1 bzw. [Kudla 2015].

Ein horizontal und vertikal unverschiebliches Linienlager befindet sich an der Unterseite der zweiten Lage. Die Länge des Auflagers entspricht der effektiv zur Verfügung stehenden Gesamtlänge der Verbindung ($l_v + l_k$). Diese Auflagerkonfiguration wurden anderen, wie zum Beispiel einem vertikalen Linienlager an der Stirnseite der zweiten Lage, vorgezogen, um lokale Kompressionseffekte zu vermeiden.

Die geometrischen Parameter der Simulation sind in folgender Abbildung 2.12 dargestellt.

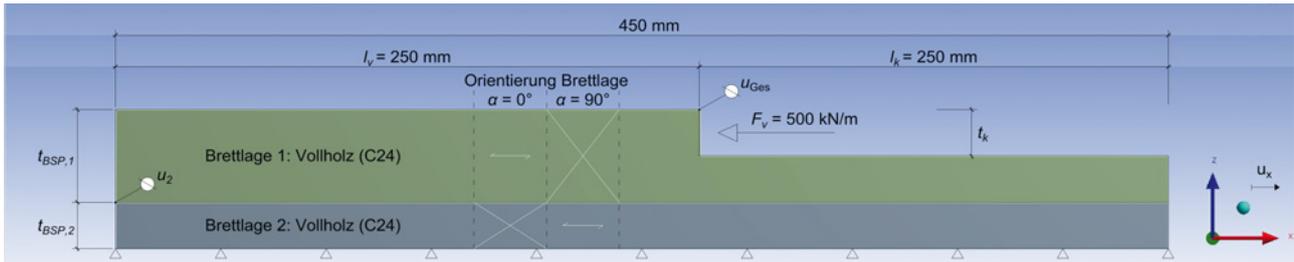


Abbildung 2.12: Parameter FEM-Simulation Kerve

2.2.4.3 Ergebnisparameter

Die Ergebnisse beinhalten die horizontale Verformung u_x über die eine referenzielle Steifigkeit der Kervenvariante ermittelt werden kann. Zusätzlich wird die Schubspannung τ_{xz} bestimmt. Da diese in der Regel maßgebend ist, kann hieraus eine maximale Tragfähigkeit für den Holzteil der Verbindung ermittelt werden.

Aus den horizontalen Verschiebungswerten u_{ges} und u_2 der Kraft F_v werden die Verschiebungsmodule hergeleitet:

$$K_{ges} = \frac{F_v}{u_{ges}} \quad (2.1)$$

$$K_{BSP,1} = \frac{F_v}{u_{ges} - u_2} \quad (2.2)$$

$$K_{BSP,2} = \frac{F_v}{u_2} \quad (2.3)$$

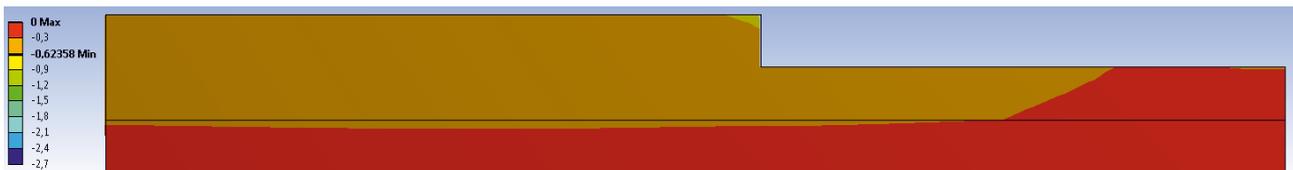
Die Ergebnisse der Untersuchung sind in Tabelle 2.5 zusammengefasst.

Kerwe Typ	t_k [mm]	$t_{BSP,1}$ [mm]	$t_{BSP,2}$ [mm]	$t_{BSP,3}$ [mm]	α [°]	$K_{ges} = \frac{F_v}{u_{ges}}$ [kN/mm/m]	$K_{BSP,1} = \frac{F_v}{u_{ges}-u_2}$ [kN/mm/m]	$K_{BSP,2} = \frac{F_v}{u_2}$ [kN/mm/m]
1	20	40		-	0°	802	1700	1518
1b	15	20		20	0°	707	770	8657
2	20	20		20	0°	584	643	6404
1	20	40	20	-	90°	120	121	24641
1b	15			20	90°	127	137	1724
2	20	20		20	90°	148	162	1723
3	35			20	90°	860	2025	1494

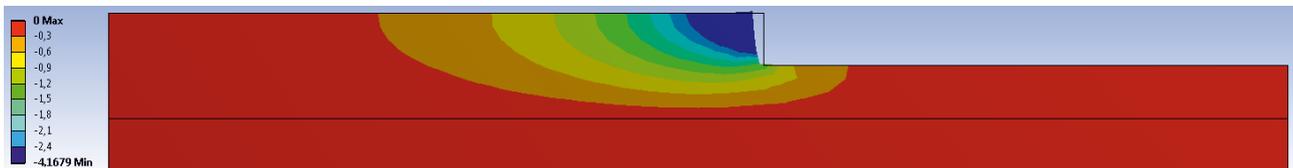
Tabelle 2.5: Vergleich resultierender Verschiebungsmoduln der FEM-Simulationen nach Abbildung 2.15 und Abbildung 2.15

2.2.4.4 Ergebnis Kerne Typ 1

Nach Abbildung 2.3 und 2.4:



(a) u_x für $\alpha = 0^\circ$ [mm]; $K_{ges} = 802$ [kN/mm/m]



(b) u_x für $\alpha = 90^\circ$ [mm]; $K_{ges} = 120$ [kN/mm/m]

Abbildung 2.13: Horizontale Verformung u_x der Kerne Typ 1 mit $t_k = 20$ mm, $t_{BSP,1} = 40$ mm, $t_{BSP,2} = 20$ mm nach Abbildung 2.12 [ANSYS 17.1]

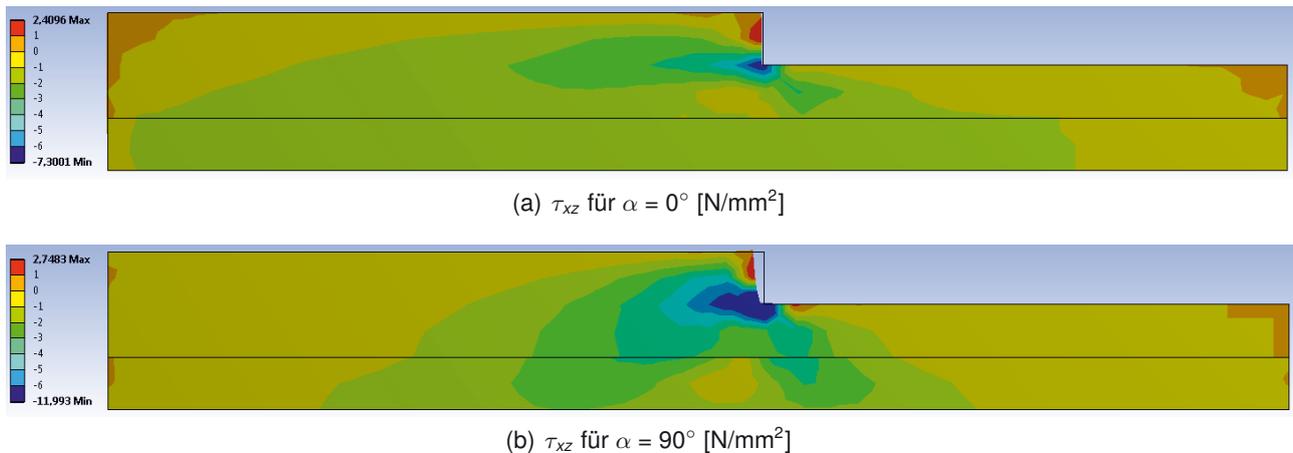


Abbildung 2.14: Schubspannung τ_{xz} der Kerbe Typ 1 mit $t_k = 20$ mm, $t_{BSP,1} = 40$ mm, $t_{BSP,2} = 20$ mm nach Abbildung 2.12 [ANSYS 17.1]

In Abbildung 2.13 a zeigt sich eine ausgeglichene Verformung im Vorholz und ein damit verbundenen gleichmäßiger Abtrag der Schubspannung in die untere Lage. Der resultierende Verschiebungsmodul $K_{BSP,1,Typ1-0^\circ} = 1700$ kN/mm/m nach Gleichung 2.2 entspricht dem Niveau eines einachsig tragenden Systems aus Kapitel 2.2.1. Der Einfluss der zweiten Brettlage, welche quer zur Faser beansprucht wird zeigt sich deutlich. Der gesamte Verschiebungsmodul $K_{ges,Typ1-0^\circ} = 802$ kN/mm/m nach Gleichung 2.1 verringert sich im Vergleich zu $K_{BSP,1,Typ1-0^\circ}$ um mehr als 50%.

Umgekehrt zeigt sich für $\alpha = 90^\circ$ eine hohe Verformungskonzentration im Anfangsbereich des Vorholzes (Abbildung 2.13b). Dies führt zu höheren Schubspannungen bei gleichzeitig geringeren Schubfestigkeiten ($f_{v,90^\circ,R} \ll f_{v,0^\circ}$) (Abbildung 2.14b). Der Verschiebungsmodul $K_{ges,Typ1-90^\circ} = 120$ kN/mm/m ist entsprechend niedrig und erreicht nur 15% von $K_{ges,Typ1-0^\circ}$.

2.2.4.5 Ergebnis Kerbe Typ 2

Nach Abbildung 2.5:

Um die Kerventypen miteinander vergleichen zu können, wurde die Gesamtdicke in der FEM-Simulation konstant gehalten. Dies hat zur Folge, dass bei einer Verschlanung der oberen Brettlagen eine weitere Brettlage dem Simulationsaufbau hinzugefügt werden musste (Abbildung 2.15).

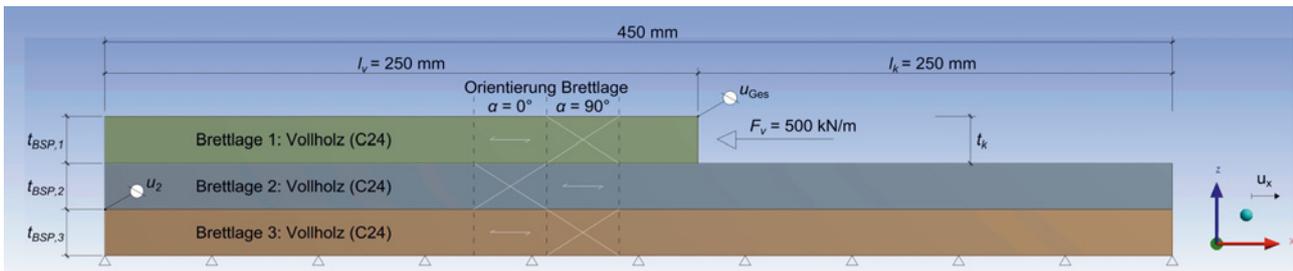
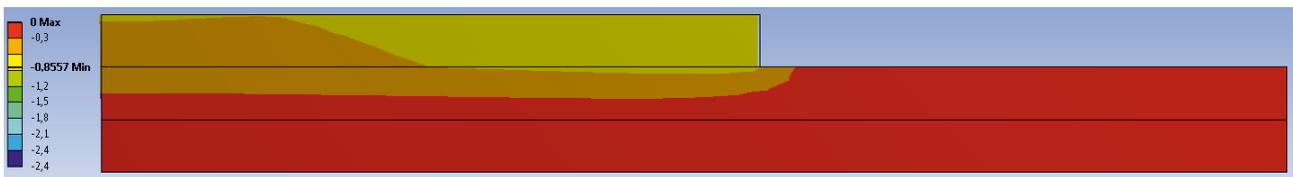
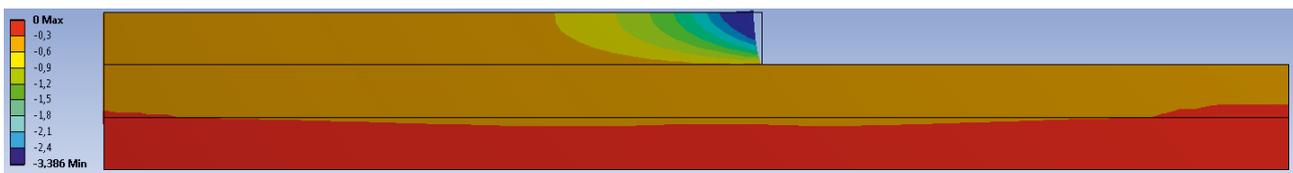


Abbildung 2.15: Parameter FEM-Simulation Kerne



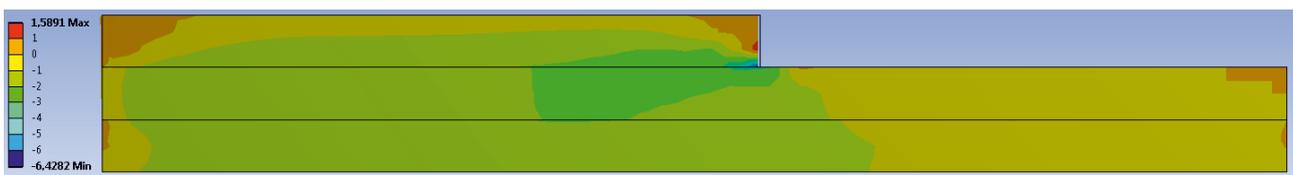
(a) u_x für $\alpha = 0^\circ$ [mm]; $K_{ges} = 584$ [kN/mm/m]



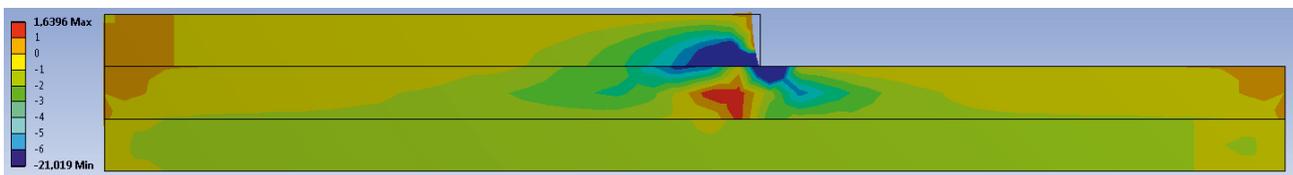
(b) u_x für $\alpha = 90^\circ$ [mm]

; $K_{ges} = 148$

Abbildung 2.16: Horizontale Verformung u_x der Kerne Typ 2 mit $t_k = 20$ mm, $t_{BSP,1} = t_{BSP,2} = t_{BSP,3} = 20$ mm nach Abbildung 2.15 [ANSYS 17.1]



(a) τ_{xz} für $\alpha = 0^\circ$ [N/mm²]



(b) τ_{xz} für $\alpha = 90^\circ$ [N/mm²]

Abbildung 2.17: Schubspannung τ_{xz} der Kerne Typ 2 mit $t_k = 20$ mm, $t_{BSP,1} = t_{BSP,2} = t_{BSP,3} = 20$ mm nach Abbildung 2.15 [ANSYS 17.1]

Die Verschlingung der oberen Brettlagen sowie das unmittelbare Sperren des Vorholzes mit $\alpha = 90^\circ$

erhöhen den Verschiebungsmodul $K_{ges,90^\circ}$ um 28% (vergleiche Tabelle 2.5). Die Schubspannungen werden besser in die unterliegenden Brettlagen verteilt. Gleichzeitig verlängert sich für $\alpha = 0^\circ$ die Einfluslänge des Vorholzes durch die weichere zweite Brettlage. Der Verschiebungsmodul $K_{ges,0^\circ}$ reduziert sich um 27%.

Der Aufbau Kerbe Typ 2 ist Gegenstand der Push-Out-Versuche in Kapitel 2.2.3. Hier konnten die Versagensmodi, die Interaktion mit der Betonlage sowie das Verhalten der „Rollschublage“ genauer beobachtet werden. Im Vergleich der Ergebnisse in Tabelle 2.6 ist bei einer Anordnung der Kerbe in Faserrichtung ($\alpha = 0$) die Simulation weicher als der Versuch. Dies liegt vermutlich an höheren Holzelastizitätsmoduln der Probekörper liegen. In der Anordnung quer zur Faser fällt das Versuchsergebnis weicher aus als die Simulation. Dies liegt wahrscheinlich daran, dass die Fugen zwischen den Brettern in der Simulation nicht berücksichtigt wurden.

Kerbe	α	K_{ges}	$K_{BSP,1}$	$k_{s,mean,17d}$	$k_{s,mean,120d}$
Typ	[°]	[kN/mm/m]	[kN/mm/m]	[kN/mm/m]	[kN/mm/m]
2	0	584	643	677	760
	90	148	162	134	83

Tabelle 2.6: Vergleich resultierender Verschiebungsmoduln der FEM-Simulationen

Durch einen hohen Tragfähigkeitsabfall und einen noch höheren Steifigkeitsverlust der Kerbe Typ 2 (Abbildung 2.5) von $\alpha = 0^\circ$ auf $\alpha = 90^\circ$ ist eine Anpassung der Kervenkonfiguration notwendig. Wie auch das Versagensbild in Abbildung 2.11a zeigt, wird durch die geringe Querdrucksteifigkeit quer zur Holzfaser die Spannung innerhalb einer vergleichsweise geringen Vorholzlänge $l_v \sim 75$ mm auf die zweite, wesentlich steifere Lage übertragen. Dem entsprechend kann die Vorholzlänge und Kervenordnung im Vergleich zur Ausgangskonfiguration in einem engeren Raster ausgeführt werden (Abbildung 2.18).

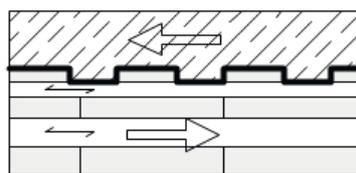


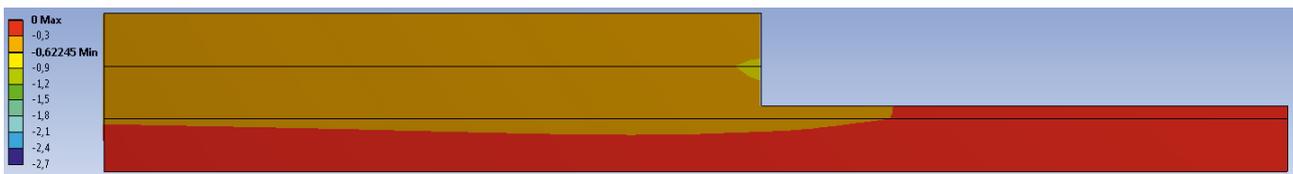
Abbildung 2.18: Kerbe Typ 2 mit verdichteter Anordnung ($\alpha = 90^\circ$)

2.2.4.6 Ergebnis Kerbe Typ 1b und 3

Nach Abbildung 2.6:

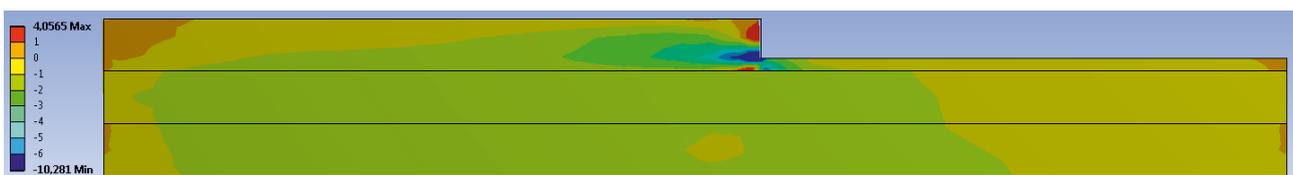


(a) Typ 1b: u_x für $\alpha = 0^\circ$ [mm]; $K_{ges} = 707$ [kN/mm/m]

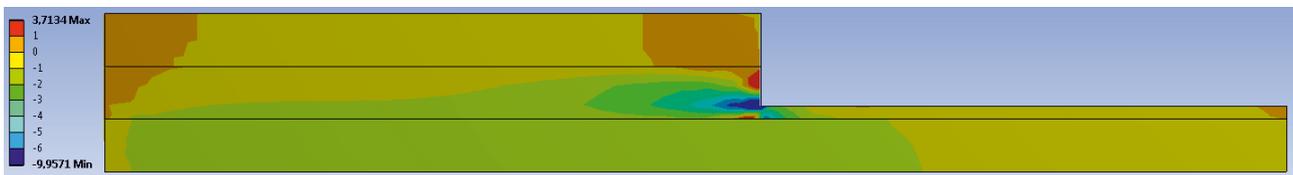


(b) Typ 3: u_x für $\alpha = 90^\circ$ [mm]; $K_{ges} = 860$ [kN/mm/m]

Abbildung 2.19: Horizontale Verformung u_x der Kerne mit $t_k = 15$ mm, $t_{BSP,1} = t_{BSP,2} = t_{BSP,3} = 20$ mm nach Abbildung 2.15 [ANSYS 17.1]



(a) Typ 1b: τ_{xz} für $\alpha = 0^\circ$ [N/mm²]



(b) Typ 3: τ_{xz} für $\alpha = 90^\circ$ [N/mm²]

Abbildung 2.20: Schubspannung τ_{xz} der Kerne mit $t_k = 35$ mm, $t_{BSP,1} = t_{BSP,2} = t_{BSP,3} = 20$ mm nach Abbildung 2.15 [ANSYS 17.1]

In beiden Achsen besteht ein über die Länge ausgeglichener verteilter Spannungsabbau. Die Kerne der beiden Tragrichtungen konnten einander gut angeglichen werden.

2.2.4.7 Vergleich der Kerntypen

Die Verschiebungsmoduln K der untersuchten Typen nach den Gleichungen 2.1 bis 2.3 und den Parametern aus Abbildung 2.15 und Abb. 2.15 sind in Tabelle 2.5 zusammengestellt. Neben dem Gesamtverschiebungsmodul K_{ges} kann über die Teilverschiebungsmoduln K_1 und K_2 (mit $K_{ges} = (K_1^{-1} + K_2^{-1})^{-1}$) der Einfluss der unteren, verbindungsunabhängigen Brettlagen auf die Steifigkeitsentwicklung bewertet werden. Zum Beispiel zeigt sich für Kerne Typ 1, dass über die erste Brettlage ein

Verschiebungsmodul erreicht wird, das in der Größenordnung dem eines steiferen einachsigen System entspricht ($K_{BSP,1,Typ1-0^\circ} \approx K_{ser,Obergrenze,einachs}$). Die Berücksichtigung der zweiten „Rollschub-Brettlage“ bedingt ein Gesamtverschiebungsmodul $K_{ges,Typ1-0^\circ} = 802 \text{ kN/mm/m}$, welches im Vergleich im unteren Bereich bekannter Verschiebungsmoduln liegt ($K_{ges,Typ1-0^\circ} \approx K_{ser,Untergrenze,einachs}$).

2.2.5 Fazit

Folgende Erkenntnisse und Verbesserungsvorschläge wurden aus den Untersuchungen abgeleitet:

Parallel zur Faser Die Einleitung der Schubkraft in das Brettsperrholz sollte in einer Lage mit Faserausrichtung parallel zur Schubkraft erfolgen. Eine engere Staffelung der Kerne wie in Abbildung 2.6c, mit Lasteinleitung rechtwinklig zur Faser ($\alpha=90^\circ$), ist aufgrund der kürzeren Einflusslänge bei seitenverklebtem Brettsperrholz prinzipiell möglich, der Verschiebungsmodul wird aber nicht über $3 \cdot K_{ges,90^\circ,Typ2} = 440 \text{ kN/m/mm}$ hinausgehen. Liegt keine Seitenverklebung vor, besteht auf Grund der zulässigen Fugen zwischen den Brettern immer die Gefahr, dass eine Kerne ausfällt. Zudem können auch seitenverklebte Brettsperrhölzer Entlastungsnuten aufweisen und daher eingeschnitten sein.

Um in Nebentragsrichtung die Betonkonsole in die nächste parallel laufende Brettlage einbinden zu können, müssen die dazwischen liegenden Brettlagen durchgeschnitten und folglich durch die Betonkonsole getrennt werden (vergleiche Abbildung 2.6b).

Rückverankerung Die Brettlage, über die die Schubkraft in das Brettsperrholz eingeleitet wird, sollte nicht komplett durchgeschnitten werden. Es bleibt eine Art Rückverankerung des Vorholzes in den Bereich unterhalb der Betonkonsole. Die verfügbare Länge zur Übertragung der Schubspannungen in die „weiche Rollschublage“ wird durch diese Maßnahme vergrößert. Zudem können Fugen aus nicht-seitenverklebtem Brettsperrholz besser überbrückt werden.

Dünne Brettlagen auf Höhe der Schubverbindung Um die Tiefe der Kerne und die damit verbundene Momentenwirkung in der Betonkonsole möglichst gering zu halten, bietet es sich an die betonnahen, für eine Schubverbindung relevante Brettlagen verhältnismäßig schlank auszuführen.

Den Untersuchungen entsprechend werden die Kernen Typ 1b für $\alpha = 0^\circ$ und Typ 3 für $\alpha = 90^\circ$ für die weiteren experimentellen Untersuchungen in diesem Forschungsprojekt ausgewählt. Es konnte gezeigt werden, dass für diese Verbindungsteifigkeiten auf dem Niveau eines einachsig tragenden Systems erreicht werden können.

2.2.6 Anordnung der Kernen in der Platte

Bei der Anwendung der Kerne als Schubverbindungsmitel in einer zweiachsig tragenden Brettsperrholz-Beton-Verbundplatte bietet es sich an, diese nach einem orthogonalen Muster anzuordnen. Das orthogonale Muster ist in der Herstellung wesentlich einfacher einzufräsen oder auszusparen als nicht-gerade Muster. Zudem wird eine Schubkraftübertragung von Beton zu Brettsperrholz parallel zur Faser garantiert.

Bei durchlaufenden geraden Kervenschnitten kommt es in den Kreuzungspunkten der Kerven der beiden Tragrichtung zu einer Schwächung der höher liegenden Kerne - das Vorholz fehlt an dieser Stelle, gleichzeitig wird die tiefer liegende Kerne gestärkt - die Höhe der Betonkonsole verringert sich, siehe Abbildung 2.21.

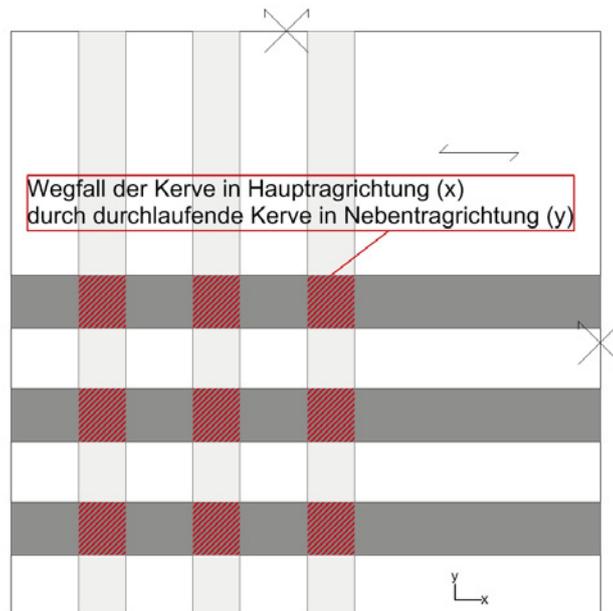


Abbildung 2.21: Kreuzung der Kerven im Platteneck (xy-Ebene)

Durch eine geradlinig durchlaufende Ausführung der Kerven bilden die Betonkonsolen parallel zur Kerne Rippen aus, die im ungerissen Zustand ähnlich Unterzügen auf die Betonlage wirken können.

2.3 Schraube

2.3.1 Einleitung

Das Tragverhalten der Schraubenschubverbindung wird anhand der Vollgewindeschraube ASSY Plus der Firma Würth erklärt. Diese Schraube wurde gewählt, da für sie eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung (abZ) [Z-9.1-648] und eine Europäische Technische Zulassung (ETA) [ETA-13/0029] für Brettsperrholz-Beton-Verbundplatten vorliegt. Im weiteren Verlauf werden beide Zulassungen berücksichtigt, da sich die angegebenen Steifigkeitskennwerte in beiden Dokumenten unterscheiden. Die Untersuchungen zum zweiachsigen Tragverhalten sind analog auf andere Schraubentypen übertragbar, so fern vergleichbare Steifigkeitskennwerte in axialer und lateraler Richtung vorliegen.

2.3.2 Im einachsig tragenden System

2.3.2.1 Axiale Beanspruchung

In einem einachsig ausgerichteten Holz-Beton-Verbundsystem mit geneigten Schrauben als Schubverbindungsmittel sind Schubbeanspruchungsrichtung und Schraubenachse in der Plattenebene (xy) parallel. Dem Ansatz eines Fachwerkmodells folgend, fungiert die geneigte Schraube als Zugstrebe und wird entsprechend axial beansprucht.

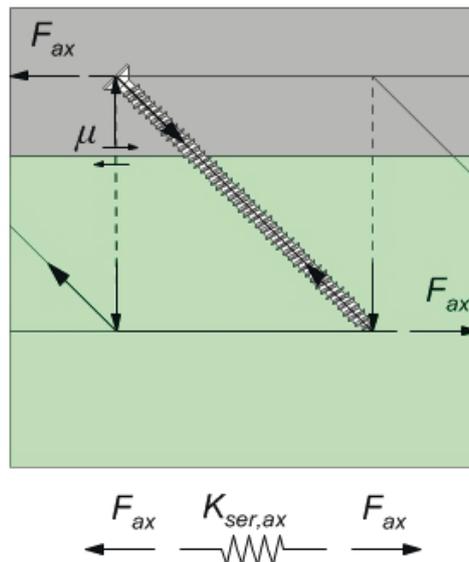


Abbildung 2.22: Axiale Beanspruchung einer geneigten Schraube als Schubverbindung in einer Holz-Beton-Verbunddecke (K_{ser} wirkt parallel zur Verbundfuge)

Nach [ETA-13/0029] und [Z-9.1-648] ergibt sich die charakteristische (Schub-)Tragfähigkeit der Schraube zu:

$$F_{Rk,ax,ETA} = (\cos 45^\circ + \mu \cdot \sin 45^\circ) \cdot \min \left\{ \begin{array}{l} F_{ax,45^\circ,Rk} \\ f_{tens,k} \end{array} \right. \quad [N] \quad (2.4)$$

$$F_{Rk,ax,abZ} = 56 \cdot l_{ef} \quad [N] \quad (2.5)$$

mit

μ	Reibungskoeffizient zwischen Holz und Beton [-]
$F_{ax,45^\circ,Rk}$	Charakteristischer Auszieh widerstand [N] nach Gl. 2.6
$f_{tens,k}$	Zugtragfähigkeit der Schraube; für $d = 8 \text{ mm}$ $f_{tens,k} = 17,0 \text{ [kN]}$
l_{ef}	Effektive Einbindetiefe der Schraube ins Holz; $l_{ef} \leq 200$ ansetzbar; Hier: $l_{ef} = 110 \text{ [mm]}$

$$F_{ax,45^\circ,Rk} = \frac{f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{1,1} \cdot \left(\frac{\rho_k}{350} \right)^{0,8} \quad [N] \quad (2.6)$$

mit

- $f_{ax,k}$ Charakteristische Ausziehparameter; für $d = 8 \text{ mm}$ $f_{ax,k} = 11,0 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
- d Durchmesser der Schraube [mm]
- l_{ef} Effektive Einbindetiefe der Schraube ins Holz [mm]
- ρ_k Charakteristische Holzrohddichte [kg/m^3]

Unabhängig von einer Trennschicht wird die Steifigkeit der Verbindung pro Schraube wie folgt angegeben [ETA-13/0029] [Z-9.1-648]:

$$K_{ser,ASSYplus,ax,ETA} = K_{ser,ASSYplus,ax,abZ} = 100 \cdot l_{ef} \quad [\text{N/mm}] \quad (2.7)$$

mit

- l_{ef} Effektive Einbindetiefe der Schraube ins Holz [mm]

Nach [ETA-13/0029] darf eine Reibung zwischen Beton und Holz mit $\mu = 0,25$ angesetzt werden, wenn folgende Bedingungen erfüllt sind:

- Statisches System wie Einfeldträger
- Überwiegend statische Beanspruchung
- Schrauben in einer Richtung angeordnet mit planmäßiger Druckkraft zwischen Holz und Beton aus Gleichgewichtsgründen
- Keine Zwischenschicht (Trennlage) zwischen Holz und Beton

2.3.2.2 Laterale Beanspruchung

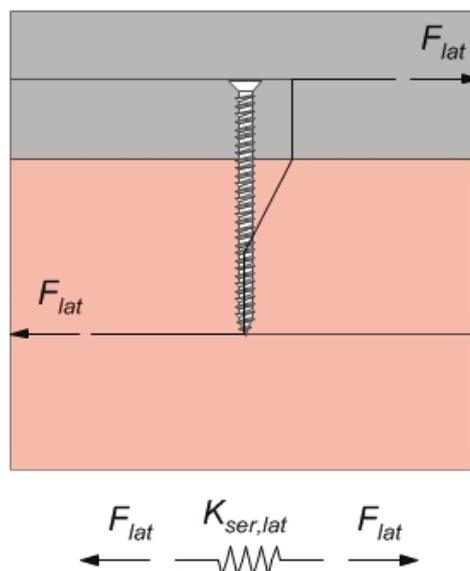


Abbildung 2.23: Laterale Beanspruchung einer Schraube als Schubverbindung in einer Holz-Beton-Verbunddecke (K_{ser} wirkt parallel zur Verbundfuge)

Bei der lateralen Beanspruchung verhält sich die Schraube wie eine rechtwinkelig zur Plattenebene (xy) eingebrachte Schraube, die auf Abscheren beansprucht wird. Hierzu sind Kennwerte in der [ETA-13/0029] gegeben (ohne Trennschicht; entspricht $F_{v,Rk}$ nach [DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08] für außenliegende und dicke Stahlblech-Holz-Verbindungen). Ein möglicher Seileffekt wird nicht berücksichtigt:

$$F_{Rk,lat,ETA} = \sqrt{4 \cdot M_{y,k,ETA} \cdot f_{h,2,k} \cdot d} \quad [N] \quad (2.8)$$

$$F_{Rk,lat,abZ} = \sqrt{6,25 \cdot M_{y,k,abZ} \cdot f_{h,2,k} \cdot d} \quad [N] \quad (2.9)$$

mit

- $M_{y,k}$ Charakteristisches Fließmoment; $M_{y,k,ETA} = 20.000$ bzw. $M_{y,k,abZ} = 16.700$ [Nmm]
- $f_{h,2,k}$ Charakteristische Lochleibungsfestigkeit des Holzes [N/mm²]
- d Durchmesser der Schraube; hier: $d = 8,0$ [mm]

Die Steifigkeit bei lateraler Beanspruchung wird pauschal angegeben [ETA-13/0029] [Z-9.1-648]:

$$K_{ser,ASSYplus,lat,ETA} = 2000 \quad [N/mm] \quad (2.10)$$

$$K_{ser,ASSYplus,lat,abZ} = 1500 \quad [N/mm] \quad (2.11)$$

2.3.2.3 Vergleich

Im Vergleich der Kennwerte besteht ein deutlicher Unterschied zwischen axialer und lateraler Beanspruchungsrichtung:

	Axial ($\beta = 0^\circ$)		Lateral ($\beta = 90^\circ$)		Axial / Lateral		
	ETA ($\mu = 0,25 / 0$)	abZ	ETA	abZ		ETA ($\mu = 0,25 / 0$)	abZ
F_{Rk}	7,78 / 6,22	6,16	3,14	3,65	[kN]	2,5 / 2,0	1,7 [-]
K_{ser}	11,0	11,0	2,0	1,5	[kN/mm]	5,5	7,3 [-]

Tabelle 2.7: Vergleich der Schubtragfähigkeit und -steifigkeit einer HBV-Schraubenverbindung mit Würth ASSYplus Vollgewindeschrauben getrennt nach [ETA-13/0029] und [Z-9.1-648] mit $\rho_k = 350$ kg/m³

Wie in Tabelle 2.7 zu erkennen ist, halbiert sich die Tragfähigkeit von axialer zu lateraler Beanspruchung (auf 40,0% bis 58,8% der maximalen Tragfähigkeit) während nur ein Sechstel des Verschiebungsmoduls erreicht wird (18,2% bis 13,7% des maximalen Verschiebungsmoduls).

2.3.3 Im zweiachsig tragenden System (Schraube Typ 1)

2.3.3.1 Im zweiachsig wirkenden Schubspannungsfeld

Im Vergleich zum einachsig tragenden System weicht die ideale Anordnung der Schraube in einer zweiachsig lastabtragenden Holz-Beton-Verbundplatte von der bekannten Anordnung in Haupt-

tragrichtung (x) ab. Da die Schraube bei axialer Beanspruchung ein deutlich höheren Verschiebungsmodul aufweist als in lateraler Richtung, bietet es sich an, die Schraube der Hauptschubkraft in der Verbundfuge nach auszurichten. Die Herleitung der Hauptschubkraft ist in Abbildung 2.24 schematisch dargestellt.

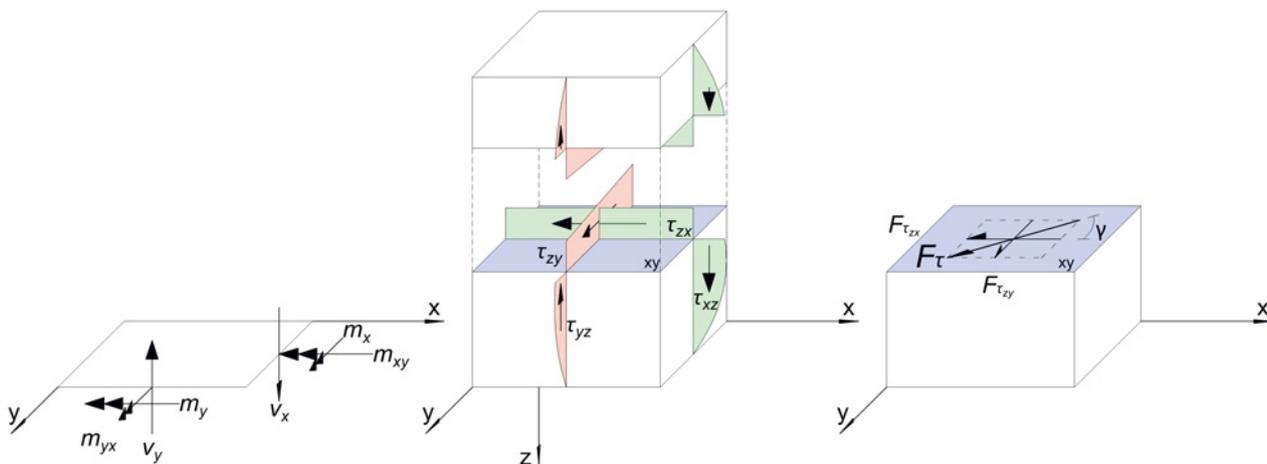


Abbildung 2.24: Herleitung Hauptschubkraft in einem zweiachsig tragenden System

Aufgrund einer Richtungsvariabilität der Trajektorien (vergleiche Abschnitt 1.6) und einer baupraktischen Notwendigkeit den Ausrichtungswinkel der einzelnen Schrauben in Plattenebene (xy) zu diskretisieren, muss davon ausgegangen werden, dass die Schraube auch abweichend von ihrer Hauptwirkrichtung beansprucht wird (Abbildung 2.25 und 2.26). Der Winkel β ist hierbei das Maß für die Abweichung der Hauptschubkraft von der axialen Richtung der Schraube in Plattenebene (xy).

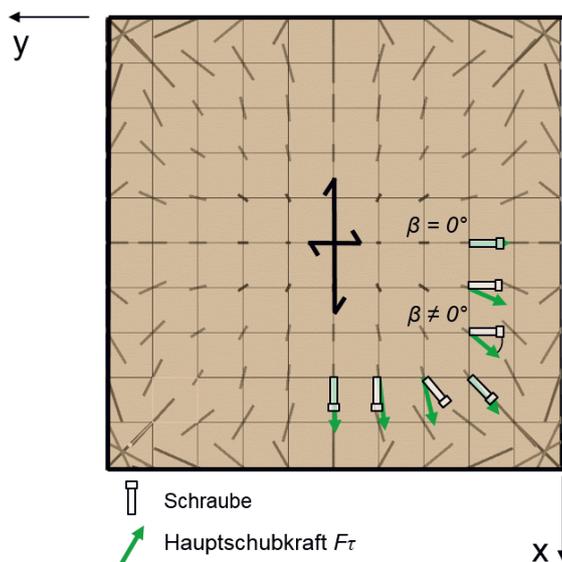


Abbildung 2.25: Schraube im zweiachsig tragenden Plattensystem

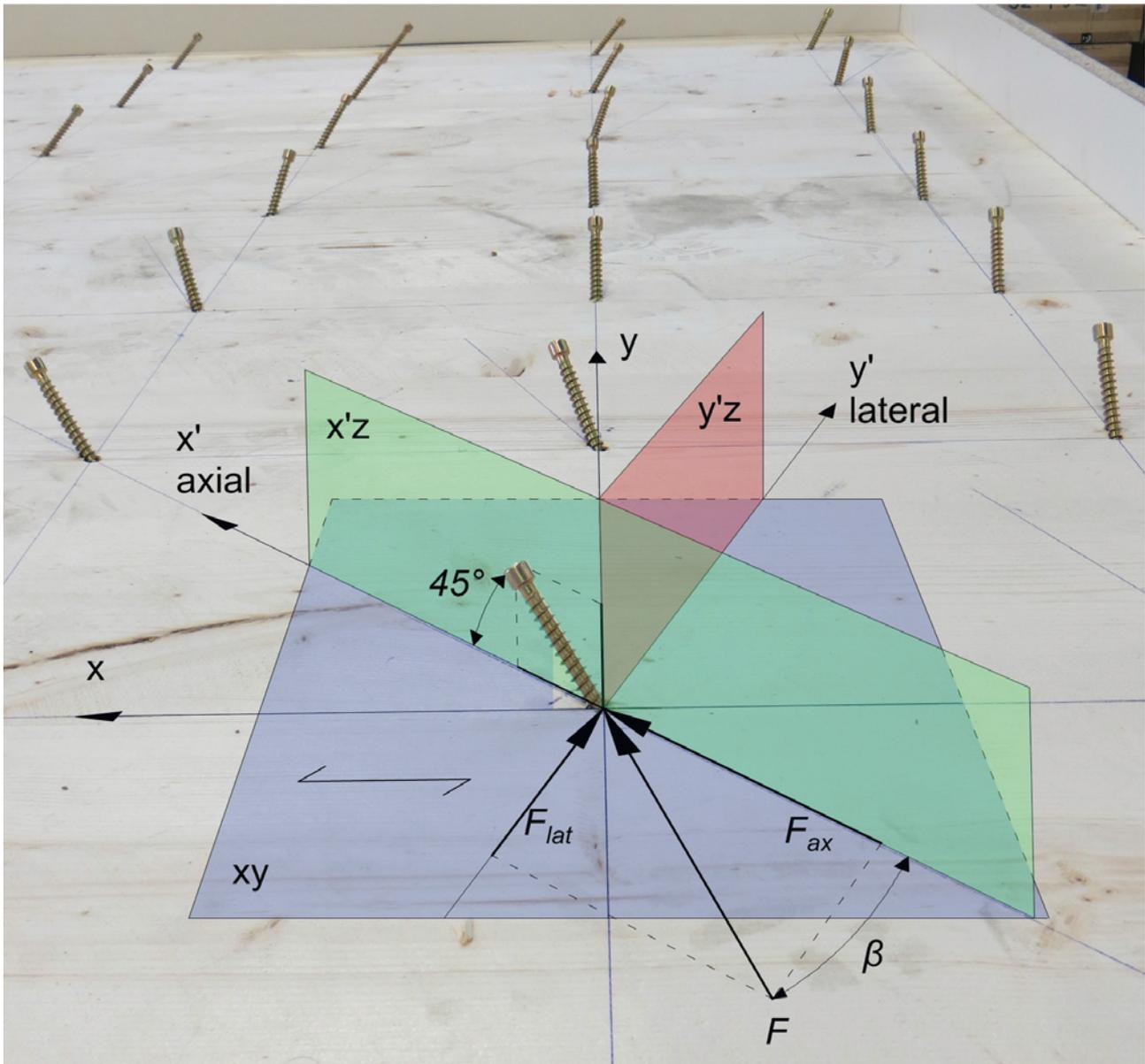


Abbildung 2.26: Koordinaten und Schnittebenen der Schubverbindung mit Schrauben in einer zweiachsigen tragenden Platte

Mit einer Abweichung der Beanspruchungsrichtung von der axialen Richtung der Schraubenschubverbindung (\Rightarrow Winkel β), kommt es zu einer kombinierten lateralen und axialen Beanspruchung der Schraube. Dieser Sachverhalt wird im Folgenden genauer untersucht. Eine kombinierte Beanspruchungssituation ist in Abbildung 2.27 dargestellt.

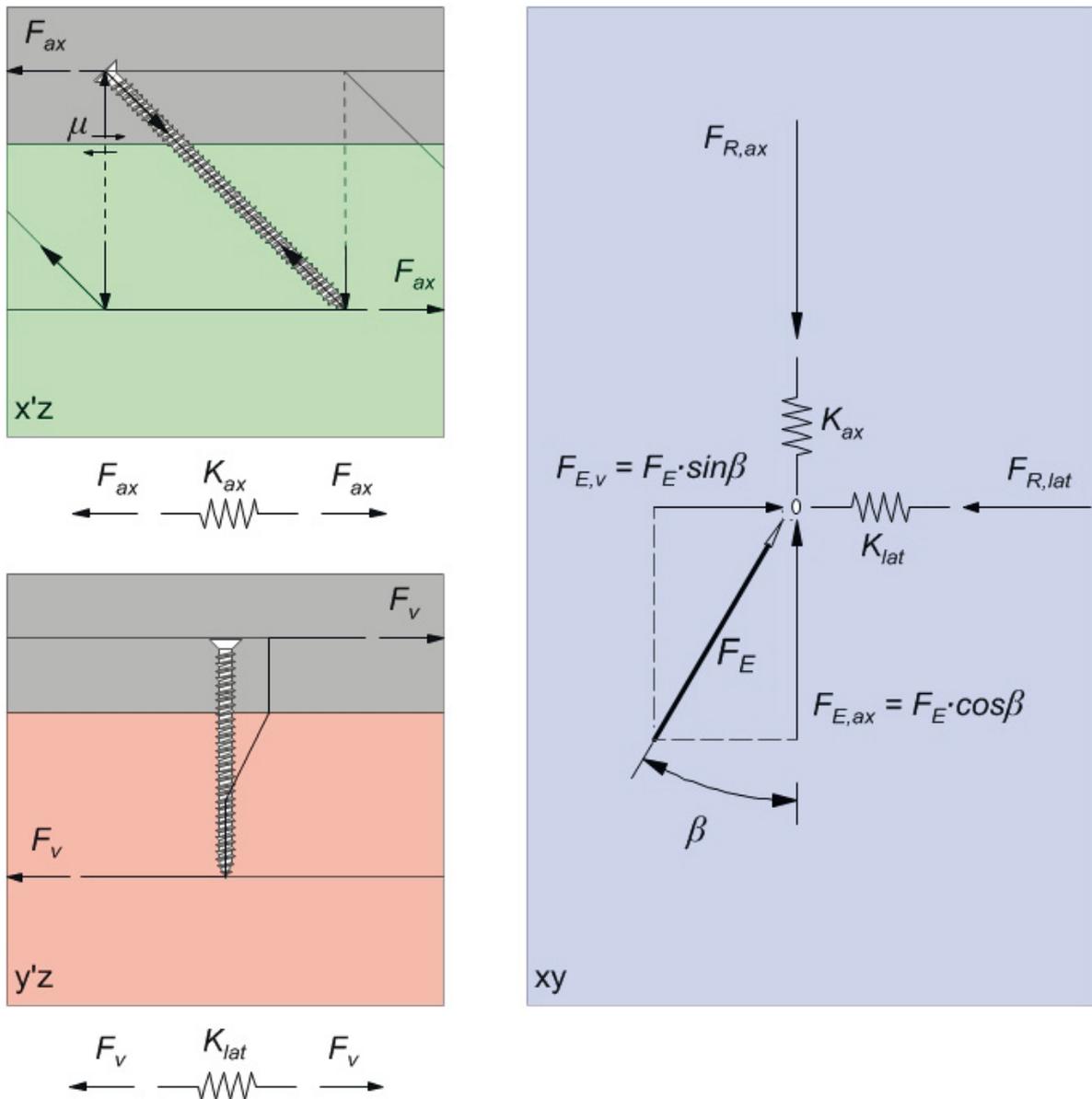


Abbildung 2.27: Kombinierte Schraubenbeanspruchung (K und F wirken parallel zur Verbundfuge in der Plattenebene (xy))

2.3.3.2 Tragfähigkeit

Als Vorschlag für den Nachweis der Tragfähigkeit der Schraubenverbindung unter gegebener Beanspruchung wird die Gleichung Gl. 8.28 des [DIN EN 1995-1-1:2010-12] verwendet:

$$\left(\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}}\right)^2 \leq 1 \quad (2.12)$$

mit

$F_{ax,Ed} = F_{Ed} \cdot \cos\beta$	Bemessungslast aus Hauptschubspannung unter Berücksichtigung der Reibung
$F_{ax,Rd} = F_{Rk,ax} \cdot k_{mod}/\gamma_M$	Bemessungswert der Tragfähigkeit der Verbindung unter Lasten in Richtung der Nagelachse
$F_{v,Ed} = F_{Ed} \cdot \sin\beta$	Bemessungslast aus Hauptschubspannung
$F_{v,Rd} = F_{Rk,lat} \cdot k_{mod}/\gamma_M$	Bemessungswert der Tragfähigkeit der Verbindung unter Lasten rechtwinkelig zur Nagelachse

Die maximale Tragfähigkeit der Verbindung in Abhängigkeit des Winkels β in Tabelle 2.8 und Abbildung 2.28 dargestellt:

$$F_{Ed,max} = \left[\left(\frac{\cos\beta}{F_{Rd,ax}}\right)^2 + \left(\frac{\sin\beta}{F_{Rd,lat}}\right)^2 \right]^{-0,5} \quad (2.13)$$

β	$F_{Ed,max}$ [kN]		
	ETA		abZ
	μ	0,25	0
0°		4,79	3,79
30°		3,17	3,14
60°		2,17	2,45
90°		1,93	2,25

mit $k_{mod} = 0,8$ und $\gamma_M = 1,3$

Tabelle 2.8: Vergleich der maximalen Tragfähigkeit einer Holz-Beton-Verbund-Schraubenverbindung mit Würth ASSYplus Vollgewindeschrauben in Abhängigkeit des Winkels β zwischen Schubkraft und Ausrichtung der Schraube in der Grundebene (xy)

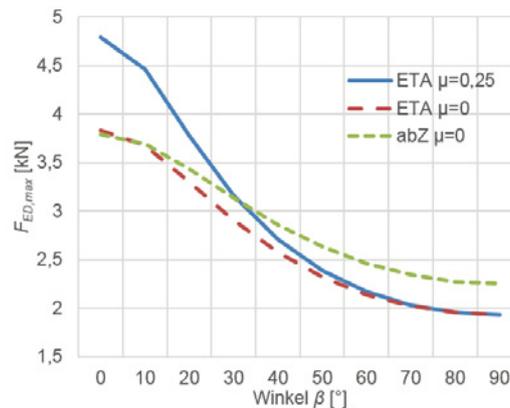


Abbildung 2.28: Vergleich der maximalen Tragfähigkeit einer Holz-Beton-Verbund-Schraubenverbindung mit Würth ASSYplus Vollgewindeschrauben in Abhängigkeit des Winkels β zwischen Schubkraft und Ausrichtung der Schraube in der Grundebene (xy)

2.3.3.3 Verschiebungsmodul

Im Folgenden werden die verschiedenen Verschiebungsmoduln in Abhängigkeit der Schubkraftrichtung und in Bezug auf die Schraubenausrichtung hergeleitet. In Abbildung 2.29 sind die Zusammenhänge grafisch dargestellt.

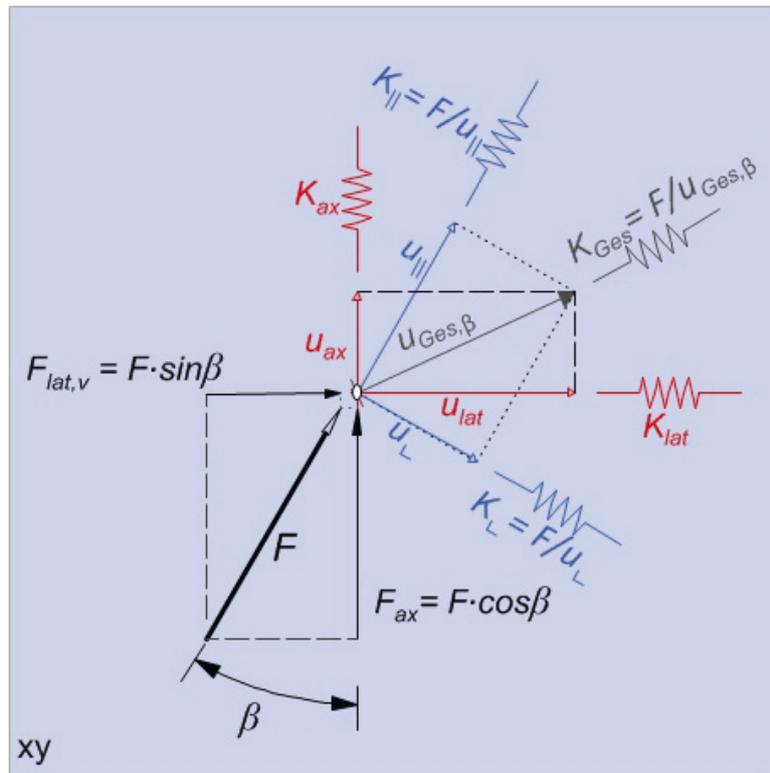


Abbildung 2.29: Verschiebungsverhalten infolge eines orthotropen Verschiebungsmoduls

Auf Grundlage der Abbildung 2.29 kann der gesamte Verschiebungsmodul $K_{ser,F_{ed}}$ wie folgt berechnet werden:

$$K_{Ges,F} = \left[\left(\frac{\cos\beta}{K_{ax}} \right)^2 + \left(\frac{\sin\beta}{K_{lat}} \right)^2 \right]^{-0,5} = \left[\frac{1}{K_{||F}^2} + \frac{1}{K_{\perp F}^2} \right]^{-0,5} \quad (2.14)$$

Die kraftrichtungsabhängigen Verschiebungsmodulanteile $K_{||F}$ und $K_{\perp F}$ ergeben sich zu:

$$K_{||F} = \left[\frac{\cos^2\beta}{K_{ax}} + \frac{\sin^2\beta}{K_{lat}} \right]^{-1} \quad (2.15)$$

$$K_{\perp F} = \left[-\frac{\sin\beta \cdot \cos\beta}{K_{ax}} + \frac{\sin\beta \cdot \cos\beta}{K_{lat}} \right]^{-1} \quad (2.16)$$

β	$K_{Ges,F}$		$K_{\parallel F}$		$K_{\perp F}$	
	ETA	abZ	ETA	abZ	ETA	abZ
0°	11,00	11,00	11,00	11,00	∞	∞
30°	3,82	2,92	5,18	4,26	5,65	4,01
45°	2,78	2,10	3,38	2,64	4,89	3,47
60°	2,30	1,73	2,51	1,91	5,65	4,01
90°	2,00	1,50	2,00	1,50	∞	∞

ETA: $\mu = 0$

Tabelle 2.9: Verschiebungsmodul der Schraubenschubverbindung in Abhängigkeit von β in [kN/mm/Stk]

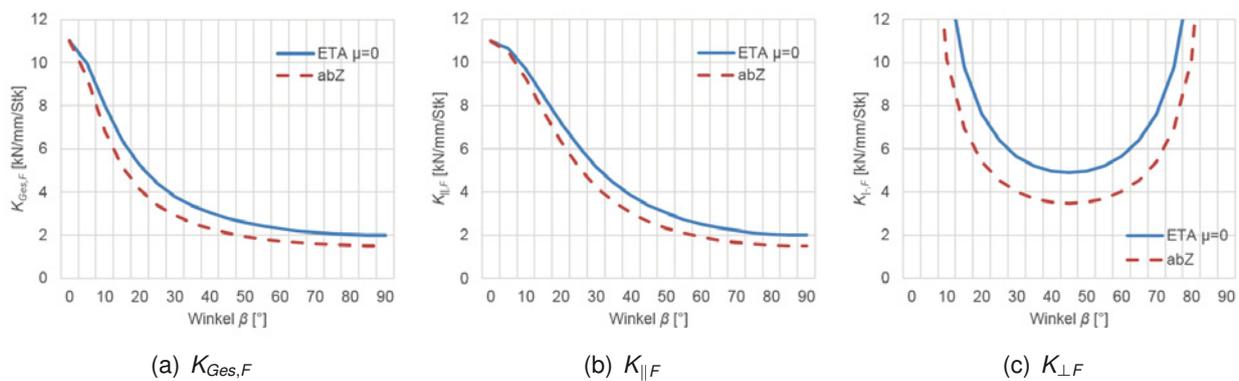


Abbildung 2.30: Verschiebungsmodul der Schraubenschubverbindung in Abhängigkeit von β in [kN/mm/Stk]

K_{Ges} verliert bei einer Winkeländerung von $\beta = 0^\circ$ zu $\beta = 30^\circ$ -65,2% (ETA) und -73,5% (abZ) an Wert. Dieser starke Steifigkeitsverlust in Abhängigkeit des Winkels β spricht sehr für die Ausrichtung der Schrauben nach den Hauptschubkrafttrajektorien in der Verbundfuge.

In der Praxis wird die Berücksichtigung von K_{Ges} als anzusetzender Verschiebungsmodul schwierig, da die Ersatzfeder des Verschiebungsmoduls nicht in Richtung der Kraft $F(\beta)$ zeigt. Es besteht im Bereich $0^\circ < \beta < 90^\circ$ eine Nachgiebigkeit rechtwinklig zur Wirkrichtung der Kraft ($K_{\perp F} \neq \infty$). Es wird angenommen, dass diese Nachgiebigkeit durch eine Umlagerung auf anliegende Schrauben mit anderer Ausrichtung abgefangen wird. Somit wird in den Versuchen der Verschiebungsmodulwert nach $K_{\parallel F}$ betrachtet und verglichen.

2.3.4 Experimentelle Untersuchungen an der Schraubenverbindung

2.3.4.1 Aufbau und Materialeigenschaften

Aufbau und Material waren analog zu Abschnitt 2.2.3. Als Verbindungsmittel werden je Seite zwei Vollgewindeschrauben mit je einer Länge von 160 mm und einem Durchmesser von 8 mm gewählt. Es handelt sich hierbei um das Fabrikat ASSY Plus ZK von Würth.

2.3.4.2 Prüfkörperkonfiguration

Einer versuchsorientierten Betrachtung folgend wurde anstatt der Schubkrafttrichtung die Schraubenverbindung gedreht. Um den Einfluss der Schraubendrehung zu untersuchen wurden drei Schraubenwinkel in der Grundebene untersucht: $\beta = 0^\circ, 30^\circ, 60^\circ$ (Abbildung 2.31 oder im Detail im Anhang A.2.1)

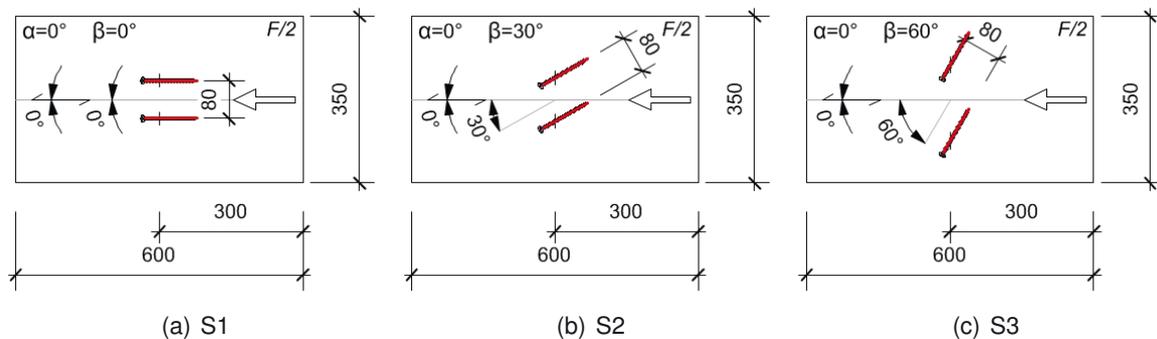


Abbildung 2.31: Prüfkörperkonfiguration Push-Out-Versuch - Schraube

Bez.	Verbindung	Abmessung [mm][je Seite]	α [°]	β [°]	Beton [mm]	Brettsperrholz [mm]	N [-]	Seiten [je PK]
S1				0				
S2	Schraube Typ 1	2x d=8, l=160	90	30	80	20-20-40-20-20	5	2
S3				60				

Tabelle 2.10: Übersicht Prüfkörper Schubversuch

2.3.4.3 Ergebnis

Bis auf eine einzige Ausnahme versagten die Prüfkörper mit einer Schraubenverbindung unabhängig von der Ausrichtung der Schrauben zur Krafttrichtung auf Herausziehen aus dem Brettsperrholz (Abbildung 2.32).



Abbildung 2.32: Versagensbild Push-Out-Versuch - Schraube

Ein Vergleich der Versuchsergebnisse (Tabelle 2.3 und 2.11) zeigt, dass bei einer Schraubenwinkeländerung in der Grundebene von $\beta = 0^\circ$ auf $\beta = 60^\circ$ (Abbildung 2.31) sich die charakteristische Tragfähigkeit F_k sich in einem ähnlichem Niveau bewegt, jedoch schon bei einer Winkeländerung von $\beta = 0^\circ$ auf $\beta = 30^\circ$ sich der Verschiebungsmodul k_s nahezu halbiert. Daraus lässt sich schließen, dass eine abweichende Beanspruchung von der Schraubenhauptachse zu vermeiden und eine Ausrichtung der Schrauben nach der Hauptschubkrafttrichtung notwendig ist. Zudem zeigt sich, dass nach einem Angleichen der relativen Holzfeuchte nach 120 Tagen die Steifigkeit der Schraubenverbindung deutlich abnimmt, bei gleichbleibender Tragfähigkeit. Siehe dazu auch folgenden Absatz 2.3.5.

Bez.	Verbindung	α	β	t_{Beton}^{*1}	F_k	$F_{\text{max,mean}}$	CV(F)	$k_{s,\text{mean}}$	CV(k_s)	N
	Schraube	[°]	[°]	[d]	[kN/Stk]	[kN/Stk]	[%]	[kN/mm/Stk]	[%]	[Stk]
S1	Typ 1	0	0	17	18,7	21,1	2,0	80,3	15,5	3
				120	15,3	21,8	10,8	41,9	7,2	2
S2	Typ 1	0	30	17	17,0	19,1	4,6	54,8	30,3	3
				120	17,4	20,1	1,9	18,9	17,7	2
S3	Typ 1	0	60	17	11,7	14,7	9,2	47,1	38,6	3
				120	13,4	15,4	1,4	7,1	16,4	2

*1 Die erste Prüfung wurde mit Erreichen der Mindestfestigkeit C20/25 nach $t_{\text{Beton}}=17$ d durchgeführt. Die oberste Brettlage wies eine sehr hohe relative Holzfeuchte ($\sim 25\%$) auf. Nach $t_{\text{Beton}}=120$ d wurde nochmals mit verminderter Holzfeuchte geprüft.

Tabelle 2.11: Ergebnisse der Push-Out-Versuche an Schrauben als Schubverbindungsmittel nach [DIN EN 26891:1991-7]

2.3.5 Vergleich

Im Vergleich zu den Werten der Zulassungen (Abschnitt 2.3.3.2 und 2.3.3.3) liegen die Messergebnisse deutlich über den dort vorgegebenen Kennwerten (Tabelle 2.12). Diese Tatsache ist sehr wahrscheinlich auf den in den Versuchen aufgetreten Haftverbund zwischen Beton und Holz und einem Vorspanneffekt in der Verbindung durch ein Aufquellen des Holzes zurückzuführen. Die beiden Effekte wirken sich offensichtlich stärker auf das Tragverhalten aus, als die Zunahme der Holzfestigkeit mit einem höheren Trocknungsgrad. Trotz quantitativ unterschiedlicher Verschiebungsmoduln stimmen die Zulassungswerte und die Versuchswerte in ihrem Verhältnis „axiale“ zu um β „abweichende“ Beanspruchung überein (Tabelle 2.12). Diese Ergebnis unterstützt folglich den in Abschnitt 2.3 vorgeschlagenen Ansatz zur Berechnung einer Schraubenschubverbindung in einem zweiachsig tragenden Holz-Beton-Verbundsystem.

β	$K_{\parallel F, Zul.}$		$\frac{K_{\parallel F, \beta}}{K_{\parallel F, 0^\circ}}$		$t_B =$	$k_{s, mean}$		$\frac{k_{s, \beta}}{k_{s, 0^\circ}}$	
	[kN/mm/Stk]		[-]			17d	120d	17d	120d
	Zul.:	ETA	AbZ	ETA	AbZ	17d	120d	17d	120d
0°		11,0	11,0	1,00	1,00	80,3	41,9	1,00	1,00
30°		5,2	4,3	0,47	0,39	54,8	18,9	0,68	0,45
60°		2,5	1,9	0,23	0,17	47,1	7,1	0,59	0,17

Tabelle 2.12: Vergleich der Verschiebungsmoduln Zulassung - Versuch in Abhängigkeit von β

2.3.6 Anordnung der Schrauben in einer Platte

In den Untersuchungen dieser Arbeit wurde ein festes Schraubenraster gewählt. Eine Verdichtung in Bereichen höherer Schubbeanspruchung wurde nicht vorgenommen, ist aber prinzipiell denkbar. Eine variierende Dichte in der Schraubenanordnung erlaubt eine Anpassung an lokale Spannungsspitzen, resultiert aber auch in einer Variation der Schubsteifigkeit. Eine verstärkte Region mit einer höheren Schraubendichte zieht durch eine höhere Steifigkeit auch wieder eine erhöhte Beanspruchung an.

Im Folgenden wird ein Ablaufschema zur Anordnung der Schrauben in einer Platte gegeben. Es wird angenommen, dass durch eine Quasi-Ausrichtung der Schrauben entlang der Hauptschubspannungstrajektorien eine konstante, in Plattenebene (xy) isotrope Schubsteifigkeit der Schubverbindungsmittellage angenommen werden kann:

1. Wahl der Rastergröße A_{Raster} (Abbildung 2.34). Die Rastergröße entspricht der Einflussfläche einer Schraube in Plattenebene (xy)
2. Ermittlung der sich einstellenden Schubsteifigkeit mit $k_{xz} = k_{yz} = \frac{K_{Schraube}}{A_{Raster}}$ nach Abschnitt 4.3.3.2.
3. Berechnung im vereinfachten FEM-Volumenmodell (Abbildung 2.34)
4. Ausgabe der Hauptschubspannungstrajektorien in der Plattenebene (xy) im gewählten Raster aus Schritt 1 (Abbildung 2.35a)
5. Diskretisierung der Schraubenanordnung (hier in 22,5°-Schritten) (Abbildung 2.35a)

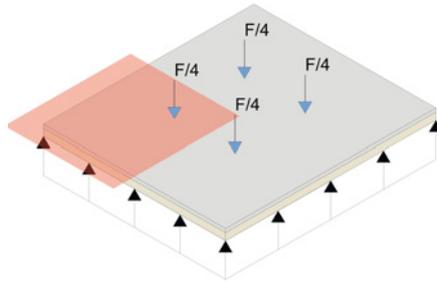


Abbildung 2.33: Plattenausschnitt

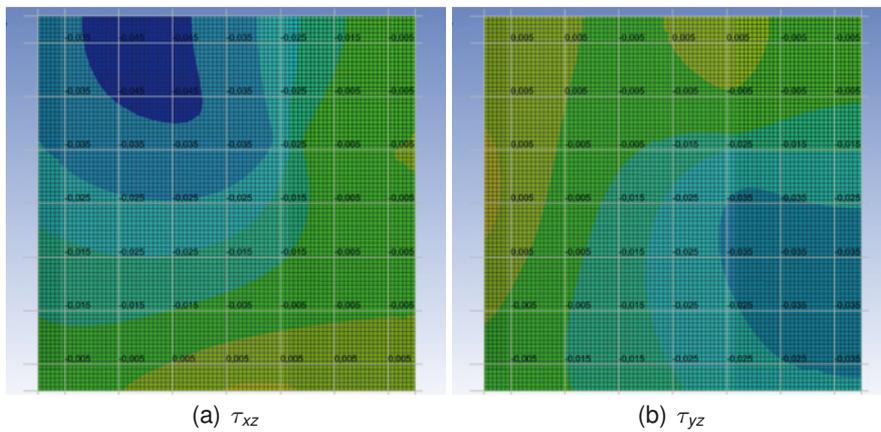


Abbildung 2.34: Schubspannungen in der Verbundfuge im Plattenausschnitt nach Abbildung 2.33

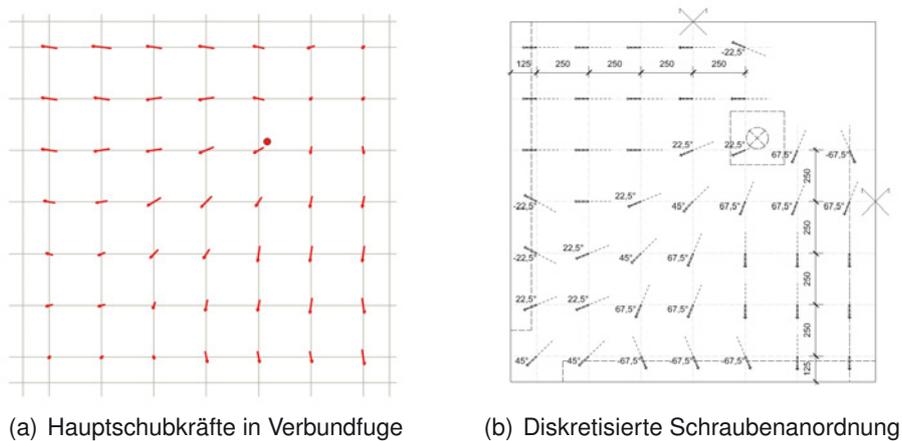


Abbildung 2.35: Schraubenanordnung im Plattenausschnitt nach Abbildung 2.33 auf Basis des in Abbildung 2.34 dargestellten FEM-Simulationsergebnisses

Die potenzielle Abweichung der Schraubenwirkrichtung von der Hauptschubkrafttrichtung (β ; Abschnitt 2.3.3.1) muss durch eine Abminderung der Schubsteifigkeit und der Tragfähigkeit der einzelnen Schraubenverbindung erfolgen. Der Grad der Abweichung ermittelt sich unter anderem aus dem größten Abstand zwischen dem diskretisierten Winkel und dem realen Winkel der Hauptschubkraft sowie der möglichen Winkeländerung der Hauptschubkraft zum Beispiel aus einer veränderten Laststellung. In welcher Größenordnung die Abweichung liegt sollte Ziel weiterer Forschungsarbeit sein.

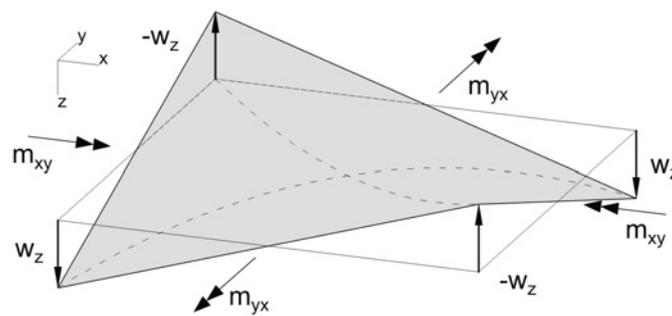
3 Experimentelle Betrachtung des Drilltragverhaltens

3.1 Einleitung

Das Verdrillen einer Platte kann als dritte Tragkomponente eines zweiachsig lastabtragend Systems verstanden werden. Neben der Biegung in Haupt- und Nebenachse kann je nach Drillsteifigkeit ein Teil der Plattenlast über Verdrillung abgetragen werden. Das Drillverhalten von Brettsperrholz-Beton-Verbundkonstruktionen wird im Folgenden untersucht.

3.2 Theoretisches Modell

Über das theoretische Modell soll eine Prüfkongfiguration hergeleitet werden, mit der in einem Plattenabschnitt eine reine Drillbeanspruchung erzeugt werden kann. Aus einer reinen Drillbeanspruchung ergibt sich folgende Verformungsfigur des Plattenausschnitts, siehe Abbildung 3.1:



(a) Reine Drillmomentbeanspruchung

Abbildung 3.1: Verformungsfigur eines Plattenabschnitts unter reiner Drillbeanspruchung

Über ein Trägerrostmodell nach [Mestek 2011] mit zwei biegesteifen Randstäben und einem torsionsbeanspruchtem Mittelstab kann die Drillsteifigkeit $B_{xy} = B_{yx}$ aus der Kraft F und der Senkung des Plattenausschnitts unterhalb der Lasteinleitung ermittelt werden, siehe Abbildung 3.2 und Gleichung 3.1.

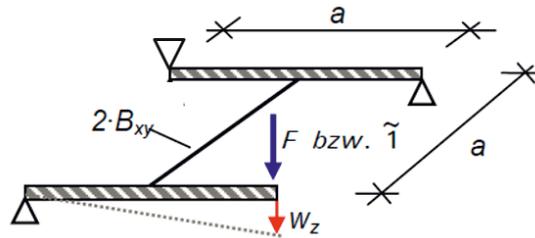


Abbildung 3.2: Trägerrostmodell aus [Mestek 2011] mit $B_{xy} = B_{yx}$

$$B_{xy} = B_{yx} = \frac{F \cdot a^2}{2 \cdot w_z} \quad (3.1)$$

mit

- F Kraft
- a Seitenlänge des Plattenausschnitts
- w_z Senkung unter Lasteinleitung

Angewandt auf eine Holz-Beton-Verbundplatte ergibt sich eine Lagerungs- und Belastungssituation nach der schematischen Darstellung in Abbildung 3.3.

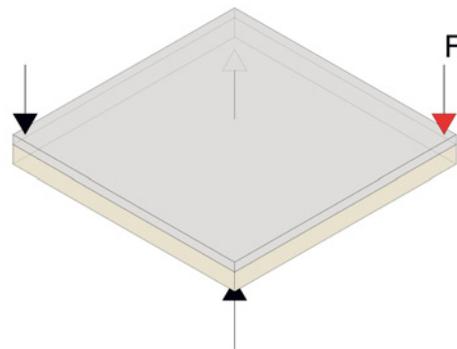


Abbildung 3.3: Schematischer Versuchsaufbau

3.3 Versuchsaufbau

Der Aufbau des Versuchs ist in Abbildung 3.4 dargestellt und orientiert sich an dem im vorherigen Abschnitt vorgestellten theoretischen Modell. Die Grundabmessung der zu prüfenden Platten beträgt $L_x = L_y = 2,05$ m. Abzüglich der Schwerpunktsabstände der Lasteinleitungs- und Lagerflächen ergibt sich eine statische Seitenlänge $a = 1,93$ m.

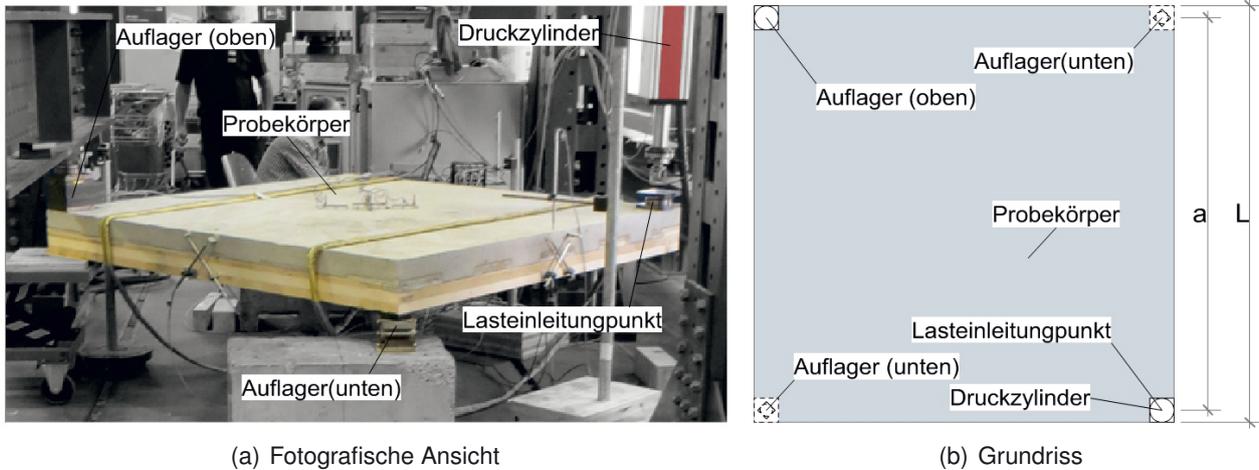


Abbildung 3.4: Versuchsaufbau zur Drilluntersuchung

Variierende Parameter sind das Schubverbindungsmittel (Kerbe und Schraube) und die Brettsperrholz-Lagenkonfiguration (symmetrisch und asymmetrisch, fünf- und vierlagig). Die Dicke der Betonlage war bei allen Drillprüfkörpern identisch.

Bez.	Beton [mm]	Brettsperrholz [mm]	Typ	Ausrichtung	Raster	Anzahl [-]
D1	80	20⊥20 40⊥40 40	Schraube Typ 1	trajektorieell	8x8	3
D2		30⊥30 30⊥30 30				
D3		20⊥20 40⊥40 40	Kerbe* Typ 1b-0° / 3-90°	orthogonal	4/4	
D4		20⊥20 40⊥40				

*ohne Abhebesicherung

Tabelle 3.1: Prüfkörperkonfiguration Drillversuch

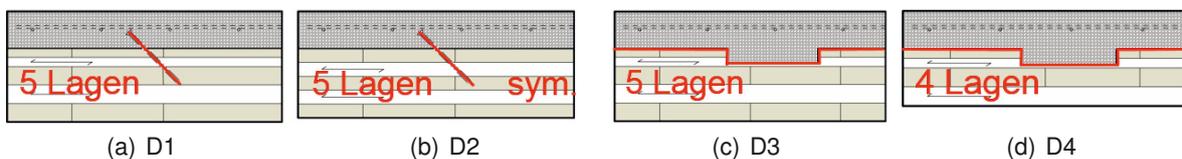
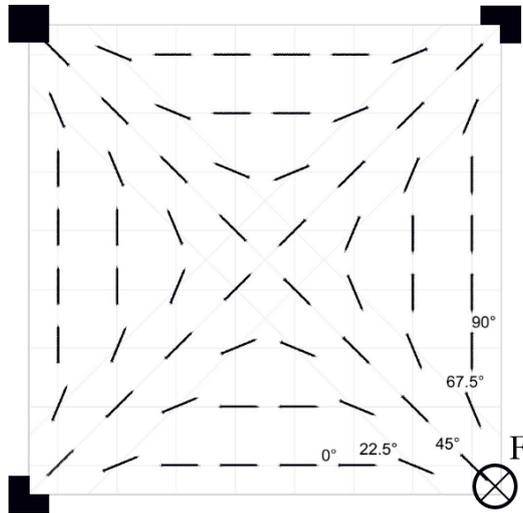


Abbildung 3.5: Schematische Darstellung Prüfkörperkonfiguration Drillversuch

Die Anordnung der Schubverbindungsmittel ergibt sich aus den Erkenntnissen der Schubversuche in Absatz und nach Abbildung 2.6.

Die Schrauben werden nach den anzunehmenden Hauptschubkräften in Plattenebene ausgerichtet. Um den Montageaufwand der Schrauben auf ein annehmbares Maß zu begrenzen, wurde die

Ausrichtung der Schrauben in 22,5°-Schritte diskretisiert. Die Schrauben werden in einem gleichmäßigen Raster von 8x8 angeordnet. Die Einflussfläche einer Schraube ergibt sich damit zu $L/8 \times L/8 = 256 \text{ mm} \times 256 \text{ mm}$ (Abbildung 3.6 oder detaillierter im Anhang Abbildung A.9 und A.10).



(a) Ausrichtung der Schrauben entlang der Hauptspannungstrajektorien



(b) Foto

Abbildung 3.6: Anordnung der Schraubenverbindung im Drillprüfkörper

Die Anordnung der Kerbenverbindung (Typ 1b-0° und Typ 3-90° aus Abbildung 2.6) orientiert sich aus fertigungstechnischen Gründen an einem orthogonalen Muster. Großflächige Ausfräsungen sind geradlinig deutlich einfacher auszuführen. Je Achse sind vier Kerbenreihen vorhanden (Abbildung 3.7 oder detaillierter im Anhang Abbildung A.11 und A.12).

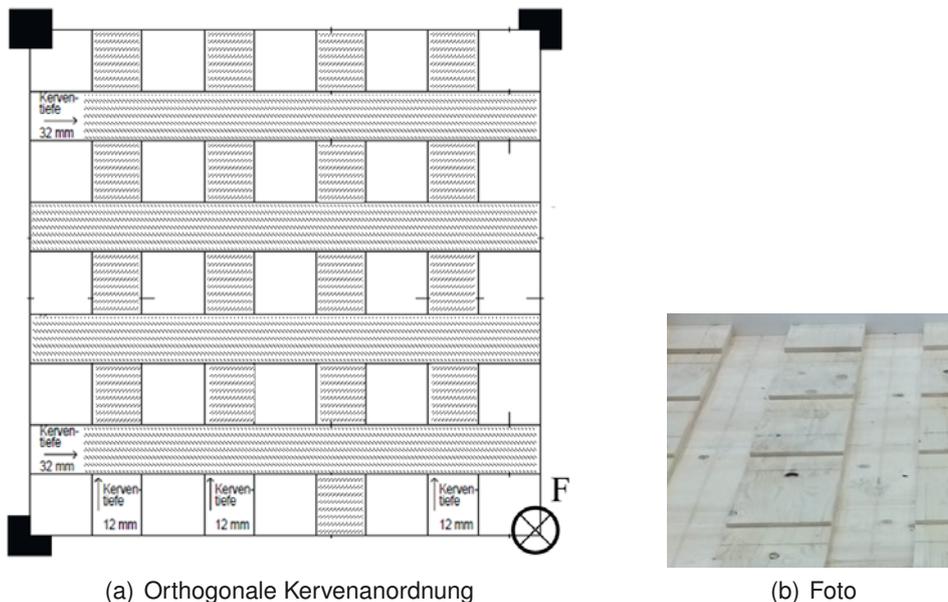


Abbildung 3.7: Anordnung der Kerfenverbindung im Drillprüfkörper

Folgende Messungen wurden während des Versuchs durchgeführt:

- Die Durchsenkung am Lasteinleitungspunkt, in Plattenmitte und an den Rändern
- Die Schubverformung an Plattenrändern
- Die Dehnung an der Oberseite der Betonlage in Feldmitte

3.4 Materialeigenschaften

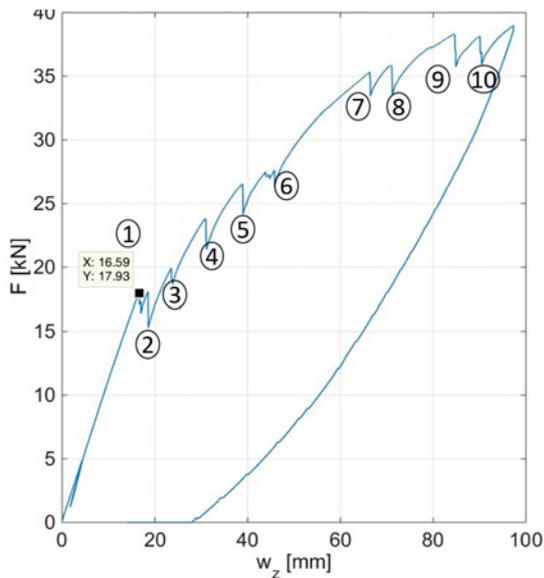
Der Beton entsprach der Mindestfestigkeit C20/25. Die geprüften Eigenschaften sind dem Anhang A.1 zu entnehmen. Neben der Druckfestigkeit wurden auch der Elastizitätsmodul und die Spaltzugfestigkeit geprüft. Der erste Versuchsdurchgang wurde 21 Tage nach dem Einbringen des Betons durchgeführt, nach Erreichen der Mindestfestigkeit. Das Prüfen nach Erreichen der Mindestfestigkeit, und nicht nach 28 Tagen, begründet sich mit der Vorgabe, den unteren Rand des baupraktisch üblich verwendeten Betonfestigkeitsniveaus abzudecken. In den Beton ist mittig eine Mindestbewehrung Q188A eingelegt.

Das verbaute Brettsperrholz der Festigkeitsklasse C24 nach [ETA-09/0036] ist nicht seitenverklebt. Die Rohdichte betrug im Mittel 430 kg/m^3 , die Holzfeuchte 13,0 % (Anhang A.3.2).

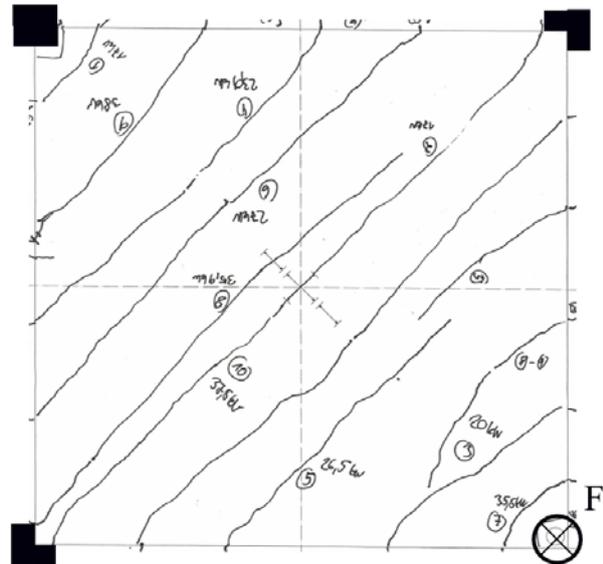
3.5 Versuchsergebnisse

Keiner der Prüfkörper konnte bis zum Bruch beansprucht werden. Abbruchkriterium für den Versuch war in allen Fällen eine Durchbiegung am Lasteinleitungspunkt von $w_{max} > 50 \text{ mm}$ (Abbildung

3.8a). Alle Prüfkörper wiesen eine linear-elastische Anfangssteifigkeit auf, bis sich eine Kombination aus Zug- und Schub-Zug-Rissen an der Oberseite der Betonlage ausbildete (Abbildung 3.8). Die Rissbildung korreliert mit den lokalen Lasteinbrüchen im Kraft-Verformungsdiagramm, exemplarisch dargestellt in Abbildung 3.8a. Die Anfangssteifigkeit entspricht der Drillsteifigkeit B_{xy} im ungerissen Zustand (siehe Abbildung 3.2 und Gleichung 3.1).

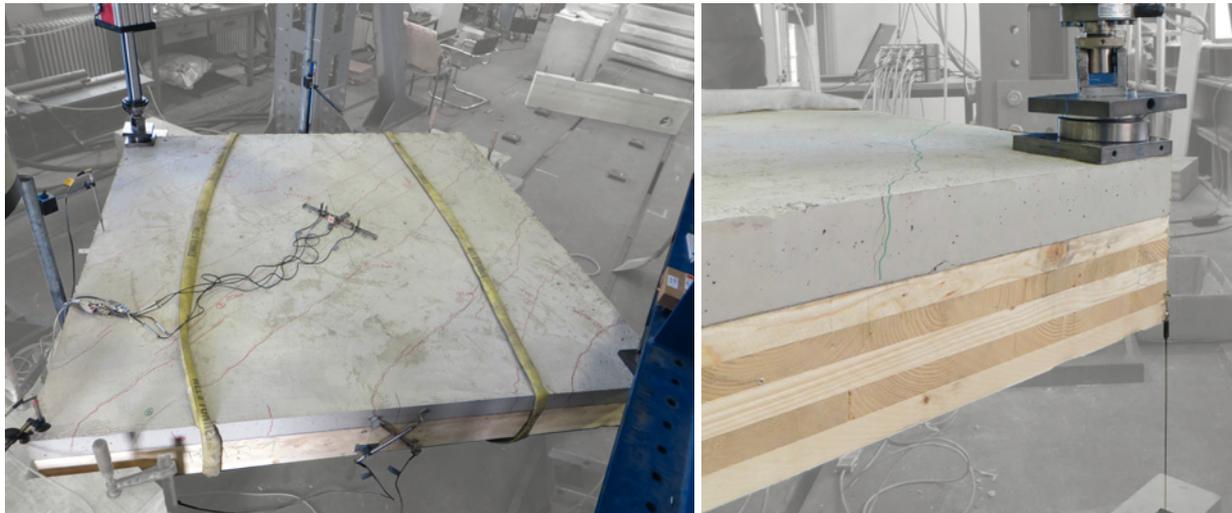


(a) F-w-Diagramm



(b) Handskizziertes Rissbild der Betonoberseite

Abbildung 3.8: Kraft-Verformungskurve und Rissbild für Prüfkörper D1-3. (Die Nummerierung stimmt in den beiden Abbildungen überein.)



(a) Gesamtansicht

(b) Ecke Lasteinleitung

Abbildung 3.9: Fotos geprüfter Proben im Drillversuch

Nach dem Erreichen einer maximalen Durchsenkung und dem durchgängigen Reißen der Betonoberfläche wurde der Prüfkörper entlastet, um einen weiteren Belastungszyklus im gerissen Zustand zu fahren. So können die Zustände „gerissen“ und „ungerissen“ unabhängig voneinander betrachtet werden.

3.5.1 Untersuchung Durchsenkung w_z

Die Durchsenkung ist im Folgenden für alle Prüfkörper detailliert für die Zustände „gerissen“ (=crk) und „ungerissen“ (=ucr) dargestellt (Abbildung 3.11 und 3.12). Die Lage des Messpunkts ist in der Übersicht in Abbildung 3.10 eingetragen.

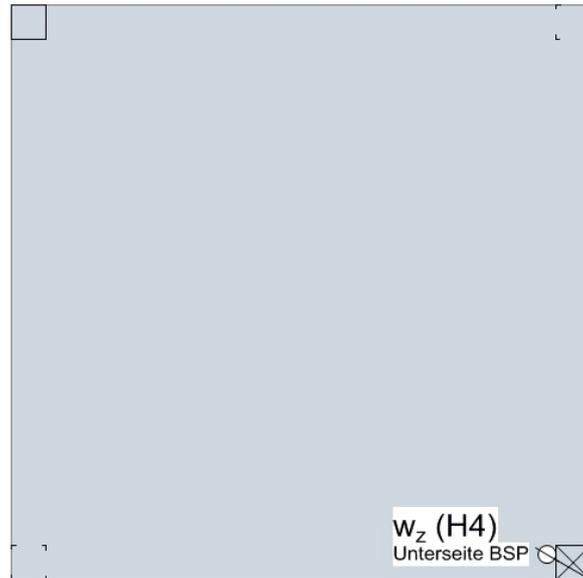
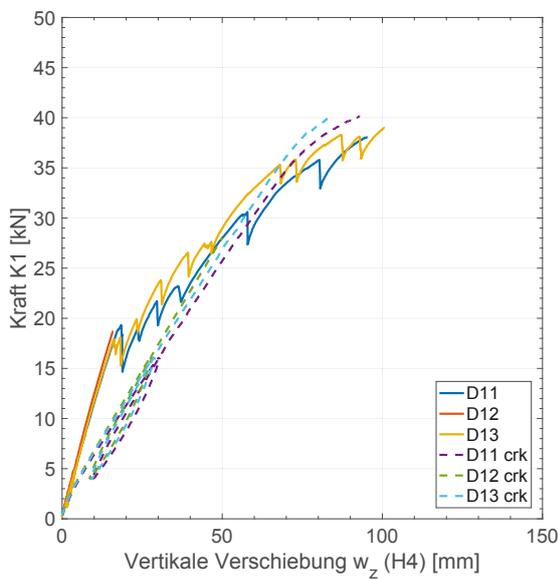
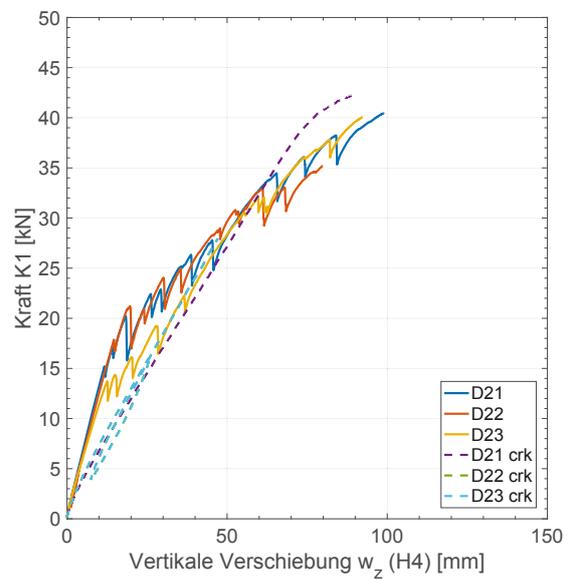


Abbildung 3.10: Übersicht Messpunkte zur Durchsenkung w_z der Drillplatte



(a) D1: Schraube $\parallel 20 \perp 20 \parallel 40 \perp 40 \parallel 40$



(b) D2: Schraube $\parallel 30 \perp 30 \parallel 30 \perp 30 \parallel 30$

Abbildung 3.11: Durchsenkung w_z der Drillplatte - Schraube

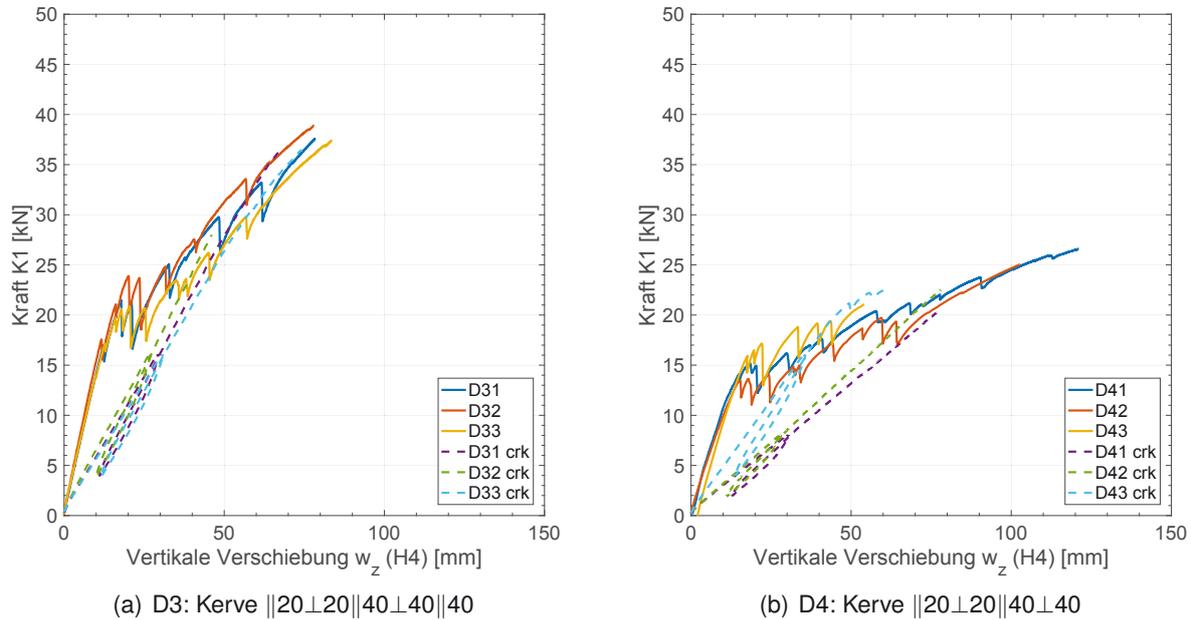


Abbildung 3.12: Durchsenkung w_z der Drillplatte - Kerfe

3.5.2 Drillsteifigkeit B_{xy}

Die Drillsteifigkeit B_{xy} wird mittels der Durchsenkung $w_z(F)$ aus Kapitel 3.5.1 und Gleichung 3.1 berechnet. Der hierfür herangezogene Bereich folgt dem Ansatz zur Bestimmung eines äquivalenten Verschiebungsmoduls nach [DIN EN 26891:1991-7] im Bereich $0, 10 \cdot F_{est} - 0, 40 \cdot F_{est}$. Die Mittelwerte der einzelnen Prüfkonfigurationen sind in Tabelle 3.2 dargestellt.

Typ	SVB	BSP [mm]	$B_{xy,ucr,mean}$ [kNm ² /m]	CV(ucr) [%]	$B_{xy,crk,mean}$ [kNm ² /m]	CV(crk) [%]	N
D1	Schraube	20⊥20 40⊥40 40	2,38	3,3	1,01	3,9	3
D2		30⊥30 30⊥30 30	2,53	6,0	1,09	4,5	
D3		20⊥20 40⊥40 40	3,05	5,0	1,06	6,3	
D4	Kerfe	20⊥20 40⊥40	2,33	8,5	0,62	26,3	

Tabelle 3.2: Zusammenstellung der Drillsteifigkeiten B_{xy} als Ergebnis der Drillversuche getrennt nach „ungerissen“ (\Rightarrow ucrk) und „gerissen“ (\Rightarrow crk)

Aus den in Tabelle 3.2 zusammengestellten Ergebnissen könne folgende Schlüsse gezogen werden:

Lagenanzahl Im Vergleich der Prüfkonfiguration D3 und D4 zeigt sich, dass durch die Minderung um eine Brettlage von $t_{BSP,5} = 40$ mm die Drillsteifigkeit um -23,6% im ungerissenen und -41,5% im gerissenen Zustand abfällt. Dieser Vergleich verdeutlicht, dass das Brettsperrholz im Verbund deutlich zur Drilltragwirkung beiträgt.

Lagenaufbau Im Vergleich der Prüfkonfiguration D1 und D2 zeigt sich, dass der schlankere symmetrische Brettsperrholzaufbau mit $h_{BSP,D2} = 150$ mm der Prüfkonfiguration D2 zu einer höheren Drillsteifigkeit als die Prüfkonfiguration D1 mit asymmetrische Brettsperrholzaufbau $h_{BSP,D1} = 160$ mm führt. Im ungerissen Zustand steigt die Drillsteifigkeit von Prüfkonfiguration D1 auf D2 um 6,3%, im gerissen Zustand um 7,9%.

Schubverbindungsmitel Im Vergleich der Prüfkonfiguration D1 und D3 zeigt sich, dass die gewählte Kerwenanordnung, neben der höheren Verbundwirkung, möglicherweise auch durch eine Rippenbildung der Betonkonsolen zu einer höheren Drillsteifigkeit beiträgt als die gewählte Schraubenanordnung. Im ungerissenen Zustand erreicht die Prüfkonfiguration D1 mit Schrauben 95,3% der Drillsteifigkeit der Prüfkonfiguration D3 mit Kerwen. Im gerissen Zustand liegt dieser Wert bei 78,0%.

Betonzustand Im Vergleich der Zustände „ungerissen“ und „gerissen“ zeigt sich ein großer Drillsteifigkeitsabfall von $B_{xy,ucrk}$ zu $B_{xy,crk}$ über die gesamte Serie von 56,9% bis 73,4%.

3.6 Fazit

In den Untersuchungen zur Drillsteifigkeit konnten die Einflüsse verschiedener Konstruktionsparameter quantifiziert werden. Insgesamt verhält sich die Verbundplatte unter Drillbeanspruchung durch den Brettsperrholzanteil sehr duktil. Mit dem Reißen der Betonlage fällt die Drillsteifigkeit stark ab.

Um den Anteil und die Bedeutung des Drillens am Gesamttragverhalten zu quantifizieren, wurde in den Untersuchungen der Gesamtplatte in einer FEM-Simulation (Abschnitt 4.3) der Schubmodul G_{xy} sämtlicher Lagen variiert und verglichen. Im Vorgriff auf die Simulationsergebnisse wird festgestellt: Die Durchbiegung in Feldmitte einer drillweichen Platte (3,50 m x 3,50 m) liegt je nach Modell und Schubverbindungsmitel um 20% - 25% höher als die Durchbiegung einer Platte mit den materialbezogenen Schubmoduln. Es handelt sich hierbei um eine Betrachtung im ungerissenen Zustand I. Der Einfluss der Drillsteifigkeit auf die Gesamtdurchbiegung in der gegebenen Größenordnung ist dementsprechend schwer zu vernachlässigen.

4 Gesamttragverhalten

4.1 Einleitung

Ziel der Untersuchung ist das Gesamttragverhalten der Platte zu ermitteln. Neben der Gesamtsteifigkeit der Platte und der maximalen Traglast wurde die effektive zweiachsige Tragwirkung, das Beanspruchungsverhältnis von Neben- zu Haupttragrichtung, untersucht. Im Detail wurden die Versagensarten und die Duktilität der Platte betrachtet. Nachdem die Schubverbindungsmittel bereits in Kleinversuchen betrachtet wurden, sollte im Großversuch das Systemverhalten untersucht werden.

4.2 Experimentelle Untersuchungen

4.2.1 Versuchsaufbau

Der durchgeführte Plattenversuch orientiert sich am einachsigen Vier-Punkt-Biegeversuch, welcher in einen zweiachsigen Biegeversuch überführt wurde.

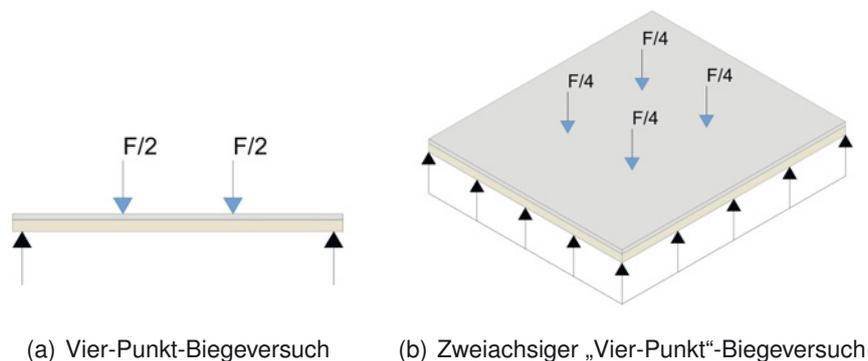


Abbildung 4.1: Herleitung der zweiachsigen Versuchskonfiguration

Die Last wird über vier Punkte in den Drittelpunkten beider Achsen in die Platte eingeleitet. Je zwei Lasteinleitungspunkte werden über eine Traverse zusammengefasst und von einem Druckzylinder bedient. Die Platte ist allseitig gelenkig liniengelagert und kann abheben (siehe Abbildung 4.3).

Die Gesamtkraft F entspricht der Summe der über die beiden Druckzylinder eingeleiteten Kraft. Somit wird in jedem der vier Lasteinleitungspunkte auf dem Prüfkörper eine Kraft von $\frac{F}{4}$ aufgebracht. Die direkte Lasteinleitung in den Prüfkörper erfolgt über eine Lasteinleitungsfläche von je 0,26 m x 0,26 m.

Der Prüfkörper hatte eine Flächenabmessung von 3,50 m x 3,50 m. Der Prüfkörper lagert auf 0,10 m breiten und zentrisch rollengelagerten Blechen. Die lichten Spannweiten des Prüfkörpers $L_x = L_y = L$ ergeben sich folglich zu 3,40 m.

4.2.2 Prüfkörper

4.2.2.1 Aufbau

Der Gesamtplattenversuch wurde an einer skalierten Platte von 3,50 m x 3,50 m durchgeführt. Die Skalierung ergab sich aus der maximalen Herstell- und Transportierbarkeit eines zusammenhängenden Brettsperrholzelementes. Die Betonlage t_{Beton} wurde von 80 mm auf 60 mm und die Brettsperrholzlage t_{BSP} von 160 mm auf 120 mm reduziert. Das Versuchsprogramm umfasst vier Prüfkörper. Variiert wird das Schubverbindungsmittel (vgl. Tabelle 4.1).

Prüfkörper	Schubverbindung			Lagenkonfiguration		Anzahl
	Bez.	Typ	zus. AHS ¹	Anordnung	Beton ² in mm	
G 1-1	Kerbe Typ 1b-0° / 3-90°	ja	orthogonal	60	20⊥20 20⊥30 30	1
G 1-2		nein				
G 2-1, G 2-2	Schraube Typ 1	nein	trajektorieell			2

¹zus. AHS: zusätzliche Abhebesicherung

²Festigkeitsklasse C20/25. Materialkennwerte siehe Anhang A.1

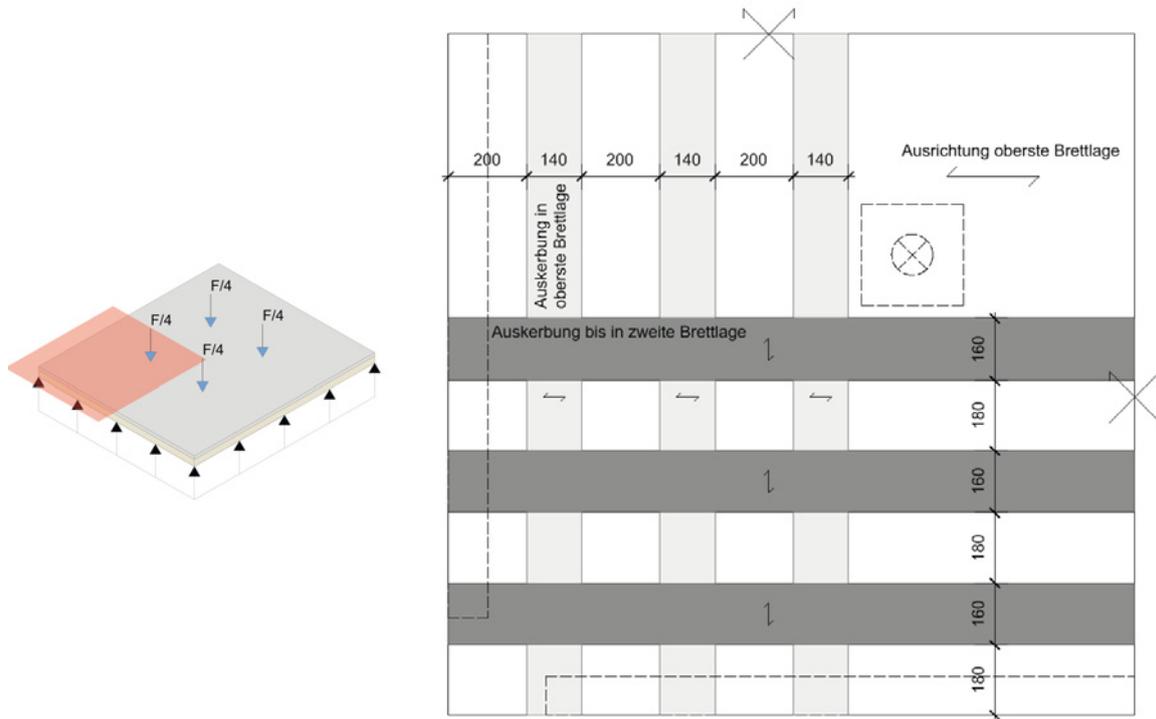
³Festigkeitsklasse C24. Materialkennwerte siehe Anhang A.4.1

Tabelle 4.1: Prüfkörperkonfiguration Gesamtplatte

Die vollständigen Aufbauten sind im Anhang A.4.1 detailliert dargestellt.

4.2.2.2 Kerwenanordnung

Die Kerwen orientieren sich an einem orthogonalen Muster. An jeder Plattenseite wurden drei parallel laufende Kerwen angeordnet. Die Kerwen der jeweiligen Achse überkreuzen sich in den Ecken. Durch die Überkreuzung kommt es zu einer Schwächung der Kerwe in Haupttragrichtung (x) um $\frac{l_{k,y}}{l_{k,y}+l_{v,y}}$. Das Kerwen- zu Vorholzlängenverhältnis variiert nach Achsrichtung und Kervertiefe, siehe Abbildung 4.4 oder detailliert im Anhang A.4.1.



(a) Betrachteter Ausschnitt

(b) Anordnung

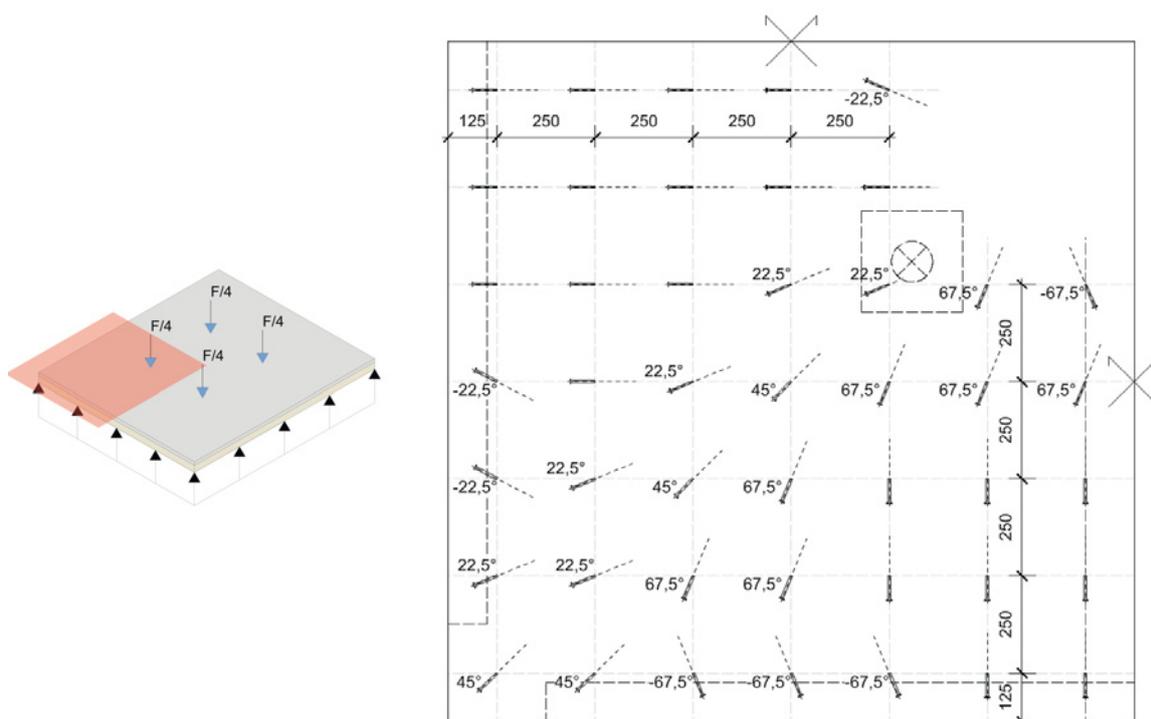
Abbildung 4.4: Anordnung der Kerfen in der Gesamtplatte



Abbildung 4.5: Brettspertholz mit Kervenschnitt

4.2.2.3 Schraubenanordnung

Das Schraubenbild wurde dem zu erwartenden Verlauf der Hauptschubspannungstrajektorien der Platte auf Höhe der Verbundfuge nach Abschnitt 2.3.6 angepasst. Die Rastergröße ist auf 0,25 m x 0,25 m festgelegt. Im Feld zwischen den Lasteinleitungspunkten wurden keine Schrauben angeordnet. In Summe wurden somit 180 Stück Schrauben pro Platte eingebaut. Die Schraubenwinkel in Plattenebene (xy) werden mit einer Schrittgröße von $\Delta = 22,5^\circ$ variiert. Das erleichtert den Einbau der Schrauben, da in Plattenebene mit nur zwei Schablonen gearbeitet werden kann. Die Anordnung der Schrauben ist in beiden Achsenrichtungen symmetrisch. Der Aufbau kann im Anhang A.4.1 eingesehen werden.



(a) Betrachteter Ausschnitt

(b) Diskretisierte Schraubenanordnung im Prüfkörper

Abbildung 4.6: Schraubenanordnung im Versuchskörper G2



Abbildung 4.7: Anordnung der Schubverbindungsmitel im Prüfkörper

4.2.2.4 Materialeigenschaften

Der Beton entsprach der Mindestfestigkeit C20/25. Die geprüften Eigenschaften sind dem Anhang A.1 zu entnehmen. Neben der Druckfestigkeit wurden auch der Elastizitätsmodul und die Spaltzugfestigkeit geprüft. Der erste Versuchsdurchgang wurde 21 Tage nach dem Einbringen des Betons durchgeführt, nach Erreichen der Mindestfestigkeit. Das Prüfen nach Erreichen der Mindestfestigkeit, und nicht nach 28 Tagen, begründet sich mit der Vorgabe, den unteren Rand des baupraktisch üblich verwendeten Betonfestigkeitsniveaus abzudecken. In den Beton ist mittig eine Mindestbewehrung Q188A eingelegt. Der Beton wurde geliefert und vor Ort in der Prüfanstalt eingebracht. Fertigungstechnisch variiert die Lagendicke t_{Beton} mit $+3/-1$ mm. Der Beton ließ sich sehr gut verarbeiten.



Abbildung 4.8: Betonieren eines Probekörpers

Das verbaute Brettsperrholz der Festigkeitsklasse C24 nach [ETA-09/0036] ist nicht seitenverklebt. Die Rohdichte betrug im Mittel 467 kg/m^3 , die Holzfeuchte 10,2 % (Anhang A.4.2).

4.2.3 Messpunkte

Neben der Kraft-Weg-Aufzeichnung der Prüfzylinder wurden an Messpunkten an der Oberfläche des Prüfkörpers weitere Verschiebungsgrößen aufgenommen. Hierzu gibt es drei Untersuchungskriterien:

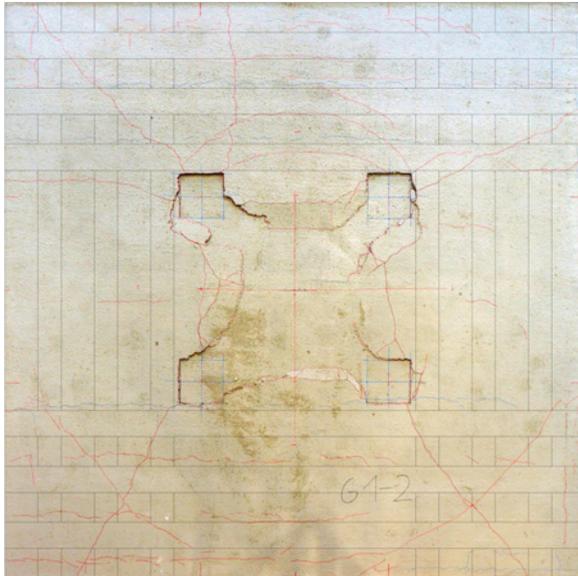
1. Hebung und Senkung einzelner Plattenabschnitte / Vertikale Verschiebung
2. Relativverschiebung zwischen Beton und Brettsperrholz
3. Dehnungen auf der Betonober- und Holzunterseite

4.2.4 Versuchsergebnis

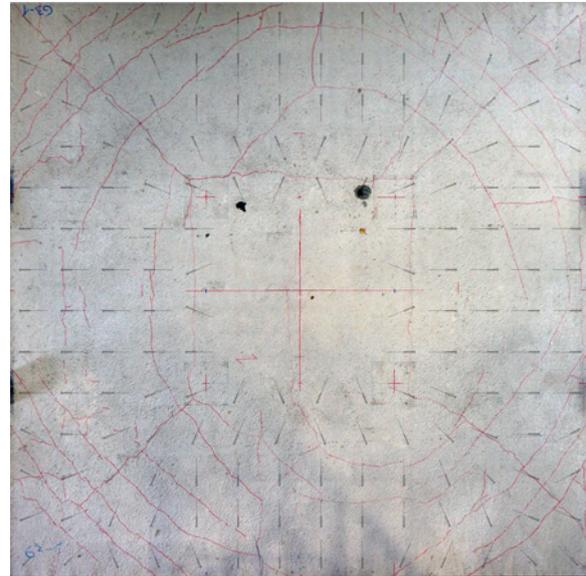
4.2.4.1 Einleitung

Hauptversagensmechanismen sind das Durchstanzen der Betonlage im Bereich der Lasteinleitung und Zugversagen der untersten Brettsperrholzlage im Bereich Feldmitte. Das Versagen der Brettsperrholzlage kann durch den Umlagerungsprozess zwischen den Brettern der untersten Lage als gutmütig und duktil bezeichnet werden.

4.2.4.2 Betonversagen



(a) G1-2 (Kerfe)



(b) G2-1 (Schraube)

Abbildung 4.9: Rissbild der Betonoberseite nach der Versuchsbeanspruchung exemplarisch für die Prüfkörpertypen G1 und G2. Über die Fotos ist eine halbtransparente Zeichnung der Schubverbindungsmitelanordnung gelegt.

Die Beobachtungen zur Rissentwicklung an Betonoberfläche werden im Folgenden zusammengestellt:

- Die Risse am Rand der Lasteinleitungsplatten deuten auf ein lokales Durchstanz-/Schubversagen hin.
- Es gibt Risse, die alle vier Lasteinleitungspunkte umlaufen. Als Folge des lokalen Durchstanzens setzt sich das Schubversagen um die vier Lasteinleitungspunkte fort, so dass der gesamte Block absackt.
- Das Durchstanzen bzw. Absacken des Blocks fällt bei den Platten mit Kervenverbindung deutlich prägnanter aus als bei den Platten mit Schraubenverbindung. Durch die Schraubenverbindung ist die Trennung der Betonlage von der Brettsperrholzlage behindert.
- In den Ecken zeigen sich diagonal verlaufende Zugrisse, die auf eine Drillbeanspruchung zurückzuführen sind.
- Bei den Platten mit Kervenverbindung taucht maximal ein großer Zugdrillriss auf. Bei den Platten mit Schraubenverbindung sind es ca. vier Risse. Das Rissbild ist also kleinteiliger. Auch hier ist zu vermuten, dass durch die Schrauben eine Trennung der Betonlage von der Brettsperrholzlage behindert wird und die Betonlage sich damit genauer der Brettsperrholzplattenverformung anpassen muss. Dadurch werden die Risse kleinteiliger.
- Parallel der Kerfe in x-Richtung (also zugehörig zu der Tragrichtung in y-Richtung) verlaufen zum Teil über die gesamte Plattenbreite Risse. Ein Teil dieser Risse war vor der Beanspruchung

schon vorhanden. Dies deutet auf Schwindrisse hin.

- Von den Außenecken der Lasteinleitungsplatten zu den Ecken der Probekörper laufen sternförmig Risse aus. Vermutlich handelt es sich hierbei um Zugrisse, die aus der Durchsenkung der Platte entstehen. Dieser Effekt ist vergleichbar mit einer Rechteckfläche, die in vier Flügelsegmente aufgeteilt ist. Werden die Segmente nach innen geklappt, entsteht an ihren Berührungslinien eine Fuge.
- An den Schmalseiten der Prüfkörper mit der Kerfenverbindung nach Typ 3 (Abbildung 2.6b) treten diagonale Risse auf, die von der Vorholzkante in Betonkonsole hineinführen. Entsprechend dem erwartenden Schubfluss sollten diese Risse an der äußeren Kante der jeweiligen Kerfe auftreten. Die aufgenommenen, in Abbildung 4.10a dargestellten Risse treten jedoch auf der inneren Seite der Kerfe auf. Dieser Effekt kommt aus der Drillwirkung und wird anhand der FEM-Untersuchungsergebnisse in Abschnitt 4.3.4.4 erläutert.



(a) Kerfe der Nebenträgerichtung (y): Riss an Kerfeninnenseite



(b) Kerfe der Hauptträgerichtung (x): Kerfe unbeschadet. Der im Bild zu sehende Riss (rot) kommt von der Betonoberseite

Abbildung 4.10: Kervenverbindung nach dem Versuch

4.2.4.3 Brettsperrholzversagen

Nach dem Versagen der Betonlage versagen nacheinander einzelne Bretter in der untersten Brettsperrholzlage. Während das Zugversagen eines einzelnen Vollholzbretts als spröde bezeichnet werden kann, verhält sich das Gesamtversagen des Brettsperrholzes duktil. Dies geschieht durch eine Umlagerung der Spannungen auf das nächstliegende Brett in der Lage. In der Regel versagten die einzelnen Bretter an Stellen mit einer hohen Ästigkeit oder an den Keilzinkenstößen der Bretter (siehe Abbildung 4.11) im Bereich der Feldmitte (siehe Zeichnung in Abbildung 4.12). Dieses Versagensverhalten gilt für alle geprüften Versuchskörper.



(a) Gesamtansicht

(b) Einzelnes Brett

Abbildung 4.11: Beispielhaftes Versagensbild an der Brettsperrholzunterseite

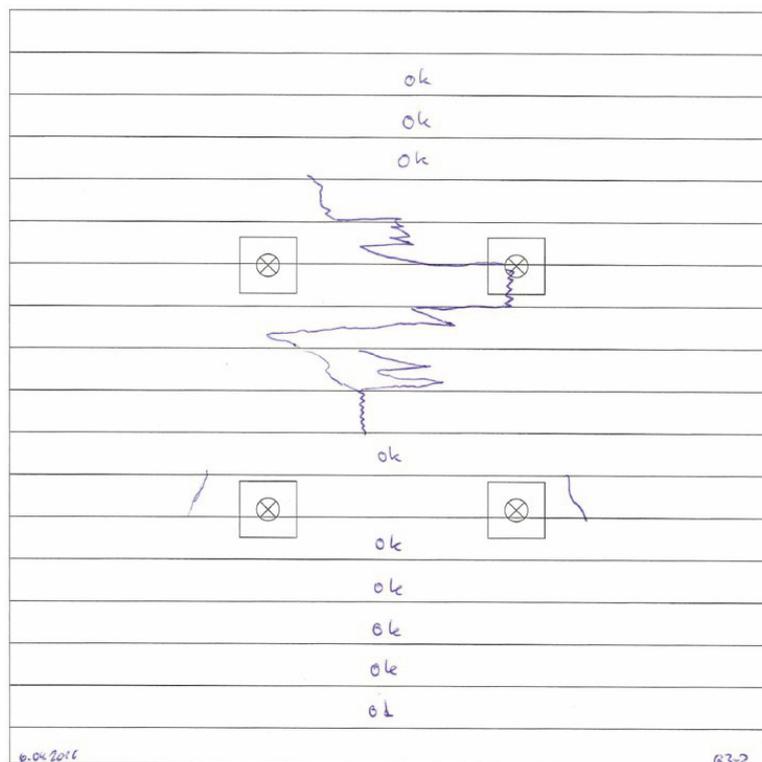


Abbildung 4.12: Qualitativ skizziertes Rissbild an der Brettsperrholzunterseite

4.2.4.4 Gesamtverformung

Die Platten zeigten unabhängig von den Verbindungsmitteln eine lineare Anfangssteifigkeit mit gleicher Steigung (bis ca. F_{est}). Im oberen Lastbereich ließ die Verbundwirkung der Schraube deutlich nach, während die Kerne das Steifigkeitsniveau bis zum Erreichen der Maximallast nahezu halten kann (vergleiche mit Abbildung 4.13). Die Maximallast der Kernenkonfiguration ohne Abhebesiche-

Die Tragleistung liegt auf dem Niveau der Schraubenkonfiguration. Der Einbau einer Abhebesicherung bewirkt eine Maximallaststeigerung von fast 20% (vergleiche mit Tabelle 4.2).

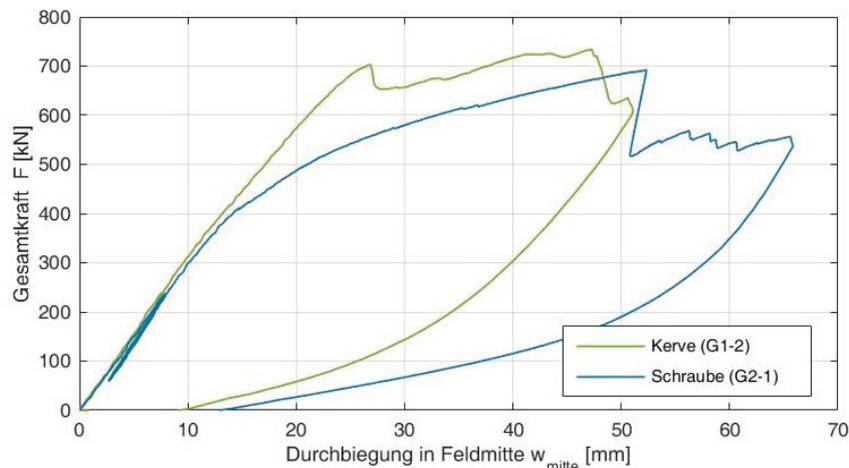


Abbildung 4.13: Kraft-Verformungsdiagramm des Gesamtversuchs

Je Schubverbindungstyp wurde je ein Prüfkörper in mehreren Zyklen belastet. Dabei fiel auf, dass die Platten mit Kerbenverbindung kaum plastische Verformungen aufwiesen, während die Platten mit Schrauben als Schubverbindungsmittel bei Wiederbelastung einen Steifigkeitsverlust aufwiesen. Bei Wiederbelastung innerhalb von $0,4 \cdot F_{est}$ behielten die Platten mit Kerbenverbindung ihre Steifigkeit, während die Platten mit Schraubenverbindung auf die Steifigkeit des jeweilig erreichten Lastniveaus abfielen. Es ist zu vermuten, dass lokal Schrauben herausgezogen wurden. (Dies zeigt sich auch durch ein an den Seiten mittiges Anheben der Betonlage mit einer Kerbe zwischen Beton und Brettsperrholz.)

Um die Plattenkonfigurationen hinsichtlich ihrer Steifigkeit vergleichen zu können, wurden die äquivalenten Verschiebungsmodule k_s und k_u auf Basis der [DIN EN 26891:1991-7] berechnet:

$$k_s = \frac{0,3 \cdot F_{est}}{w_{z,mitte}(0,4 \cdot F_{est}) - w_{z,mitte}(0,1 \cdot F_{est})} \quad (4.1)$$

$$k_u = \frac{F_{max}}{w_{z,mitte}(F_{max})} \quad (4.2)$$

Zusammen mit der maximal erreichten Traglast F_{max} , die sich aus der Summe der beiden Druckzylinder ergibt, wurde folgende Tabelle erstellt.

Bez.	Schubverbindung	F_{max} [kN]	F_{est} [kN]	k_s [kN/mm]	k_u [kN/mm]
G1-1	Kerbe mit Abhebesicherung	872		31,2	19,8
G1-2	Kerbe ohne Abhebesicherung	734		30,3	15,5
G2-1	Schraube	692	400	29,9	13,2
G2-2	Schraube	733		31,3	12,7

Tabelle 4.2: Ergebnis des Gesamtplattenversuchs

Die Anfangssteifigkeiten der Verbindungen liegen in etwa auf einem Niveau. Während die Prüfkörper mit Kerfenverbindung das Niveau halten, fällt die Steifigkeit der Platten mit Schraubenverbindung im Vergleich ab.

4.2.4.5 Aufweiten der Querschnittshöhe

Während des Versuchs kommt es in Teilen zu einem Abheben der Betonlage von der Brettsperrholzlage. Zur Untersuchung des Phänomens wurde in einzelnen Punkten sowohl plattenober- als auch plattenunterseits die vertikale Verschiebung aufgenommen und deren Differenz ($w_{z,HU} - w_{z,HO}$) betrachtet.

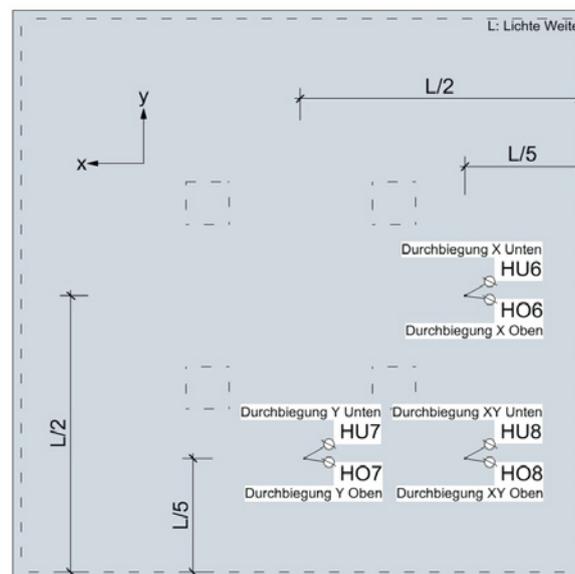
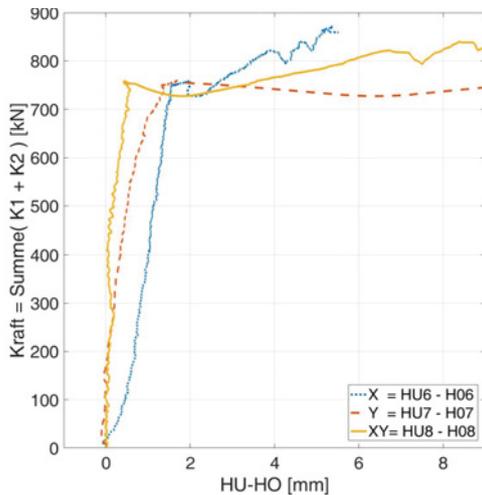
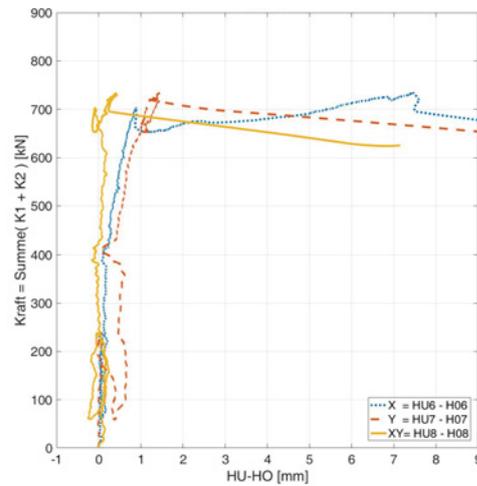


Abbildung 4.14: Übersicht Messpunkte zur Aufnahme der vertikalen Verschiebung von Betonoberseite und Brettsperrholzunterseite

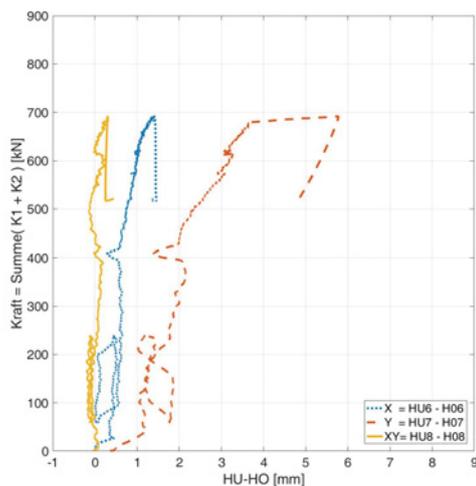


(a) G1-1

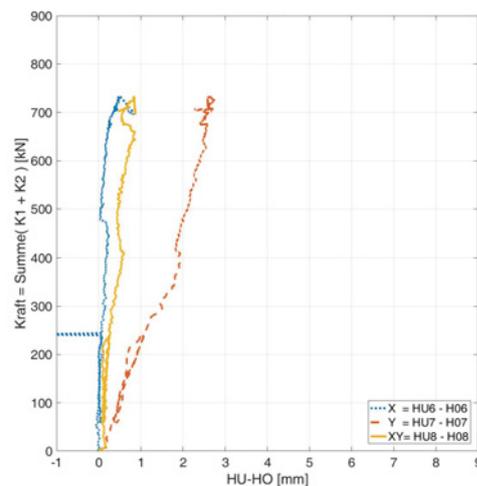


(b) G1-2

Abbildung 4.15: Differenz der vertikalen Verschiebung von Betonoberseite und Brettspertholzunterseite - Kerne



(a) G2-1



(b) G2-2

Abbildung 4.16: Differenz der vertikalen Verschiebung von Betonoberseite und Brettspertholzunterseite - Schraube

Im Bereich der Anfangsverformung ist das Aufweiten des Querschnitts mit $w_{z,HU} - w_{z,HO} < 2$ mm gering. Im Einzelnen können folgende Phänomene beobachtet werden:

- Probekörper mit Kerfenverbindung: Die Aufweitung des Gesamtquerschnitts ist bis nahe an die maximale Gesamtlast F_{max} heran gering. Kurz vor dem Erreichen der maximalen Gesamtlast weitet sich die Querschnittshöhe auf. Es ist anzunehmen, dass sich die Betonkonsolen aus der Kerne zu lösen beginnen. Die Messung in der Ecke verzeichnet am wenigsten Aufweitung.

Obwohl im Probekörper G1-1 eine Abhebesicherung eingebaut ist, hebt sich die Betonplatte in Haupttragrichtung (x) deutlich mehr als bei dem Probekörper G1-2 ohne Abhebesicherung.

- Probekörper mit Schraubenverbindung: In Nebentragrichtung (y) auf Höhe $L/5$ hebt sich die Betonlage um das Vierfache im Vergleich zur Haupttragrichtung (x). Dies spricht für eine höhere Beanspruchung der Schubverbindungsmittel im Feld der Nebentragrichtung als der Haupttragrichtung.

4.2.4.6 Relativverschiebung Beton - Brettsperrholz

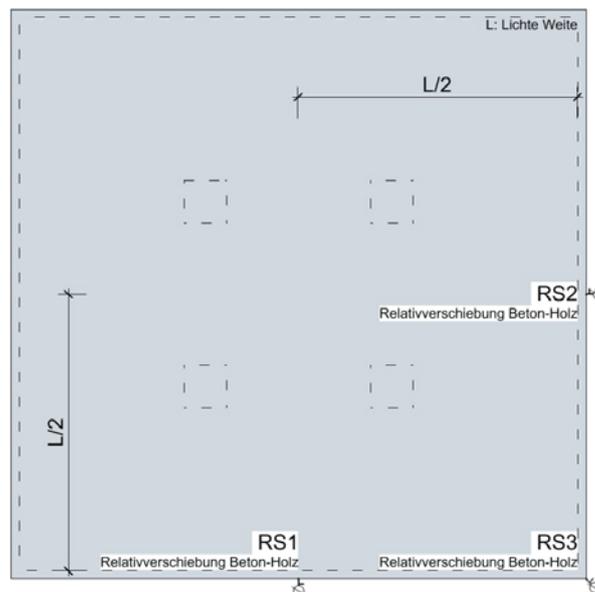
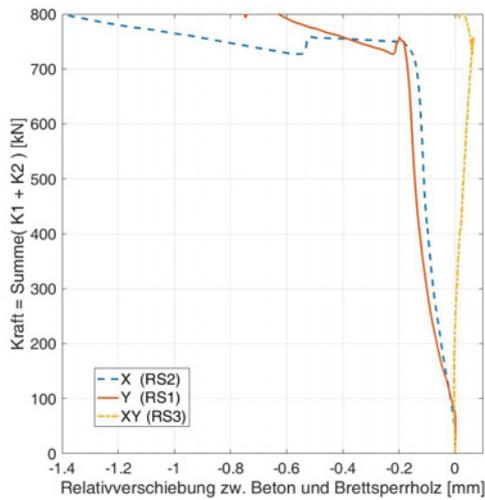
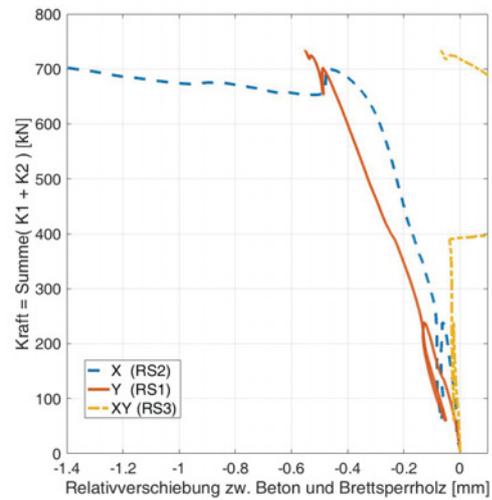


Abbildung 4.17: Übersicht Messpunkte zur Relativverschiebung zwischen Beton und den oberen Brettsperrholzlagen

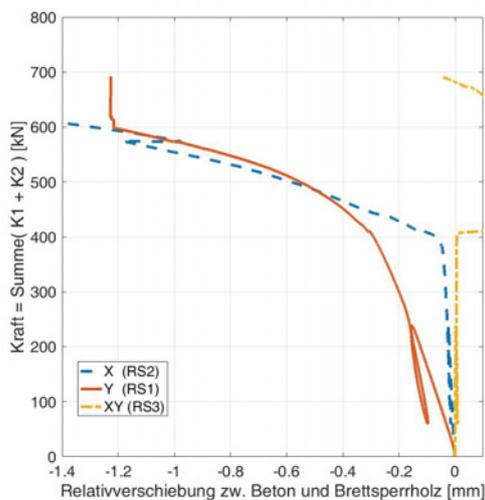


(a) G1-1

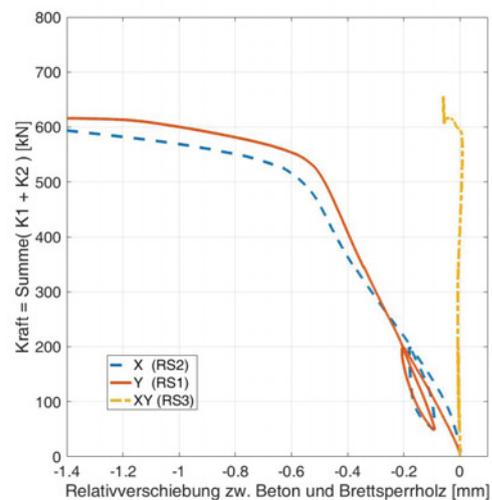


(b) G1-2

Abbildung 4.18: Relativverschiebung zwischen Beton und den oberen Brettsperrholzlagen - Kerne



(a) G2-1



(b) G2-2

Abbildung 4.19: Relativverschiebung zwischen Beton und den oberen Brettsperrholzlagen - Schraube

- Probekörper mit Kervenverbindung: Analog der Querschnittsaufweitung (siehe vorheriger Abschnitt) ist die Relativverschiebung bis nahe an die maximale Gesamtlast F_{max} heran gering. Kurz vor Erreichen der maximalen Gesamtlast zeigt sich ein deutlicher Knick mit einer starken Erhöhung der Verschiebung zwischen Beton und Brettsperrholz. Es ist anzunehmen, dass sich die Betonkonsolen aus der Kerne zu lösen beginnen. Ein Vorholzversagen war auf keiner Seite optisch erkennbar.

Im Vergleich zeigt sich, dass der Prüfkörper mit einer Abhebesicherung (G1-1) eine geringere Relativverschiebung hat als der Prüfkörper ohne Abhebesicherung (G1-2).

- Probekörper mit Schraubenverbindung: Bei $F_{G2-1} \approx 400$ kN bzw. $F_{G2-2} \approx 500$ kN ist ein deutlicher Knick zu erkennen, der auf ein Gruppenversagen der Schraubenverbindungen hinweisen könnte.

4.2.4.7 Dehnung an der Oberfläche

Über eine Spanne $L_{DD1} = 100,0$ mm wird mit einem Wegaufnehmer vom Typ DD1 die Längenänderung ΔL_{DD1} an den in Abbildung 4.20 dargestellten Messpunkten gemessen. Aus der Messung kann die Dehnung $\epsilon = \frac{\Delta L_{DD1}}{L_{DD1}}$ berechnet werden.

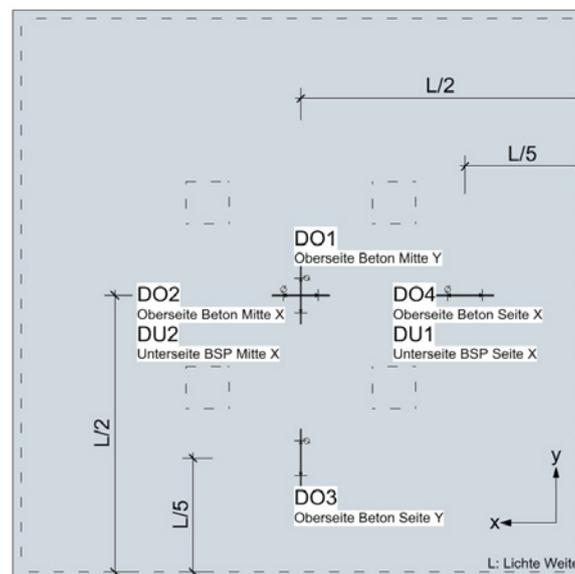


Abbildung 4.20: Übersicht zu den Messpunkten der Dehnung ϵ an Betonoberseite und Brettsperrholzunterseite

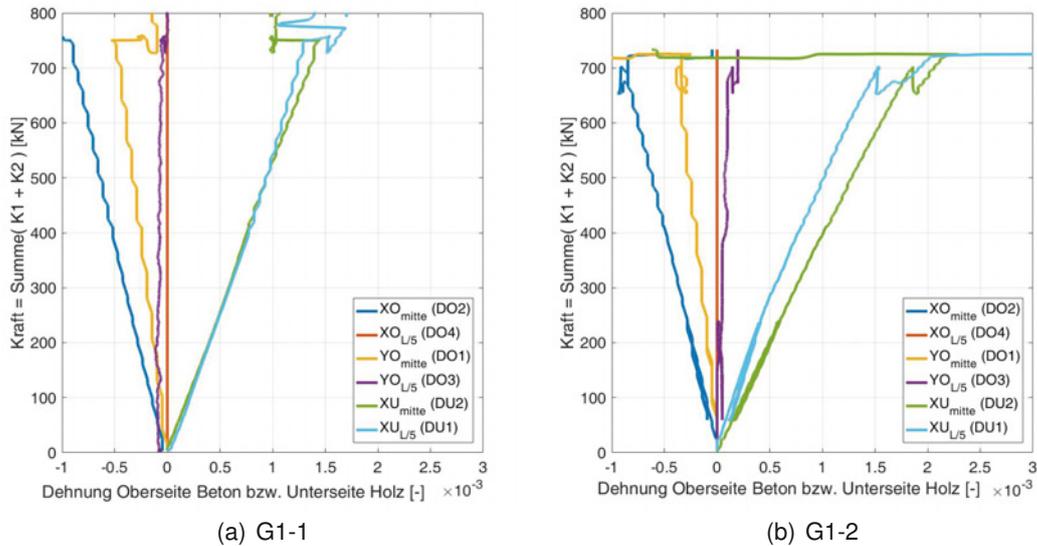


Abbildung 4.21: Dehnung ϵ an Betonoberseite und Brettspertholzunterseite - Kerne

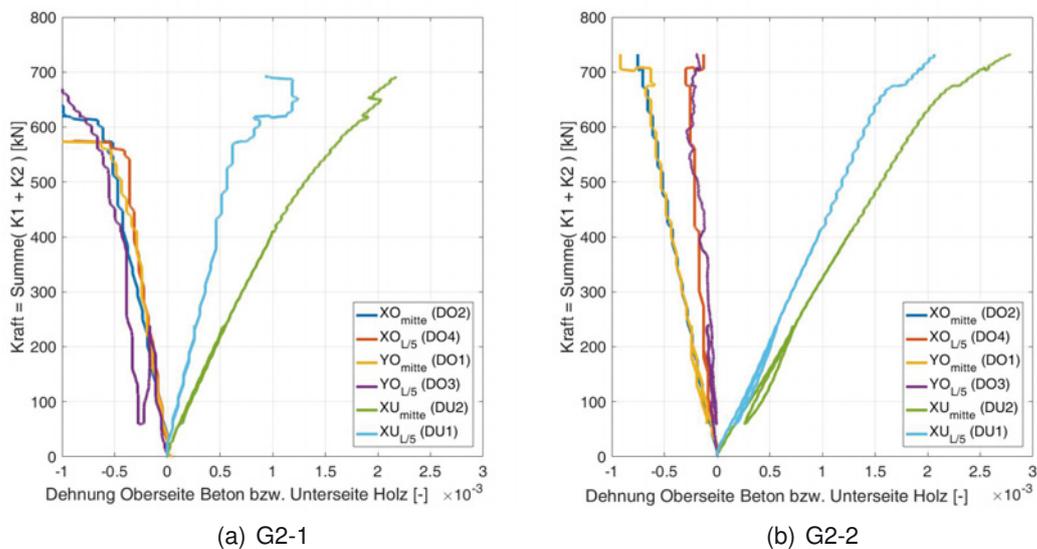


Abbildung 4.22: Dehnung ϵ an Betonoberseite und Brettspertholzunterseite - Schraube

- Probekörper mit Kervenverbindung: Die Dehnungen der unteren Brettlage bei L/5 und in der Mitte (L/2) liegen sehr dicht beieinander ($\epsilon_{x,unten,mittle} \approx \epsilon_{x,unten,L/5}$). Folglich wirkt mehr oder minder eine konstante Randspannung in der unteren Lamelle. Dies könnte darauf hinweisen, dass sich eine Art Bogen mit Zugband ausbildet. Die Dehnung an der Betonoberseite Mitte ist in Haupttragrichtung (x) in etwa doppelt so groß wie in Nebentragrichtung (y) ($\epsilon_{x,oben,mittle} \approx 2 \cdot \epsilon_{y,oben,mittle}$). Dies deutet auf eine ausgeprägtere Tragwirkung in Hauptachse mit gutem Verbund hin.

- Probekörper mit Schraubenverbindung: Die Dehnungen in Feldmitte unterschieden sich in Haupt- und Nebentragsrichtung kaum ($\epsilon_{x,oben,mitte} \approx \epsilon_{y,oben,mitte}$). Dies deutet auf eine ausgeprägte zweiachsiges Tragverhalten hin. In ihrem Betrag entsprechen sie dem der Beton-Haupttragsrichtung. Am Rand der unteren Brettlage nimmt die Dehnung deutlich ab ($\epsilon_{x,unten,mitte} \approx 2 \cdot \epsilon_{x,unten,L/5}$).

4.3 FEM-Simulation

4.3.1 Modellgrundlage

Begleitend zu den Realversuchen wurde das Gesamttragverhalten in einer 3D-FEM-Simulation untersucht. Die hierzu erstellten Volumenmodelle orientieren sich am Prüfkörperaufbau der Realversuche (Abschnitt 4.2.2.1). Aufgrund einer doppelten Achsensymmetrie konnten die Volumenmodelle auf ein Viertel der Plattengröße reduziert werden (Abbildung 4.23).

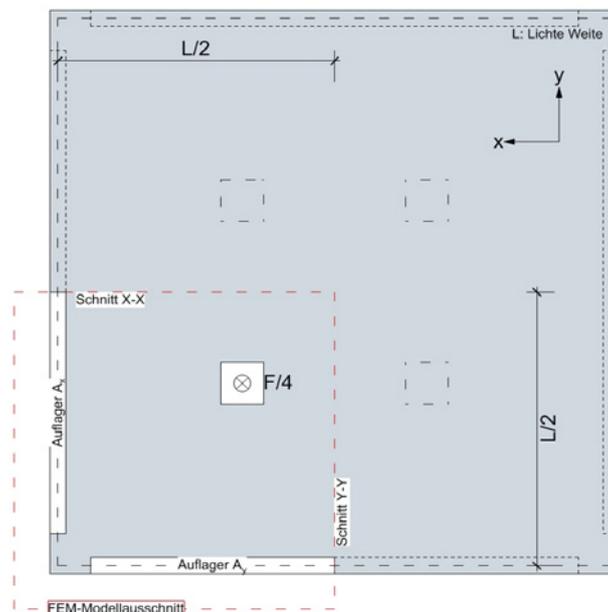


Abbildung 4.23: Übersicht FEM-Modellausschnitt

Die Simulationslast wurde zu $F_{FEM} = 300$ kN festgelegt. Sie wurde in Bezug auf das Kraft-Verformungsverhalten der Prüfkörper im Gesamtplattenversuch nach Abbildung 4.13 gewählt. Ab dieser Kraft verlässt die Kraft-Verformungskurve der Prüfkörper mit Schraubenverbindung ihren linearen Verlauf und beginnt abzufallen. Die Seitenlänge $L = 3,4$ m entspricht der Lichtweite.

Das Schubverbindungsmittel Kerbe ist in einem Volumenmodell gut abbildbar. Die Abbildung der Schraubenverbindung im Volumenmodell über eine individuelle Modellierung einzelner Schrauben zeigte sich nicht als zielführend. Hierzu wird eine alternative Modellierungsmethode vorgestellt - das „vereinfachte“ Volumenmodell.

In beiden Modellen wurden die Auflager entsprechend des experimentellen Versuchsaufbaus nachgebildet. Der Probekörper kann abheben und die Auflager sind horizontal verschieblich. Eine sich hieraus ergebende horizontale Kinematik wird durch schwache Federn ausgeglichen.

4.3.2 Material

Es wurde ein linear-elastisches Materialmodell gewählt. Der Betonlage werden die Steifigkeitswerte eines Betons der Festigkeitsklasse C20/25 zugewiesen. Die Brettlagen des Brettspertholzes werden einzeln modelliert und bekommen die Steifigkeitswerte eines Vollholzes der Festigkeitsklasse C24 zugewiesen. Da keine Seitenverklebung vorliegt, wird das Elastizitätsmodul E_y zu Null gesetzt (Tabelle 4.3). Der Beton wird im ungerissenen Zustand isotrop betrachtet.

Holz C24 (orthotrop)				Beton C20/25 (isotrop)			
Elastizitätsmodul		Schubmodul		Elastizitätsmodul		Schubmodul	
E_x	11.000	G_{xy}	690	E	30.000	G	12.712
E_y	0	G_{xz}	690	Querdehnzahl [-]			
E_z	370	G_{yz}	69	ν	0,18		

Tabelle 4.3: Material FEM-Simulation [N/mm²]

Anmerkung: Soll ein Wert zu „Null“ gesetzt werden, wird in der Simulationseingabe ein sehr kleiner Wert, der in etwa um den Faktor 10^{-5} kleiner ist als der Ausgangswert, angesetzt. Dieses Vorgehen vermeidet das Problem „Division durch Null“ und zu große Steifigkeitssprünge.

4.3.3 Modelle

4.3.3.1 Detailliertes Volumenmodell (Kerbe)

Im detaillierten Volumenmodell wird neben den einzelnen Lagen das Schubverbindungsmittel geometrisch exakt abgebildet. In der Verbundfuge mit einer Kerbe wird der Schub folglich über einen Kontaktstoß zwischen Betonkonsole und Vorholz übertragen. Eine Nebenübertragung über Haftung oder Reibung zwischen Beton und Holz wird in diesem Modell ausgeschlossen. Der Kontakt zwischen Beton und Holz ist deshalb „reibungsfrei“. Ebenso wird eine potentielle Abhebesicherung nicht berücksichtigt.

Die Betonkonsole der Kervenverbindung bildet über ihre Breite eine Rippe aus, die in Bezug auf die Betonlage einen Unterzug ausbildet und damit die Biege- und Drillsteifigkeit der Betonlage erhöht. Dadurch können sich die lokalen Biegeanteile der Betonlage erhöhen und zu einer Biegezugbeanspruchung der Rippe führen. Da die Betonkonsole nicht bewehrt ist, kann diese auf einem geringen Lastniveau Biegezugrisse ausbilden. Damit fällt ihre verstärkende Wirkung auf die Betonlage aus. Daher soll die verstärkende Wirkung der Rippe das Simulationsergebnis nicht beeinflussen. Um den gerissenen Bereich im Beton darzustellen, wird das Material der Betonkonsolen näherungsweise

durch eine orthotrope Darstellung des Betons und eine entsprechende Reduzierung des Elastizitätsmoduls orthogonal zur erwarteten Rissrichtung eingegeben. Der Elastizitätsmodul $E_{\parallel, \text{Rippe}}$ wird hier zu Null gesetzt.

Im Folgenden ist der Aufbau des Modells spezifiziert:

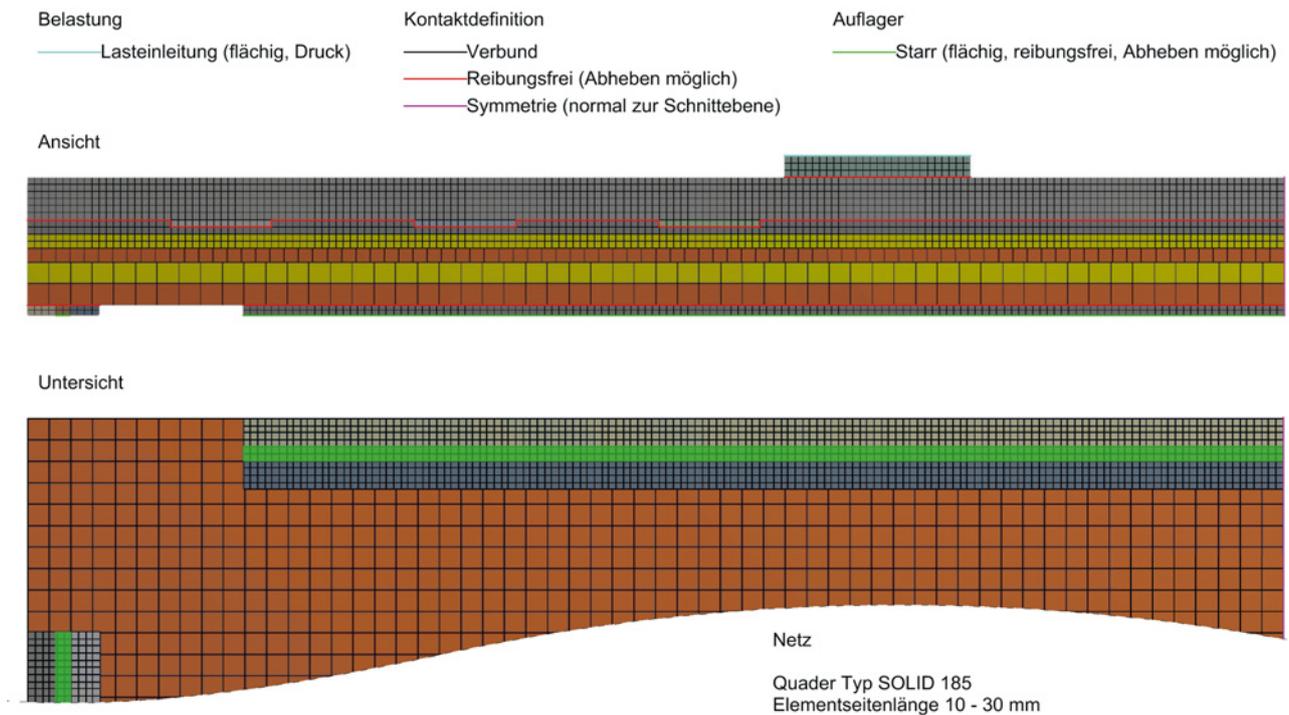


Abbildung 4.24: Spezifikation FEM-Modell [ANSYS 17.1] - Fügung

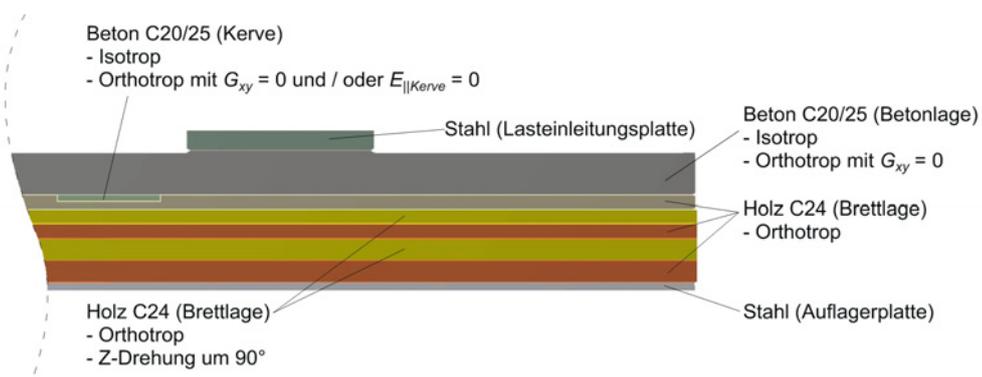


Abbildung 4.25: Spezifikation FEM-Modell [ANSYS 17.1] - Material

4.3.3.2 Vereinfachtes Volumenmodell (Schraube)

Flächenbezogener Verschiebungsmodul Die Gesamtbetrachtung der Platte in einem umfassenden Volumenmodell mit einer Einzelmodellierung der Schrauben und einer damit verbundenen lokalen Netzverdichtung ist vergleichsweise aufwendig und rechenintensiv. Die Modellierung einzelner Vollgewindeschrauben führte für die Beanspruchung auf Herausziehen über die Modellierung von Mantelflächen nach [Mestek 2011] zu zuverlässigen Ergebnissen. Die Beanspruchung auf Abscheren lässt sich mittels der Mantelfläche jedoch nicht abbilden. Daher wurde ein vereinfachtes Volumenmodell entwickelt, in dem der stückbezogene Verschiebungsmodul der Schraubenverbindung über die Plattenebene gemittelt und in einem flächigen Verschiebungsmodul $K_{A,Schraube}$ zusammengefasst wird. (Abbildung 4.26 und Gleichung 4.3).

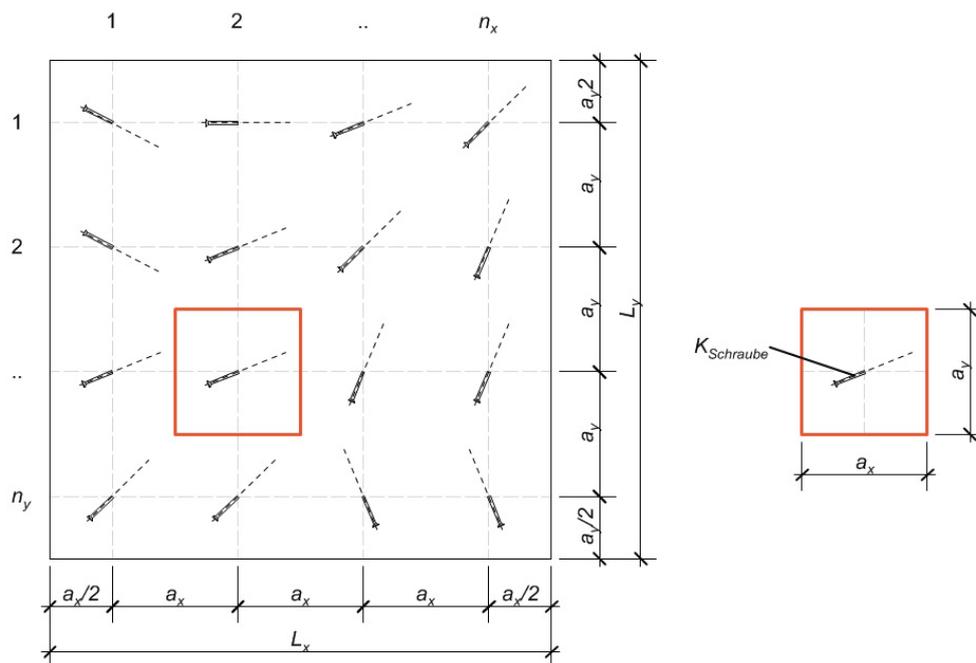


Abbildung 4.26: Einflussfläche der Schraube

$$K_{A,Schraube} = \frac{K_{\parallel,Schraube}}{a_x \cdot a_y} \quad (4.3)$$

mit

- $K_{\parallel,Schraube}$ Schubkraftparalleler Verschiebungsmodul der Schraube nach Gleichung 2.15
- a_x, a_y Verbindungsmittelabstand der Schrauben zueinander in x- und y-Richtung

Durch die näherungsweise Ausrichtung sämtlicher Schrauben der Schubverbindung entlang der Hauptschubkräfte in der Verbundfuge kann der flächenbezogene Verschiebungsmodul K_A als isotrop angenommen werden. Durch die Ausrichtung der Schrauben korrespondiert zu jedem Schubkraftvektor in der Verbundebene (xy) die gleiche Verbundsteifigkeit.

Effektiver Schubmodul Um den Aufwand der Kontaktmodellierung zu minimieren, wird der Verschiebungsmodul K_A mit der Schubsteifigkeit der oberen, betonnahe Brettlage verrechnet (Abbildung 4.27). Sämtliche Lagen können so über einen „festen Verbund“ als Kontaktdefinition miteinander verbunden werden. Über den festen Verbund ist die Betonlage gegen das Abheben von der Holzlage gesichert. Der effektive Schubmodul G_{eff} berechnet sich getrennt als Ersatz für die Schubmoduln der Decklage G_{xz} in Faserrichtung und G_{yz} quer zur Faserrichtung nach Gleichung 4.4.

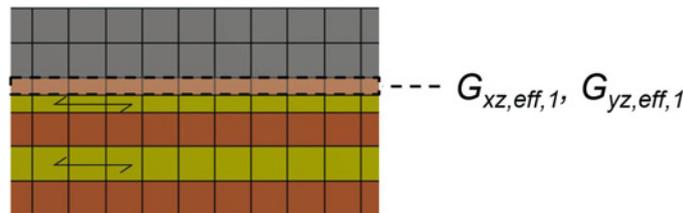


Abbildung 4.27: Modifizierte Decklage des Brettspertholzes im FEM-Volumenmodell

$$G_{eff,1} = \left(K_A^{-1} \cdot t_{BSP,1}^{-1} + G_1^{-1} \right)^{-1} \quad (4.4)$$

mit

- $t_{BSP,1}$ Obere, betonnahe Decklage des Brettspertholzes
- K_A Flächenbezogener Verschiebungsmodul der Schubverbindung
- G_1 Holzschubmodul der Decklage in Abhängigkeit der Faserausrichtung

Verbundtypen In den folgenden Untersuchungen werden vier verschiedene Verbundtypen berücksichtigt:

- Starrer Verbund (**SV**): Keine Abminderung des Schubmoduls, $G_{eff} = G$.
- Nachgiebiger Verbund 1 (**NV1**): Diese Verbundsteifigkeit entspricht ca. 16 Stück Schrauben pro Quadratmeter (Stk/m^2 ; vergleiche Abbildung 4.26 mit $L_x = L_y = 1,0 \text{ m}$) auf Basis der in [ETA-13/0029] und [Z-9.1-648] gegebenen Verschiebungsmoduln. Auf Basis der Versuchsergebnisse (Abschnitt 2.2.3 mit $t_B = 120\text{d}$) entspricht die gewählte Verbundsteifigkeit $4 \text{ Stk}/\text{m}^2$ ($K_{\text{Versuch},120\text{d}} \approx 4 \cdot K_{\text{Zulassung}}$, vergleiche Tabelle 2.12).
- Nachgiebiger Verbund 2 (**NV2**): Diese Verbundsteifigkeit entspricht ca. 16 (4x4) Stk/m^2 auf Basis der Versuchsergebnisse.
- Nachgiebiger Verbund 3 (**NV3**): Diese Verbundsteifigkeit soll zum Vergleich herangezogen werden. Sie entspricht in etwa der maximalen mit Kerwen zu erreichenden Verbundsteifigkeit - 2 Stück Kerwen pro Meter Länge und einem Verschiebungsmodul von $1500 \text{ kN}/\text{mm}$ pro Meter Breite. Diese Verbundsteifigkeit entspricht auch in etwa 72 (8x8) Schrauben Stk/m^2 auf Basis der Versuchsergebnisse.
 (Dieser Verbundtyp dient dem Vergleich Schraube-Kerwe. Es sei darauf hingewiesen, dass sich der kontinuierliche Verbund für eine Bemessung einer Verbundplatte mit Kerwenverbindung nicht eignet. Die Kerwe ist ein diskretes Verbindungsmittel mit entsprechend hohen Spannungsspitzen. Zudem hat die Kerwe in Nebentragrichtung durch die Einbindung in die zweite Brettlage

eine Sperrwirkung auf die Decklage, die mit dem vereinfachten Modell nicht abgedeckt wird.)

Die effektiven Schubmodul sind für die vorgestellten Verbundtypen in Tabelle 4.4 dargestellt:

Abkürzung	SV	NV1	NV2	NV3	Einheit
K_A	∞	170	600	3000	[kN/mm/m²]
$t_{BSP,1}$		20			[mm]
G_{xz}		690			[N/mm ²]
G_{yz}		69			[N/mm ²]
$G_{xz,eff}$	690,0	3,4	11,8	55,2	[N/mm ²]
$G_{yz,eff}$	69,0	3,2	10,2	32,1	[N/mm ²]
$G_{yz,alternativ}$		100			[N/mm ²]
$G_{yz,eff,alternativ}$	100,0	3,3	10,7	37,5	[N/mm ²]

Tabelle 4.4: Effektiver Schubmodul G_{eff} in Abhängigkeit der Material- und Verbundsteifigkeiten

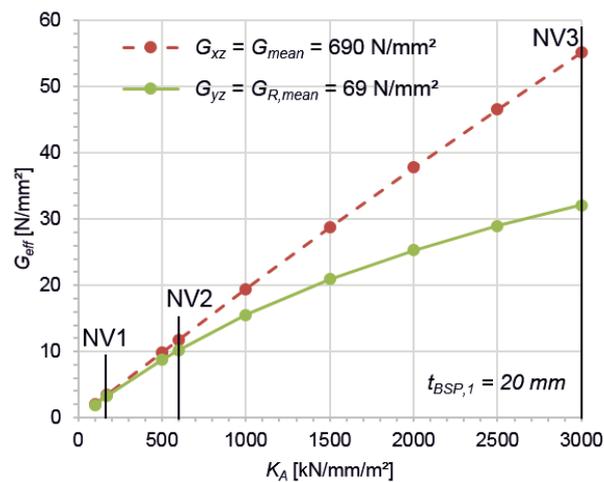


Abbildung 4.28: Entwicklung des effektiven Schubmoduls G_{eff} nach Gleichung 4.4

Rückrechnung Um die Schraube zu bemessen, kann die resultierende Hauptschubkraft entsprechend Abschnitt 2.3.6 aus den Schubspannung der Verbundfuge ermittelt werden.

4.3.3.3 Vergleich der Modelle

Die Modelle unterscheiden sich in folgenden Punkten voneinander:

Vereinfachtes Volumenmodell (Schraube):

- Fester Verbund zwischen Beton und Holz
- Modifikation der Schubmoduln der Decklage des Brettspertholzes
- Durchgängige Lagen

Detailliertes Volumenmodell (Kerfe):

- Nur Druckübertragung zwischen Beton und Holz
- Kerfenbetonrippen schneiden Brettspertholzlagen

4.3.4 Simulationsergebnis

4.3.4.1 Gesamtverformung

Die Verformungsfiguren beider Modelle sind in den Abbildungen 4.30 bis 4.32 in mit starker Vergrößerung der Verformung dargestellt.

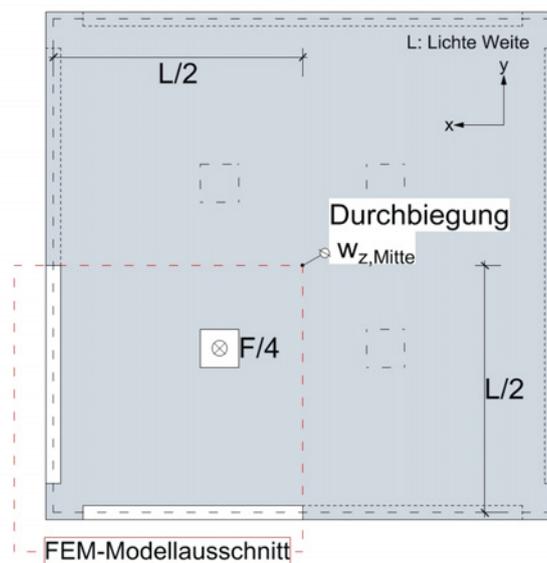


Abbildung 4.29: Untersucher Plattenausschnitt

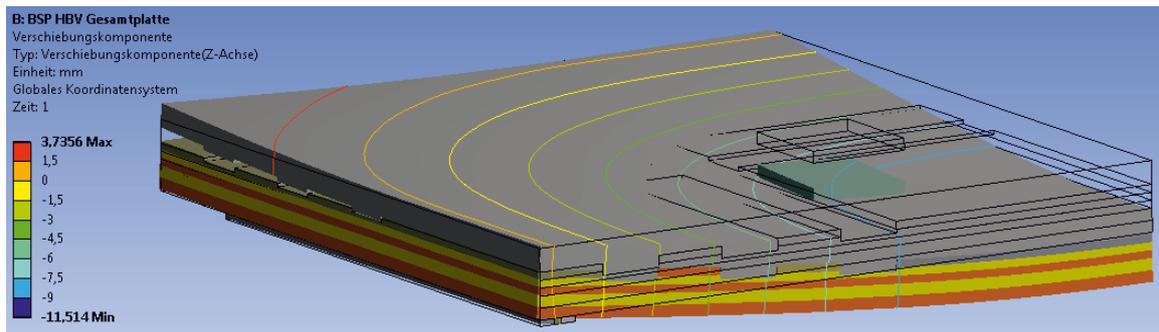


Abbildung 4.30: Detailliertes Modell: Durchbiegung w_z [mm] (Verformung geometrisch stark vergrößert dargestellt.) - Ansicht 1

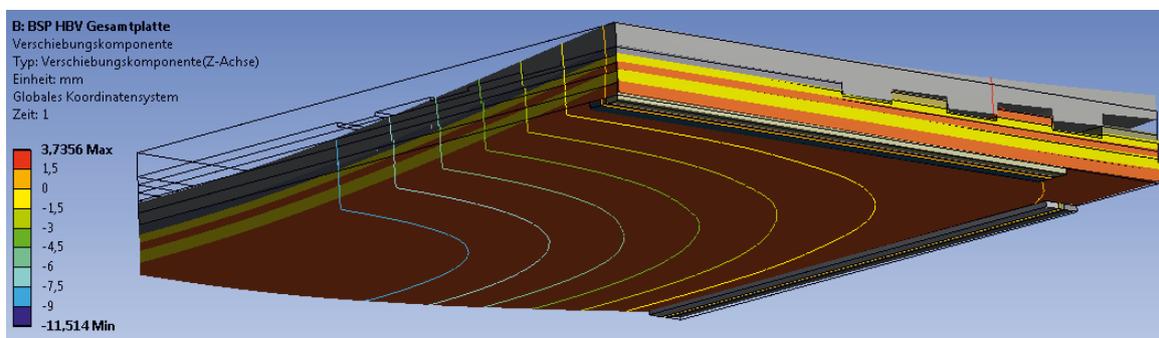


Abbildung 4.31: Detailliertes Modell: Durchbiegung w_z [mm] (Verformung geometrisch stark vergrößert dargestellt.) - Ansicht 2

In den Abbildungen 4.30 und 4.31 ist ein Lösen der Betonlage von der Brettspertholzlage deutlich erkennbar. Dieser Effekt konnte auch bei den experimentellen Untersuchungen an den Prüfkörpern G1-1 (trotz Abhebesicherung) und G1-2 beobachten werden. Das Abheben der Betonplatte von der Brettspertholzplatte verdeutlicht visuell die höhere Drillsteifigkeit der Betonlage.

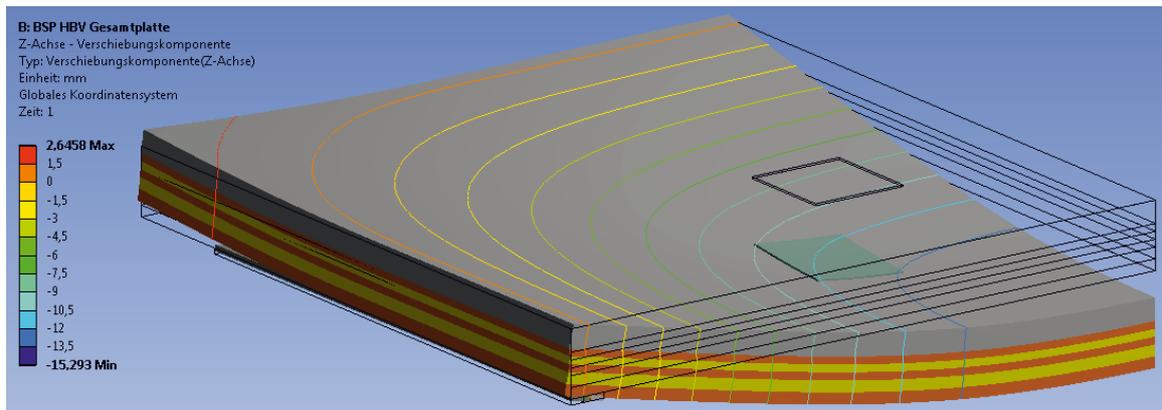


Abbildung 4.32: Vereinfachtes Modell (NV2): Durchbiegung w_z [mm] (Verformung geometrisch stark vergrößert dargestellt.)

Im vereinfachten Modell ist die Betonlage gegen ein Abheben von der Brettsperrholzlage gesichert. Es kommt zu einem Abheben der gesamten Verbundplatte von den Auflagerstreifen (Abbildung 4.32).

In folgender Tabelle 4.5 sind die Durchbiegung in Feldmitte $w_{z,Mitte}$ und der äquivalente Verschiebungsmodul k_s nach Gleichung 4.1 vergleichend dargestellt:

Modell	$w_{z,Mitte}$ [mm]	k_s [kN/mm]	$\frac{w_{z,Mitte,i}}{w_{z,Mitte,Ref1}} - 1$ [%]	$\frac{w_{z,Mitte,i}}{w_{z,Mitte,Ref2}} - 1$ [%]
Detailliert	11,51	26,05	Referenz 1	-6%
Detailliert $E_{ ,Rippe} = 0$	11,63	25,79	+1%	-5%
Vereinfacht SV (starr)	12,29	24,42	+7%	Referenz 2
Vereinfacht NV1 (16 Schrauben/m ² n. Zul.)	20,15	14,89	+75%	+64%
Vereinfacht NV2 (16 Schrauben/m ² n. Versuch)	15,29	19,62	+33%	+24%
Vereinfacht NV3 (2x2 Kerfen/m ²)	12,91	23,14	+13%	+6%

Tabelle 4.5: FEM-Simulationen der Gesamtplatte: Durchbiegung in Feldmitte

Das Ausfallen der Kerfenbetonrippe in „Detailliert $E_{||,Rippe} = 0$ “ hat im Vergleich zur Referenz 1 keinen nennenswerten Einfluss auf die Gesamtsteifigkeit der Verbundplatte.

Die Referenz 2 des vereinfachten Modells ist etwas weicher als die Referenz 1 des detaillierten Modells. Dies mag damit zusammenhängen, dass durch das tiefe Einbinden der Kerfe in Nebentragsrichtung im Brettsperrholz die obere rollschubbeanspruchte Decklage übersprungen wird.

Der Einfluss der Schubverbindungsmittel wird im weiteren Vergleich der nachgiebigen Verbunde NV1 bis NV3 deutlich. Das Modell mit 16 Schrauben/m² als Schubverbinder, berechnet nach Zulassung (NV1), ist um 56,1 % weicher als das Modell mit Kerfen (NV3).

4.3.4.2 Auflagerkräfte

Über einen Vergleich der Auflagerkräfte in Haupt- und Nebentragsrichtung ist es möglich, eine Aussage über die effektive zweiachsige Tragwirkung der Brettspertholz-Beton-Verbundplatte zu treffen.

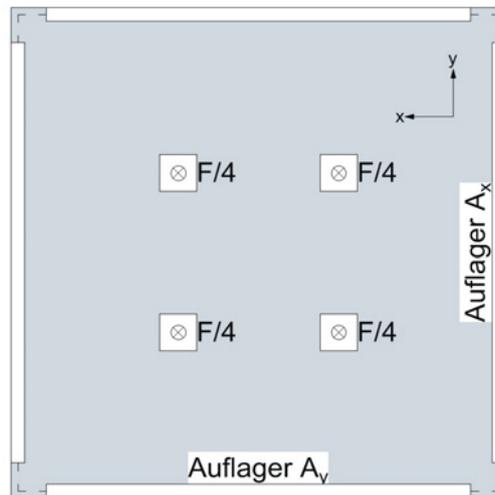


Abbildung 4.33: Untersuchte Auflagerreaktionen

In den Auflagern A wurde die Summe der vertikalen Lagerreaktionen je Tragachse zusammengefasst (Tabelle 4.6).

Modell	A_x [kN]	A_y [kN]	$\frac{A_y}{A_x}$ [%]	$\frac{A_x}{A_x+A_y}$ [%]	$\frac{A_y}{A_x+A_y}$ [%]
Detailliert	166,0	134,0	81%	55%	45%
Detailliert $E_{ ,Rippe} = 0$	165,7	134,4	81%	55%	45%
Vereinfacht SV (starr)	173,7	126,5	73%	58%	42%
Vereinfacht NV1 (16 Schrauben/m ² n. Zul.)	171,2	128,9	75%	57%	43%
Vereinfacht NV2 (16 Schrauben/m ² n. Versuch)	173,0	127,3	74%	58%	42%
Vereinfacht NV3 (2x2 Kerfen/m ²)	173,6	126,6	73%	58%	42%

Tabelle 4.6: FEM-Simulationen der Gesamtplatte: Auflagerkräfte mit $F_{ges} = A_x + A_y = 300,0$ kN; Simulationsbedingt besteht eine Abweichung von maximal $\Delta 0,1\%$

Das Ergebnis zeigt eine deutliche zweiachsige Tragwirkung, in der sich die X-Achse als Haupttragsrichtung und die Y-Achse als Nebentragsrichtung bestätigt. Die Kerfen scheinen der Orthotropie des Brettspertholzes entgegenzuwirken, zum Beispiel durch das Überspringen der oberen „Rollschublage“ durch die Kerfe. Das Verhältnis $\frac{A_y}{A_x}$ ist hier mit 0,81 am nächsten an 1,0, was eine ausgeglichene zweiachsige Tragwirkung bedeuten würde.

Im vereinfachten Modell scheint die isotrope Verminderung der Verbundsteifigkeit keinen Einfluss auf die Verteilung der Kräfte auf Haupt- und Nebentragsrichtung zu haben (vergleiche SV mit NV1 in Ta-

belle 4.6)

In der Summe kann durch die Ausführung einer zweiachsigen Verbundplatte die Auflagerkraft in Haupttragrichtung im Vergleich zu einem einachsig tragenden System um bis zu 45% reduziert werden.

4.3.4.3 Drillverhalten

Der Anteil der Drilltragwirkung am Gesamtlastabtrag wurde untersucht, in dem der Schubmodul G_{xy} sämtlicher Lagen, sowohl im Holz als auch im Beton, zu Null gesetzt wurde und die Ergebnisse der Berechnung den Ergebnissen der drillsteifen Platten (mit $G_{xy} = G_{xy,Material}$) gegenüber gestellt wurden (Tabelle 4.7). Die Werte $\left(\frac{W_{z,Mitte,G_{xy}=0}}{W_{z,Mitte}} - 1\right)$ und $\left(\frac{A_x,G_{xy}=0}{A_x} - 1\right)$ geben die prozentuale Erhöhung der Durchbiegung und der Auflagerkraft der Haupttragrichtung (x) an, die durch die Reduzierung des Schubmoduls G_{xy} entsteht.

Modell	$W_{z,Mitte}$ [mm]	$W_{z,Mitte,G_{xy}=0}$ [mm]	$\frac{W_{z,Mitte,G_{xy}=0}}{W_{z,Mitte}} - 1$ [%]	$\frac{A_x}{F}$ [%]	$\frac{A_x,G_{xy}=0}{F}$ [%]	$\frac{A_x,G_{xy}=0}{A_x} - 1$ [%]
Detailliert	11,51	14,53	+26%	55,3%	54,6%	-0,8%
Detailliert $E_{\perp,Rippe} = 0$	11,63	14,96	+29%	55,2%	52,4%	-2,8%
Vereinfacht Starr	12,29	14,83	+21%	57,9%	59,5%	+1,6%
Vereinfacht NV1	20,15	24,99	+24%	57,1%	58,7%	+1,6%
Vereinfacht NV2	15,29	18,48	+21%	57,7%	59,2%	+1,5%
Vereinfacht NV3	12,97	15,63	+21%	57,9%	59,4%	+1,5%

Tabelle 4.7: FEM-Simulationen der Gesamtplatte: Reduktion der Drillsteifigkeit zu $G_{xy} = 0$; Vergleich mit Ergebnissen drillsteifer Konfigurationen mit $G_{xy} = G_{xy,Material}$

Die zweiachsige Tragwirkung hinsichtlich einer Lastaufteilung nach Auflagern bleibt bei einer Reduktion der Drillsteifigkeit unverändert. Im Vergleich der Durchbiegung zeigt sich ein hoher Verlust in der Gesamtsteifigkeit durch das Vermindern der Drillsteifigkeit. Ein Vernachlässigen der Drillsteifigkeit hätte bei einer Bemessung zur Folge, dass sich die Durchbiegung rechnerisch um 21% bis 29% erhöht.

4.3.4.4 Schubspannungen

Detailliertes Modell in Plattenebene Im Folgenden werden die Schubspannungen τ_{xz} und τ_{yz} in einer drillsteifen ($G_{xy} = G_{xy,Material}$) und einer drillweichen ($G_{xy} = 0$) Verbundplatte im Grundriss auf Höhe der Kerven miteinander verglichen.

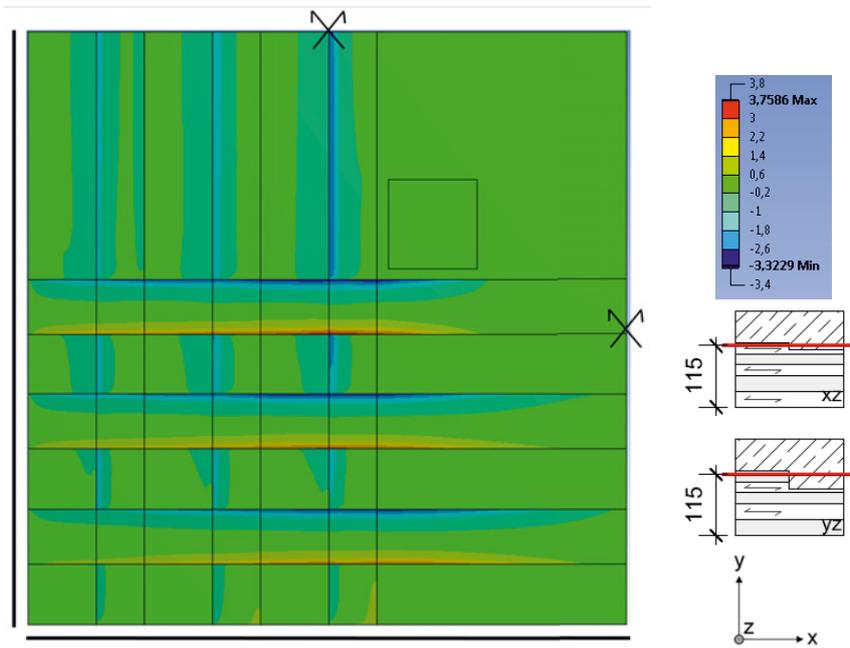


Abbildung 4.34: Schubspannung τ_{xz} drillsteif ($G_{xy} = G_{xy,Material}$) [N/mm²]

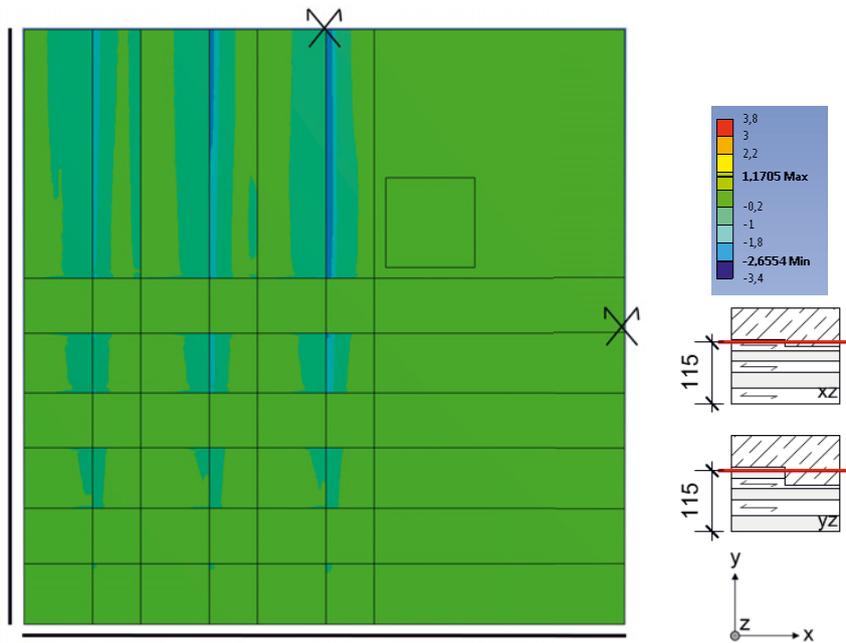


Abbildung 4.35: Schubspannung τ_{xz} drillweich ($G_{xy} = 0$) [N/mm²]

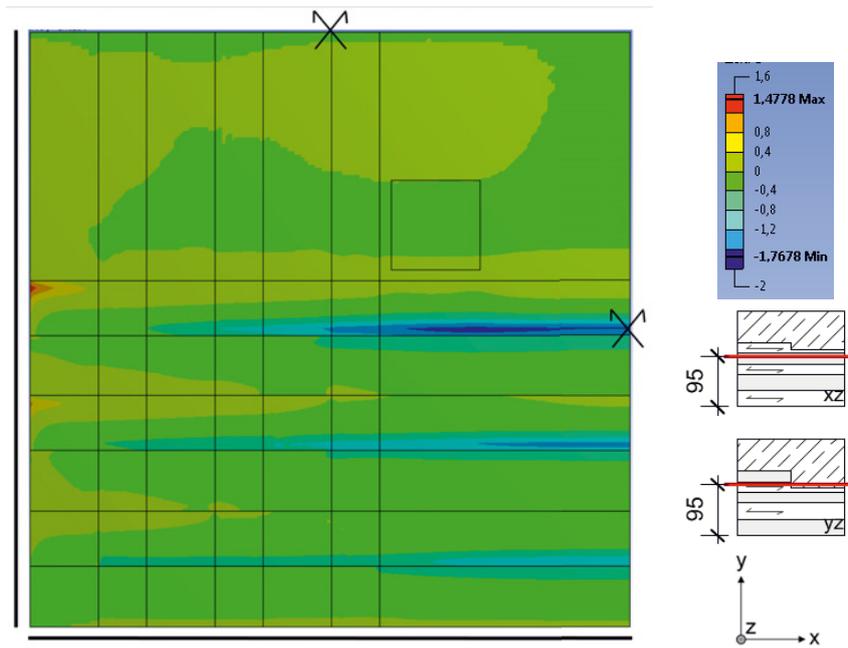


Abbildung 4.36: Schubspannung τ_{yz} drillsteif ($G_{xy} = G_{xy,Material}$) [N/mm²]

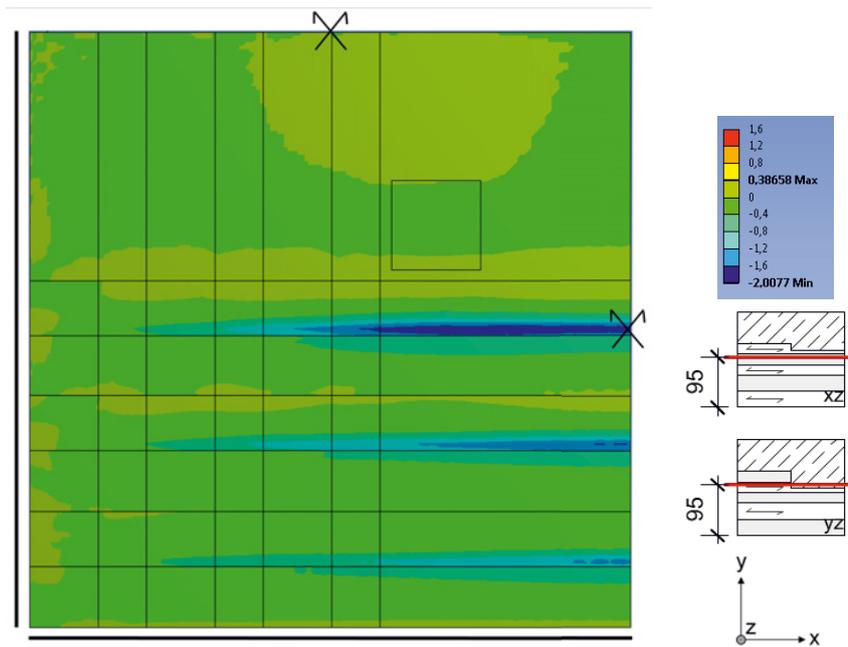


Abbildung 4.37: Schubspannung τ_{yz} drillweich ($G_{xy} = 0$) [N/mm²]

Neben der zu erwartenden Schubbeanspruchung im Kontaktfeld Holz-Beton lässt sich sehr deutlich eine Drillbeanspruchung erkennen:

- Die Kerbe parallel zur x-Achse zeigt durch die Spannungsspitzen an beiden Ufern eine Drillbeanspruchung in X (Vergleiche Abbildung 4.34 mit Abbildung 4.35)
- Die Spannungsspitze am Plattenrand parallel zur Y-Achse (Rot-oranger Bereich in Abbildung 4.36) in der Kerbe parallel zur X-Achse deutet auf eine Beanspruchung entgegen der ursprünglichen Belastungsrichtung der Kerbe hin. Diese Beobachtung wird durch Risse in den Probekörpern in den experimentellen Untersuchungen bestätigt (Abschnitt 4.2.4.2; Abbildung 4.10).
- Die Schubbeanspruchung aus der Biegung wandert von den Lasteinleitungspunkten zu den Mitten der Plattenränder. Über die Breite der Kerbe bildet sich eine gut verteilte Grundbeanspruchung aus.

Betrachtung im Schnitt In den Schnitten X-X und Y-Y werden die Schubspannungen nach Abbildung 4.38 vergleichend für die Modelle „detailliert“ und „vereinfacht“ dargestellt.

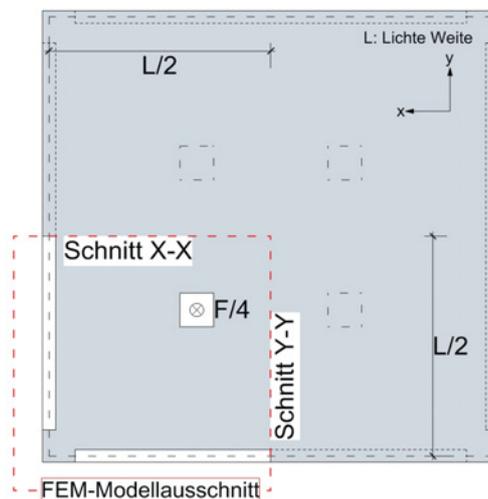
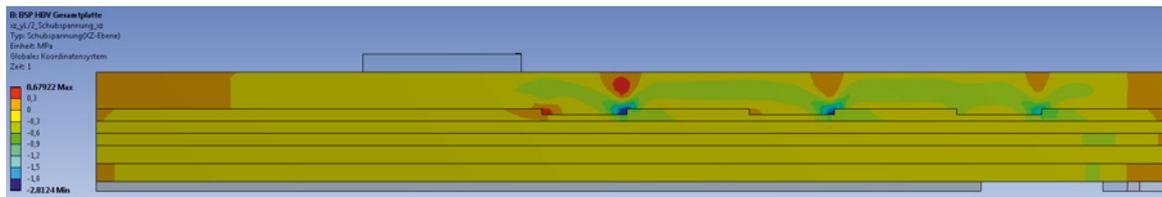
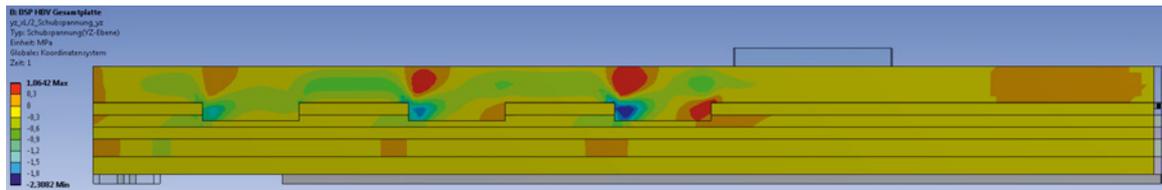


Abbildung 4.38: Untersuchte Schnittachsen



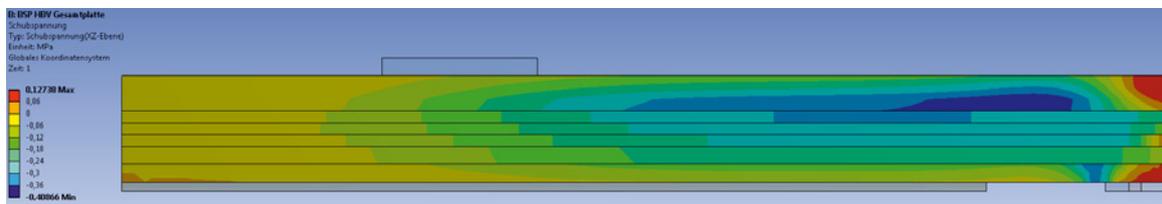
(a) τ_{xz} in Schnitt X-X



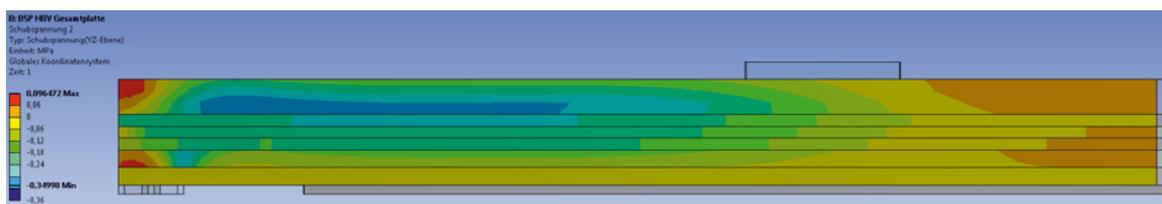
(b) τ_{yz} in Schnitt Y-Y

Abbildung 4.39: Detailliertes Modell: Schubspannung τ in $L/2$ [N/mm^2]

Im detaillierten Modell dominieren die Spannungsspitzen an den Kernen das Bild. Der höhere Hebel der Kerne im Schnitt Y-Y als im Schnitt X-X macht sich mit einer höheren Schubspannung in der Konsole bemerkbar. Dem grünen Steifen folgend, wird ein großer Teil der Schubspannung über die Betonlage geführt. Die Senkung an den Kernen deutet eine Druckstrebenbildung zu den unteren Brettsperrholzlagen beziehungsweise zum Auflager hin an.



(a) τ_{xz} in Schnitt X-X



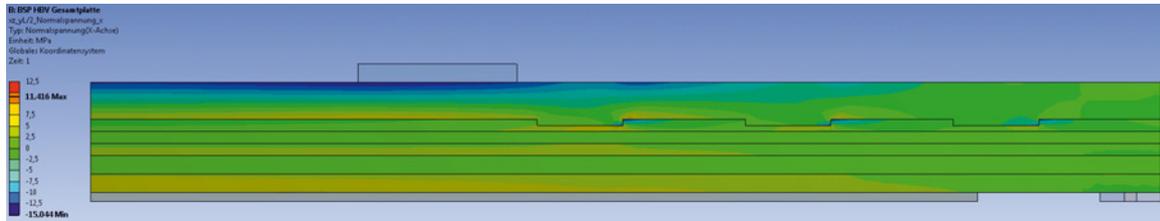
(b) τ_{yz} in Schnitt Y-Y

Abbildung 4.40: Vereinfachtes Modell (NV3): Schubspannung τ in $L/2$ [N/mm^2]

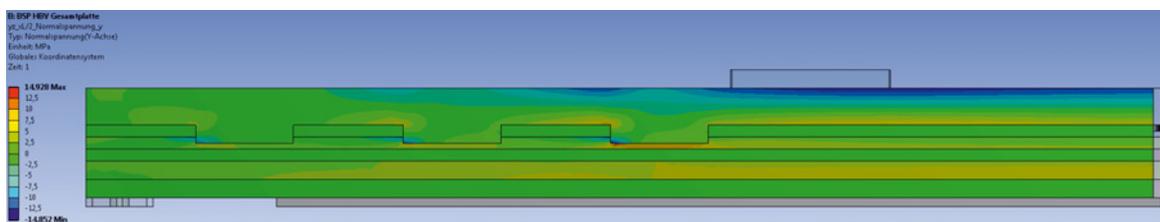
Durch die verschiedenen Verbundarten, diskretisiert und kontinuierlich, fällt das Ergebnis der Modelle sehr unterschiedlich aus. Im vereinfachten Modell verteilt sich die Schubspannung über das ganze Bauteil im Schnitt. Die Schubspannungsspitzen konzentrieren sich in der Nähe des Auflagers.

4.3.4.5 Normalspannung

Die Normalspannungen parallel zur Plattenebene werden in den Schnitten nach Abbildung 4.38 in den Richtungen x und y dargestellt.



(a) σ_x in Schnitt X-X

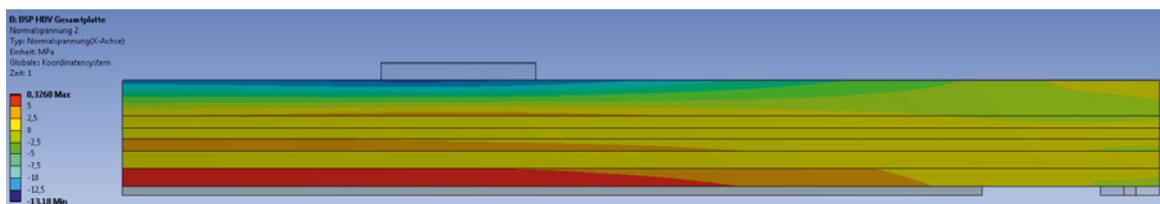


(b) σ_y in Schnitt Y-Y

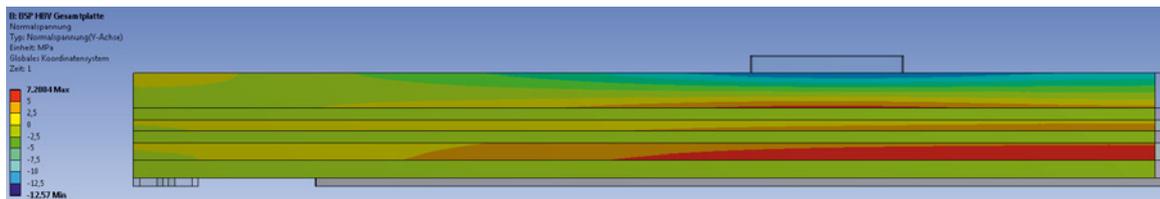
Abbildung 4.41: Detailliertes Modell: Normalspannung σ in L/2 [N/mm²]

Die höchste Zugspannung in Plattenebene befindet sich in beiden Schnitten des detaillierten Modells unterhalb der Betonkonsole der Kerne, in der Holzlamelle, die das Vorholz zurückhängt. Sie übersteigt betragsmäßig die maximale Zugspannung in den unteren Brettlagen des Brettsperrholzes.

Die Biegemomentenwirkung ist gut über den Druck am oberen Rand der Betonlage und dem Zug in der unteren Brettlagen (Verbundanteil) und dem unteren Randbereich der Betonlage (Lokalanteil) zu erkennen.



(a) σ_x in Schnitt X-X



(b) σ_y in Schnitt Y-Y

Abbildung 4.42: Vereinfachtes Modell (NV3): Normalspannung σ für Variante NV3 in L/2 [N/mm²]

Die Zugbeanspruchung an der Betonunterseite ist deutlich erkennbar und mit $\sigma = 5,0$ bis $7,5 \text{ N/mm}^2$ muss davon ausgegangen werden, dass der Beton in diesem Bereich unter realen Umständen bereits gerissen wäre. (Und die Mindestbewehrung auf mittlerer Höhe der Betonlage die frei werdenden Kräfte nicht in Gänze aufnimmt.) Hier sind die Grenzen der linear-elastischen Modellierung erreicht. Die FEM-Simulation ist nur gültig, solange die Grenzen lokal elastischer Materialparameter eingehalten werden. Dennoch zeigt sich im Vergleich mit den Versuchsergebnissen bei der aufgetragenen Simulationslast $F = 300 \text{ kN}$ noch kein Steifigkeitsverlust: Die Last-Verformungskurve bleibt an dieser Stelle für beide Verbindungsmittel annähernd linear (Abbildung 4.13). Jedoch können im globalen linearen Bereich bereits lokale Nichtlinearitäten auftreten. Dies spricht für eine kontinuierliche Umlagerung von lokalen Traganteilen zu globalen Verbundtraganteilen und der Robustheit des hochgradig statisch unbestimmten Plattensystems, in dem lokale Versagenseffekte durch eine Umlagerung abgefangen werden können.

4.3.4.6 Parameterstudie

Am vereinfachten FEM-Modell wurde eine erweiterte Parameterstudie durchgeführt, um den Einfluss folgender Größen auf das Gesamttragverhalten zu eruieren:

Parameterbeschreibung	Wert	Einheit
Nachgiebigkeit des Verbunds Seitenverklebung (SVK)	SV NV1 NV2 NV3 ja: $E_{H,y,90}=37$, nein: $E_{H,y,90}=0,1$	[-] [N/mm ²]
Elastizitätsmodul des Betons (und damit auch des Schubmoduls) E_B	28000 30000	[N/mm ²]
Elastizitätsmodul in Holzfaserrichtung E_H	11000 12000	[N/mm ²]
Rollschubmodul des Holzes G_R	50 69 100	[N/mm ²]
Dicke der Betonlage t_B	60 63	[mm]
Brettsperrholzaufbau (mit der jeweiligen Lagendicke $t_{BSP,i}$)	20⊥20 20⊥30 30 20⊥22 22⊥30 30 24⊥24 24⊥24 24	[mm]

Tabelle 4.8: Übersicht Parameter

Die einzeln simulierten Parameterkombinationen sind in Tabelle 4.9 dargestellt. Dem Referenzmodell wurde ein starrer Verbund, sowie die Materialkennwerte nach den Festigkeitsklassen C20/25 für Beton und C24 für Holz zugewiesen (siehe Tabelle 4.3). Geometrisch orientiert sich das Modell am experimentellen Gesamtplattenversuch (Aufbau im Anhang A.4.1).

Verglichen wurde die Summe der Auflagerkräfte, getrennt nach den Tragrichtungen A_x und A_y , sowie die Durchbiegung in Feldmitte ($w_{z,Mitte}$). Der Vergleich der Mittendurchbiegung gibt Aufschluss über den Einfluss des Parameters auf die Gesamtsteifigkeit. Der Anteil der Auflagerkräfte an der Gesamtlast gibt Aufschluss über die Lastverteilung innerhalb der Platte und schlussendlich über ihre effektive zweiachsiges Tragwirkung.

Die Ergebnisse der Studie sind in den Tabellen 4.10 und 4.11 zusammengefasst dargestellt, gefolgt von Einzelauswertungen.

Die aufgelisteten Varianten orientieren sich in ihrer Beschreibung an der ersten Variante „Starrer Verbund (SV)(Referenz)“. Neben der Verbundeigenschaft wird der variierte Parameter X mit ΔX in Bezug auf den Ausgangswert der ersten Variante beschrieben.



Variante	Verbund [Abk.]	t_b [mm]	$t_{BSP,1-5}$ [mm]	$G_{xz,eff}$ [N/mm ²]	$G_{yz,eff}$ [N/mm ²]	E_B [N/mm ²]	$E_{H, }$ [N/mm ²]	SVK
Starrer Verbund (SV) (Referenz)	SV	60	20 20 20 30 30	690	69	30000	11000	nein
Nachgiebiger Verbund 1 (NV1)	NV1	60	20 20 20 30 30	3,38	3,24	30000	11000	nein
Nachgiebiger Verbund 2 (NV2)	NV2	60	20 20 20 30 30	11,8	10,2	30000	11000	nein
Nachgiebiger Verbund 3 (NV3)	NV3	60	20 20 20 30 30	55	32	30000	11000	nein
$\Delta E_B = -2000$ N/mm ²	SV	60	20 20 20 30 30	690	69	28000	11000	nein
$\Delta E_B = -2000$ N/mm ²	NV1	60	20 20 20 30 30	3,38	3,25	28000	11000	nein
$\Delta t_b = +3$ mm	SV	63	20 20 20 30 30	690	69	30000	11000	nein
$\Delta t_b = +3$ mm	NV1	63	20 20 20 30 30	3,38	3,25	30000	11000	nein
$\Delta E_{H, } = +1000$ N/mm ²	SV	60	20 20 20 30 30	690	69	30000	12000	nein
$\Delta E_B = -2000$, $\Delta E_{H, } = +1000$ N/mm ²	SV	60	20 20 20 30 30	690	69	28000	12000	nein
$\Delta G_R = +31 \Rightarrow G_{R,alt}$ N/mm ²	SV	60	20 20 20 30 30	690	100	30000	11000	nein
$\Delta G_R = -19$ N/mm ²	SV	60	20 20 20 30 30	690	50	30000	11000	nein
$\Delta G_R = +31$, $\Delta E_{H, } = +1000$ N/mm ²	SV	63	20 20 20 30 30	690	100	30000	12000	nein
$\Delta t_{BSP,2-3} = +2$ mm, $\Delta G_R = +31$, $\Delta E_{H, } = +1000$ N/mm ²	SV	63	20 22 22 30 30	690	100	30000	12000	nein
SVK = ja	SV	60	20 20 20 30 30	690	69	30000	11000	ja
$t_{BSP,1-5} = 24$ mm	SV	60	20 20 20 30 30	690	69	30000	11000	nein

Tabelle 4.9: FEM-Parameterstudie am Gesamtplattenmodell: Eingangsparemeter

Variante	Verbund [Abk.]	$w_{mitte,z}$ [mm]	$\frac{w_i}{w_{ref}}$ [%]	k_s [kN/mm]
Starrer Verbund (SV) (Referenz)	SV	12,29	Referenz	24,42
Nachgiebiger Verbund 1 (NV1)	NV1	20,15	64%	14,89
Nachgiebiger Verbund 2 (NV2)	NV2	15,29	24%	19,62
Nachgiebiger Verbund 3 (NV3)	NV3	12,97	6%	23,14
$\Delta E_B = -2000 \text{ N/mm}^2$	SV	12,55	2%	23,90
$\Delta E_B = -2000 \text{ N/mm}^2$	NV1	20,71	69%	14,49
$\Delta t_B = +3 \text{ mm}$	SV	11,56	-6%	25,94
$\Delta t_B = +3 \text{ mm}$	NV1	18,72	52%	16,03
$\Delta E_{H,\parallel} = +1000 \text{ N/mm}^2$	SV	11,97	-3%	25,07
$\Delta E_B = -2000, \Delta E_{H,\parallel} = +1000 \text{ N/mm}^2$	SV	12,23	0%	24,54
$\Delta G_R = +31 \Rightarrow G_{R,alt} \text{ N/mm}^2$	SV	12,00	-2%	25,01
$\Delta G_R = -19 \text{ N/mm}^2$	SV	12,63	3%	23,75
$\Delta G_R = +31, \Delta E_{H,\parallel} = +1000 \text{ N/mm}^2$	SV	11,00	-10%	27,27
$\Delta t_{BSP,2-3} = +2 \text{ mm}, \Delta G_R = +31, \Delta E_{H,\parallel} = +1000 \text{ N/mm}^2$	SV	12,76	4%	23,52
SVK = ja	SV	12,12	-1%	24,75
$t_{BSP,1-5} = 24 \text{ mm}$	SV	14,53	18%	20,64

Tabelle 4.10: FEM-Parameterstudie: Übersicht Durchbiegung und äquivalenter Verschiebungsmodul

Variante	Verbund [Abk.]	A_x [kN]	A_y [kN]	$\frac{A_y}{A_x}$ [%]	$\frac{A_x}{A_x+A_y}$ [%]	$\frac{A_y}{A_x+A_y}$ [%]
Starrer Verbund (SV) (Referenz)	SV	173,7	126,5	73%	58%	42%
Nachgiebiger Verbund 1 (NV1)	NV1	171,2	128,9	75%	57%	43%
Nachgiebiger Verbund 2 (NV2)	NV2	173,0	127,3	74%	58%	42%
Nachgiebiger Verbund 3 (NV3)	NV3	173,6	126,6	73%	58%	42%
$\Delta E_B = -2000 \text{ N/mm}^2$	SV	174,0	126,1	72%	58%	42%
$\Delta E_B = -2000 \text{ N/mm}^2$	NV1	171,6	128,7	75%	57%	43%
$\Delta t_B = +3 \text{ mm}$	SV	172,9	127,2	74%	58%	42%
$\Delta t_B = +3 \text{ mm}$	NV1	170,0	130,1	77%	57%	43%
$\Delta E_{H,\parallel} = +1000 \text{ N/mm}^2$	SV	173,7	126,3	73%	58%	42%
$\Delta E_B = -2000, \Delta E_{H,\parallel} = +1000 \text{ N/mm}^2$	SV	174,1	126,1	72%	58%	42%
$\Delta G_R = +31 \Rightarrow G_{R,alt} \text{ N/mm}^2$	SV	173,8	126,5	73%	58%	42%
$\Delta G_R = -19 \text{ N/mm}^2$	SV	173,7	127,0	73%	58%	42%
$\Delta G_R = +31, \Delta E_{H,\parallel} = +1000 \text{ N/mm}^2$	SV	172,9	129,0	75%	57%	43%
$\Delta t_{BSP,2-3} = +2 \text{ mm}, \Delta G_R = +31, \Delta E_{H,\parallel} = +1000 \text{ N/mm}^2$	SV	172,8	127,3	74%	58%	42%
SVK = ja	SV	172,0	128,2	74%	57%	43%
$t_{BSP,1-5} = 24 \text{ mm}$	SV	168,6	131,6	78%	56%	44%

Tabelle 4.11: FEM-Parameterstudie: Übersicht Auflagerkräfte

Einfluss der Verbundsteifigkeit

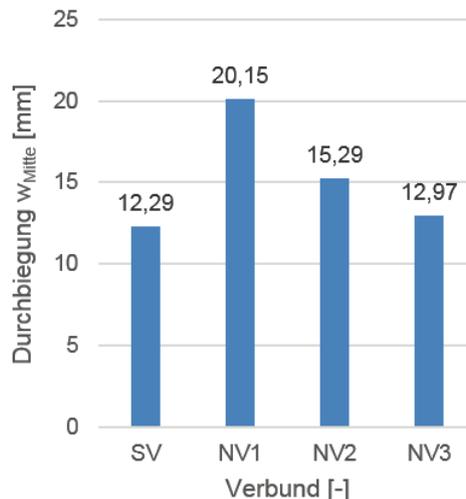


Abbildung 4.43: Ergebnis der Parameterstudie: Durchbiegung in Abhängigkeit der Verbundsteifigkeit

Im Vergleich der Mittendurchbiegung nach Abbildung 4.43 zeigt sich ein großer Einfluss der gewähl-

ten Verbindungsmittel auf die Gesamtsteifigkeit der Platte. Mit einem Verschiebungsmodul äquivalent zum dem einer Kervenverbindung nach NV3 (Abschnitt 4.3.3.2) kann eine Gesamtsteifigkeit erzielt werden, die sehr nahe an der einer Platte mit starrem Verbund (SV) liegt.

Auf der anderen Seite zeigt sich, dass die Gesamtsteifigkeit stark abfällt, wenn die Verbundsteifigkeit einer Schraubenverbindung mit den Steifigkeitswerten der Zulassungen [Z-9.1-648] und [ETA-13/0029] (NV1) angesetzt wird.

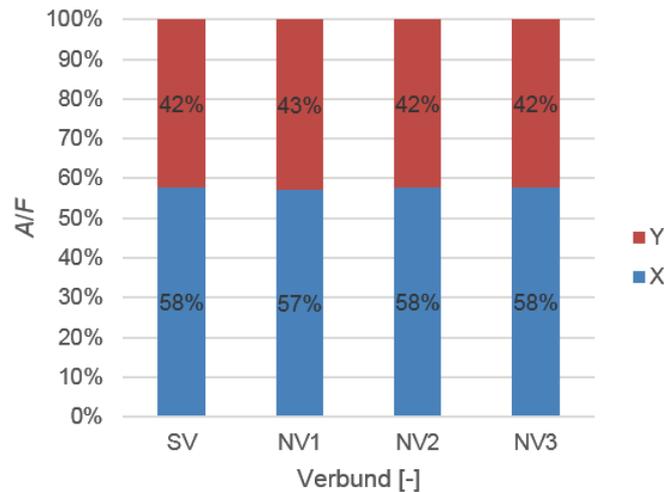
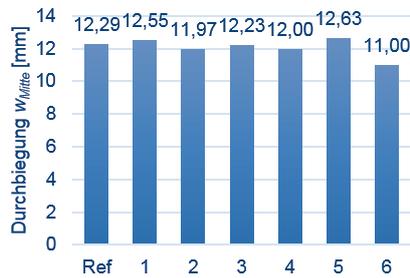


Abbildung 4.44: Ergebnis der Parameterstudie: Verhältnis der Auflagerkräfte A_x und A_y in Abhängigkeit der Verbundsteifigkeit

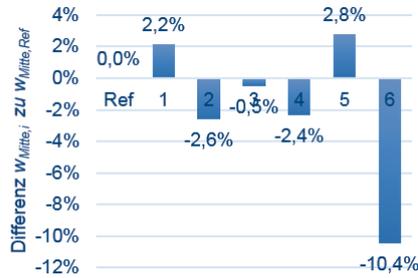
Nach dem Ergebnis in Abbildung 4.44 hat die (isotrope) Variation der Verbundsteifigkeit keinen nennenswerten Einfluss auf die zweiachsige Tragwirkung, dem Verhältnis der Auflagerkräfte zwischen Haupttragrichtung (x) und Nebentragrichtung (y).

Einfluss der Seitenverklebung Der Einfluss einer Seitenverklebung der Brettschmalseiten auf das Tragverhalten der Platte ist nach den Ergebnissen der Parameterstudie als gering einzuschätzen. Die Differenz der Durchbiegung in Feldmitte zwischen seitenverklebtem und nicht-seitenverklebtem Brettsperrholz ist mit 1% sehr klein.

Einfluss der Materialsteifigkeiten



(a) Durchbiegung in Feldmitte



(b) Verhältnis der Durchbiegung zur Referenz

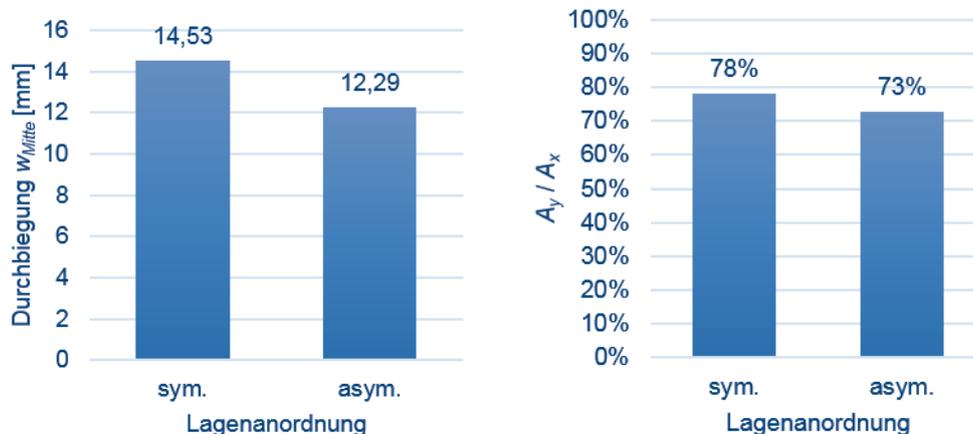
Case	Parameter Change
Ref	Starrer Verbund (SV)
1	$\Delta E_B = -2000 \text{ N/mm}^2$
2	$\Delta E_{H,\parallel} = +1000 \text{ N/mm}^2$
3	$\Delta E_B = -2000, \Delta E_{H,\parallel} = +1000 \text{ N/mm}^2$
4	$\Delta G_R = +31 \text{ N/mm}^2$
5	$\Delta G_R = -19 \text{ N/mm}^2$
6	$\Delta G_R = +31, \Delta E_{H,\parallel} = +1000 \text{ N/mm}^2$

(c) Legende

Abbildung 4.45: Ergebnis der Parameterstudie zur Variation der Materialsteifigkeiten

Die Verminderung des Betonelastizitätsmoduls um 6,7% bedingt eine Erhöhung der Durchbiegung um 2,2%, während die Erhöhung des Holzelastizitätsmoduls in Faserrichtung um 9,1% die Durchbiegung um 2,6% senkt. Bei gegebenem Lagenaufbau hat die Erhöhung des Holzschubmoduls quer zur Faser (Rollschub) um 44,9% einen ähnlichen Effekt wie die Erhöhung des Holzelastizitätsmoduls in Faserrichtung um 9,1%. Eine kombinierte Erhöhung des Holzelastizitätsmoduls in Faserrichtung und des Rollschubmoduls hat einen höheren Einfluss auf die Durchsenkung als die Summe der einzelnen Erhöhungen (10,4%).

Einfluss der Lagenanordnung des Brettspertholzes



(a) Durchbiegung in Feldmitte

(b) Auflagerkräfteverhältnis

Abbildung 4.46: Ergebnis der Parameterstudie zur Lagenanordnung des Brettspertholzes

Bei unveränderter Gesamthöhe des Brettspertholzes zeigt der symmetrische Aufbau mit [24-24-24-24-24] eine ausgewogenere Beanspruchung der Tragachsen als der asymmetrische Aufbau mit [20-20-20-30-30] (Abbildung 4.46b). Jedoch senkt sich die Verbundplatte mit symmetrischer Brettlagenanordnung deutlich stärker durch. Der Steifigkeitsverlust liegt bei 15,4% im Vergleich zur asymmetrischen Brettlagenanordnung (Abbildung 4.46a).

4.3.5 Vergleich der FEM-Modelle mit den Versuchsergebnissen

Die Verschiebungsmoduln der Referenzen der beiden Modelle „detailliert“ und „vereinfacht“ weichen in einer Größenordnung von 14% bis 20% von den Versuchsergebnissen aus Tabelle 4.2 ab. Die simulierten Platten verhalten sich basierend auf der Mittendurchbiegung unter Verwendung von den Festigkeitsklassen entsprechenden Steifigkeitswerte 4.3 deutlich weicher als die experimentell geprüften Platten.

	Kerbe		Schraube		
	Versuch G1-2	FEM „detailliert“	Versuch G2,mean	FEM „vereinfacht“ SV NV2	
Verschiebungsmodul k_s	30,3	26,06	30,6	24,41	19,62 [kN/mm]
Verhältnis $\frac{k_{s,FEM}}{k_{s,Versuch}}$		86%		80%	64%

Tabelle 4.12: Vergleich der Versuchs- und FEM-Simulationsergebnisse

Ursache für diese Differenzen können folgende Sachverhalte auf Seiten des Versuchs sein:

- Hoher Haftverbund und Reibung zwischen Beton und Holz, vor allem durch das Aufquellen und damit verbundene Zusatzspannungen des Beton- und Holzquerschnitts auf die Schrauben
- Die geneigten Schrauben wirken schubverstärkend im Brettsperrholz
- Die Materialkennwerte des Brettsperrholzes liegen gänzlich über den rechnerisch angenommenen. Zu nennen sind hier die Querdrucksteifigkeit im Auflagerbereich, der Elastizitätsmodul der unteren zugbeanspruchten Lagen und der Rollschubmodul in den Mittellagen und der Decklage.
- Die Dicke der Betonlage im Versuch war herstellungsbedingt höher ($\Delta t_B = +3$ mm) als geplant und modelliert. Zudem ist das Brettsperrholz durch eine Feuchteerhöhung der betonnahen Lagen aufgequollen. Durch das Aufquellen wurde die statische Höhe des Bauteils erhöht.
- Biaxiale Versteifungseffekte, die über das Modell nicht abgedeckt wurden.

4.4 Fazit

Die Ergebnisse der Gesamtplattenversuche zeigen eine hohe Tragfähigkeit und ein gutmütiges Steifigkeitsverhalten. Sie weisen ein konstantes Verformungsverhalten über ein weites Lastniveau auf. Das Versagen des Plattensystems geschieht sukzessive und duktil. Die Prüfkörper weisen im Versuch unabhängig von den gewählten Schubverbindungsmiteln eine ähnlich hohe Steifigkeit auf.

Während in den Versuchen kaum ein Unterschied zwischen den Verschiebungsmoduln in Abhängigkeit der verbauten Schubverbindungsmitel zu erkennen ist, werden in der FEM-Simulation deutliche Unterschiede festgestellt.

Es konnte über FEM-Simulationen nachgewiesen werden, dass sich die Lasten innerhalb der Platte ausgeglichen, mit einer leichten Dominanz der Haupttragachse, verteilen. Die Aufteilung der Auflagerkräfte nach Tragrichtung zeigt eine ausgeprägte zweiachsiges Tragwirkung.

Es wurde ein vereinfachtes FEM-Simulationsmodell vorgestellt, das die Steifigkeit der Schubverbindungsmitel kontinuierlich in der Fläche abbildet. Der Erstellungs- und Berechnungsaufwand wurde dadurch erheblich vermindert, insbesondere für die Schubverbindung mit Schrauben. Das Modell verhält sich nach vorliegendem Untersuchungsstand weicher als der reale Aufbau und liegt damit auf der sicheren Seite. Für eine weitere Validierung ist eine umfangreiche Analyse der Spannungsergebnisse notwendig.

Hinsichtlich der Anordnung der Brettsperrholzlagen resultiert in den FEM-Untersuchungen ein asymmetrischer Brettlagenaufbau in einer höheren Verbundplattensteifigkeit als ein symmetrischer Brettlagenaufbau. Ein asymmetrischer Brettlagenaufbau bedingt sich durch die Notwendigkeit im Bereich der Kervenverbindung möglichst schmale Brettlagen auszuführen, um eine Einbindung der Kerne in beiden Tragrichtungen zu gewährleisten.

5 Kraftschlüssiger Elementstoß

5.1 Einleitung

Durch die elementweise Fertigung der Brettsperrholzelemente mit einer maximal üblichen Fertigungsbreite von ca. 3,50 m und weiteren potentiellen Beschränkung beim Transport der Elemente kann die zweiachsige Verbundplatte in baupraktischen Abmessungen nicht in einem Stück gefertigt werden. Es besteht also die Notwendigkeit eines steifen und kraftschlüssigen Elementstoßes zur Übertragung der auftretenden Schnittgrößen an den Kontaktflächen der einzelnen Elemente (Abbildung 5.1).

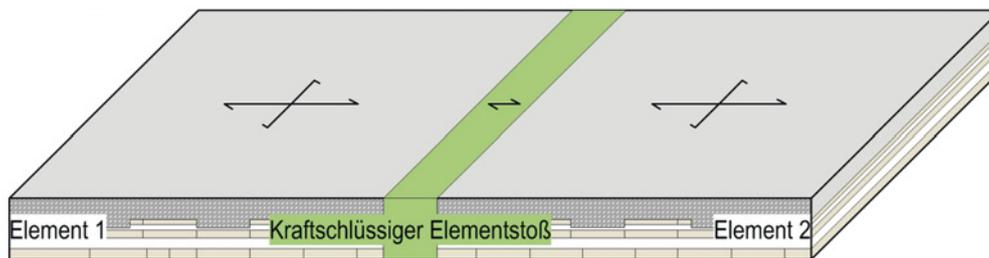


Abbildung 5.1: Kraftschlüssiger Elementstoß zwischen zwei Elementen

Maßgebende Beanspruchung der Verbindung ist die Biegung der Platte und die damit zu übertragenden Normalzugspannungen in der Stoßfuge des Brettsperrholzteils. Ist der Stoß zu weich, kann die Tragachse orthogonal zur Stoßfuge kaum aktiviert werden. Daher ist es Ziel, dass die Systemsteifigkeit in Bezug auf die Durchbiegung in Feldmitte einer Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke mit und ohne Stoß nahezu identisch sind. Hieraus ergibt sich die Hauptanforderung an den kraftschlüssigen Elementstoß: Neben seiner Tragfähigkeit, muss die Verbindung steif genug sein, um die Achse in der sich der Stoß befindet nicht zu schwächen. Dies würde zu einer Lastumlagerung auf die ungestoßene Tragrichtung führen und ein überwiegend einachsiges Tragverhalten provozieren. Im Zusammenhang mit der Durchbiegung stellt die Biegebeanspruchung und die damit verbundene Biegesteifigkeit das maßgebende Bewertungskriterium dar. Vereinfacht wird das Biegemoment in ein Zug- und Druckkräftepaar aufgeteilt (Abbildung 5.2). Die Druckkraft D wird von der oberen Betonlage aufgenommen. Die Herstellung eines druckkraftschlüssigen Stoßes in der Betonlage ist durch ein Ausbetonieren ohne weiteres möglich. Die Zugkraft Z ist im Wesentlichen von der untersten Brettsperrholzlage mit Holzfaserausrichtung parallel der Zugkraft zu übertragen. Die Ausbildung eines kraftschlüssigen Zugstoßes gestaltet sich deutlich aufwendiger als die Übertragung der Druckkraft im Beton und ist Hauptgegenstand der folgenden Untersuchungen.

Aus Sicht der Brettsperrholzplatte gibt es zwei Möglichkeiten den (Zug-)Stoß anzuordnen: In der äußersten Decklage in Haupttragrichtung (x) oder in der untersten Brettlage in Nebentragrichtung (y -Achse). Aus folgenden Gründen sollte der Elementstoß immer in Nebentragrichtung (y) angeordnet werden:

1. In der Fertigung wird in der Regel die Decklage in Elementlängsrichtung aufgelegt. Die Nebentragrichtung befindet sich dadurch in Richtung der Elementbreite.
2. Die Platte wird in Haupttragrichtung höher biegebeansprucht als in Nebentragrichtung. Der Stoß muss folglich in der Nebentragrichtung kleiner dimensioniert werden als in Haupttragrichtung.
3. In der Nebentragrichtung kann die Höhe der äußersten Brettlage zum Einlegen von Verbindungselementen oder Abdeckungen genutzt werden. Dieser Raum fehlt in Haupttragrichtung, da die äußerste biegebeanspruchte Brettlage sich hier an der sichtbaren Unterseite des Bauteils befindet.

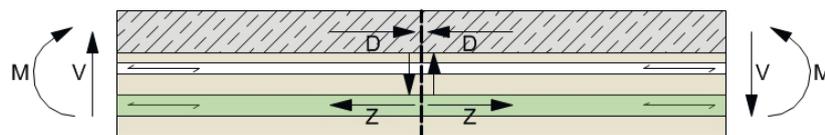


Abbildung 5.2: Maßgebende Beanspruchung des kraftschlüssigen Elementstoßes in Nebentragrichtung (y)

Hinsichtlich der Fertigung vor Ort soll der Elementstoß den Anforderungen des modernen Holzbaus genügen und soll somit möglichst zügig und ohne größeren Aufwand auf der Baustellen herzustellen sein.

Im Folgenden werden verschiedene Verbindungsvarianten untersucht. Der Fokus der Betrachtung liegt auf die zuvor beschriebene Steifigkeit des zugbeanspruchten Brettsperrholzteils. Bewertungskriterium ist hier das Verhältnis zur äquivalenten Federsteifigkeit einer ungestoßenen, zugbeanspruchten Brettlagen. In den Untersuchungen wird nur die unterste zugbeanspruchte Brettlage gestoßen, da der Einfluss der oberen Brettlagen aufgrund ihrer Nähe zur Schwerachse bei einer Momentenbeanspruchung des Gesamtquerschnitts als gering einzuschätzen ist. Ein Stoß in den oberen Brettlagen kann aber im Bauzustand durchaus sinnvoll sein und ist in der Darstellung möglicher Stoßkonfigurationen mit aufgeführt.

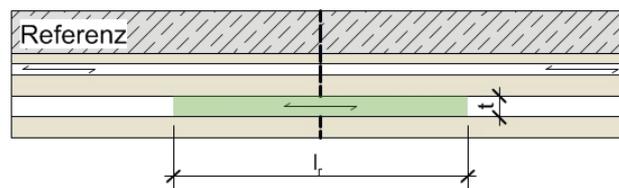


Abbildung 5.3: Referenzaufbau mit durchgehender Brettlage zur Bewertung des Verschiebungsmoduls einer Elementstoßverbindung (Schnitt)

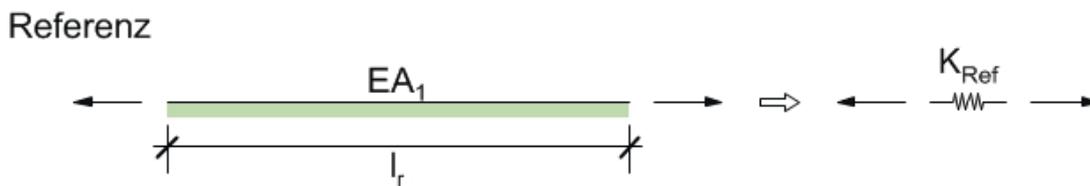


Abbildung 5.4: Referenz mit durchgehender Brettlage zur Bewertung des Verschiebungsmoduls einer Elementstoßverbindung (Statisches Modell)

$$K_{ref,t_{BSP,i}} = \frac{E_{Holz} \cdot t_{BSP,i} \cdot b}{l_r} \quad (5.1)$$

mit

- E E-Modul Holzlamelle in Faserrichtung
- $t_{BSP,i}$ Dicke der Lage i
- b Breite
- l_r Referenzlänge, über die der Einfluss der Verbindung betrachtet wird

5.2 Verbindung durch geneigte Vollgewindeschrauben

Bei dieser Ausführungsmöglichkeit werden die Zug- und Schubkräfte über den Scher- und Herauszieh Widerstand der diagonal angeordneten Vollgewindeschrauben in eine Koppelleiste aus Hartholz oder einem dicken Stahlblech übertragen.

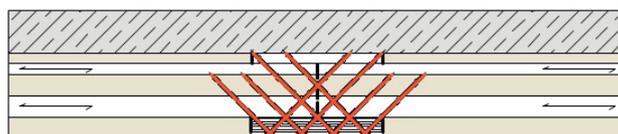
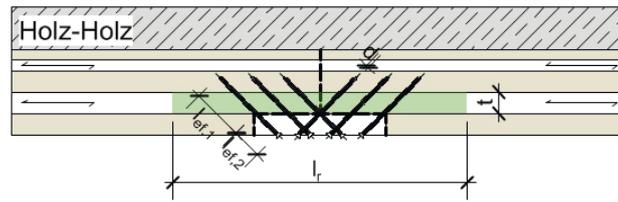
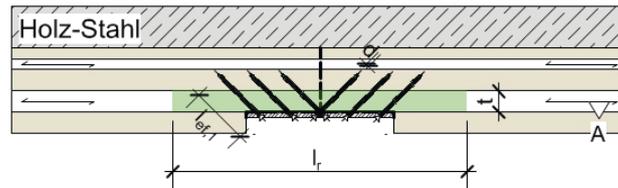


Abbildung 5.5: Elementstoßverbindung durch diagonal eingebrachte Vollgewindeschrauben (Schnitt)

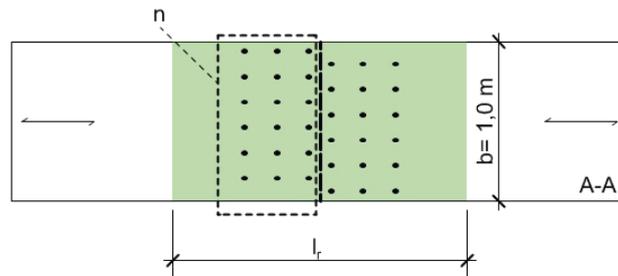
Die Haupttragwirkung dieser Verbindung beruht auf einer im Fachwerkmodell axialbelastete Schraube als Zugdiagonale und einem Kontaktstoß zwischen Holz und Hartholz bzw. Holz und Stahl als Druckpfosten. Der Druck kann in der Holz-Holz-Verbindung Reibung aktivieren, durch die ein Teil der Verbindungskräfte über Schub abgetragen werden können. Im folgenden wird eine vereinfachte Schraubenanordnung zur weiteren Beurteilung der Verbindung herangezogen:



(a) Verbindungsstück aus Holz (Schnitt)



(b) Verbindungsstück aus Stahl (Schnitt)



(c) Lage und Anzahl der Schrauben (Grundriss)

Abbildung 5.6: Grundlagen zur Bewertung des Verschiebungsmoduls eines Elementstoßes mit geneigten Vollgewindeschrauben

Die in Abbildung 5.6 dargestellten Verbindungen werden in folgende statische Modelle übertragen. (Die Bezeichnung der Vollgewindeschraube wurde im Folgenden zu VG-Schraube abgekürzt.)

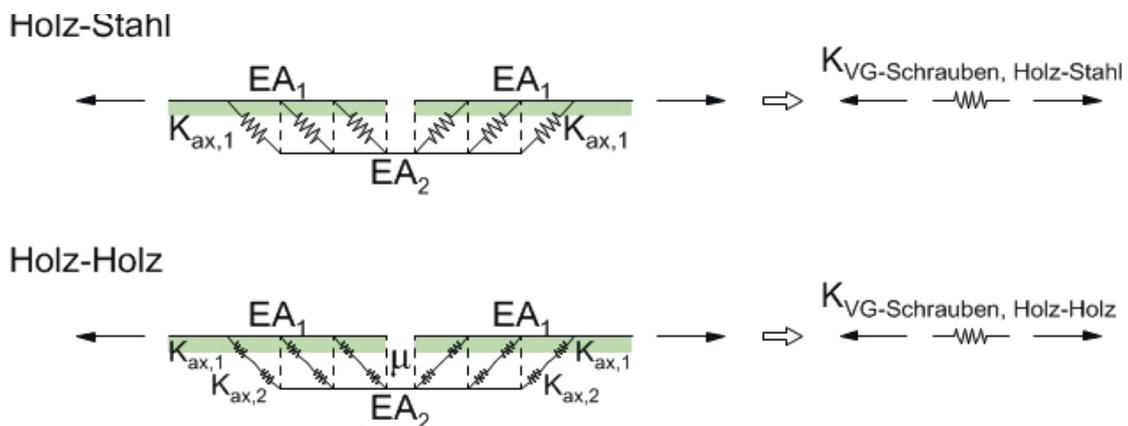


Abbildung 5.7: Statisches Modell zur Ermittlung eines Ersatz-Verschiebungsmoduls

Nach [Blaß u. a. 2006] ergibt sich das Verschiebungsmodul einer Holz-Holz-Verbindung mit geneigten Vollgewindeschrauben unter Vernachlässigung des Abscher- und Querdruckverhaltens zu:

$$K_G = \frac{1 + \mu \cdot \tan \alpha}{\frac{1}{K_{ax,1}} + \frac{1}{K_{ax,2}}} \quad (5.2)$$

mit

μ	Reibungsbeiwert der Holz-Holzverbindung
α	Winkel zwischen Zugkraft und Schraubenachse
$K_{ax,1}, K_{ax,2}$	Verschiebungsmodul auf Herausziehen beanspruchte Schrauben in Holzbauteil 1 und 2 nach [DIN EN 1995-1-1:2010-12], [Blaß u. a. 2006]

Wird der eingelegte Holzstreifen durch eine (reibungsfreie) Stahlplatte ersetzt, verkürzt sich die Gleichung 5.2 zu:

$$K_G = K_{ax,1} \quad (5.3)$$

Da die Steifigkeit EA_1 der zu stoßenden Brettlage in $K_{ref,t_{BSP}}$ über die gesamte Länge l_r berücksichtigt wird, kann im Folgenden die (höhere) Steifigkeit des Koppelstücks EA_2 , welches parallel liegt, vernachlässigt werden. Folglich kann unter Vernachlässigung der Steifigkeit des Verbindungsstreifens aus Stahl oder Holz die vergleichbare Steifigkeit des Zugstoßes durch die Reihung der Steifigkeit der zu stoßenden Brettlage aus Gleichung 5.1 und der Verbindung an beiden Schnittufern aus Gleichung 5.2 bzw. 5.3 ermittelt werden:

$$K_{VG-Schraube} = \frac{1}{\frac{1}{K_{ref,t_{BSP}}} + \frac{2}{n_{ef} \cdot K_G}} \quad (5.4)$$

Der Rechenwert des Verschiebungsmoduls K_{ax} für in Achsrichtung beanspruchte selbstbohrende Schrauben in Brettschichtholz wird in [Blaß u. a. 2006] folgend angegeben:

$$K_{ax} = 234 \cdot (\rho \cdot d)^{0,2} \cdot l_S^{0,4} \text{ [N/mm]} \quad (5.5)$$

mit

d	Schraubendurchmesser in [mm]
ρ	Rohdichte des Holzes in [kg/m^3]
l_S	Länge des im Holz eingedrehten Gewindebereiches [mm]

Die Gleichung 5.5 wurde aus einer Versuchsreihe mit Vollgewindeschrauben, mit dem Durchmessern $d = 6 - 12$ mm und einer maximalen Einschraubtiefe $l_S = 120$ mm, mittels einer multiplen Regressionsanalyse ermittelt. Sie gilt nur für rechtwinklig zur Faserrichtung des Holzes eingedrehte und auf Herausziehen belastete selbstbohrende Vollgewindeschrauben [Blaß u. a. 2006]. Aus dieser Gleichung wurde die in den meisten Zulassungen verankerte Gleichung zur Bestimmung der axialen Ausziehsteifigkeit unabhängig von der Rohdichte und vom Winkel zwischen Schraubenachse und Holzfaserrichtung abgeleitet zu:

$$K_{ax} = 780 \cdot d^{0,2} \cdot l_{ef}^{0,4} \text{ [N/mm]} \quad (5.6)$$

mit

- d Gewindeaußendurchmesser der Schraube in $[mm]$
- l_{ef} Einbindetiefe der Schraube im Holzbauteil in $[mm]$

Nach [Colling 2014] zeigen die Versuche zur Ermittlung des Verschiebungsmoduls große Streuungen in den Werten, die nicht durch die Rohdichte des Holzes oder den Einschraubwinkel bzw. der Schraubengeometrie erklärt werden können. Für die Bestimmung von exakten Werten für K_{ax} sind nach [Blaß u. a. 2006] Ausziehversuche für die eingesetzten Schrauben bzw. Verbindungen durchzuführen. In einem noch laufenden Forschungsprojekt am Karlsruher Institut für Technologie (KIT), Bereich Holzbau und Baukonstruktion mit dem Titel „Steifigkeit axial beanspruchter Vollgewindeschrauben“ wird versucht, ein einheitliches Prüfverfahren für die Bestimmung von K_{ax} zu entwickeln. Dadurch sollen vergleichbare und realitätsnahe Werte für die Berechnung gewonnen werden. Nach vergleichenden Untersuchungen in [Ringhofer 2016] werden die Werte für K_{ax} in [Blaß u. a. 2006] stark unterschätzt und liegen um ein Vielfaches höher.

Hinsichtlich der wirksamen Anzahl hintereinander angeordneter geneigten Vollgewindeschrauben n_{ef} werden in [Blaß u. a. 2006] in Bezug auf die Steifigkeit $K_{G,tot}$ Werte vorgeschlagen. Für bis zu fünf Schrauben hintereinander ist keine nennenswerte Verminderung zu verzeichnen, daher wird im Folgenden mit $n_{ef} = n$ gerechnet.

Um das Potential der Verbindung in Anwendung eines kraftschlüssigen Elementstoßes zu ermitteln wird eine Parameterstudie durchgeführt. In der Parameterstudie werden die effektive Einbindetiefe der Schraube l_{ef} und der Durchmesser der Schraube d variiert.

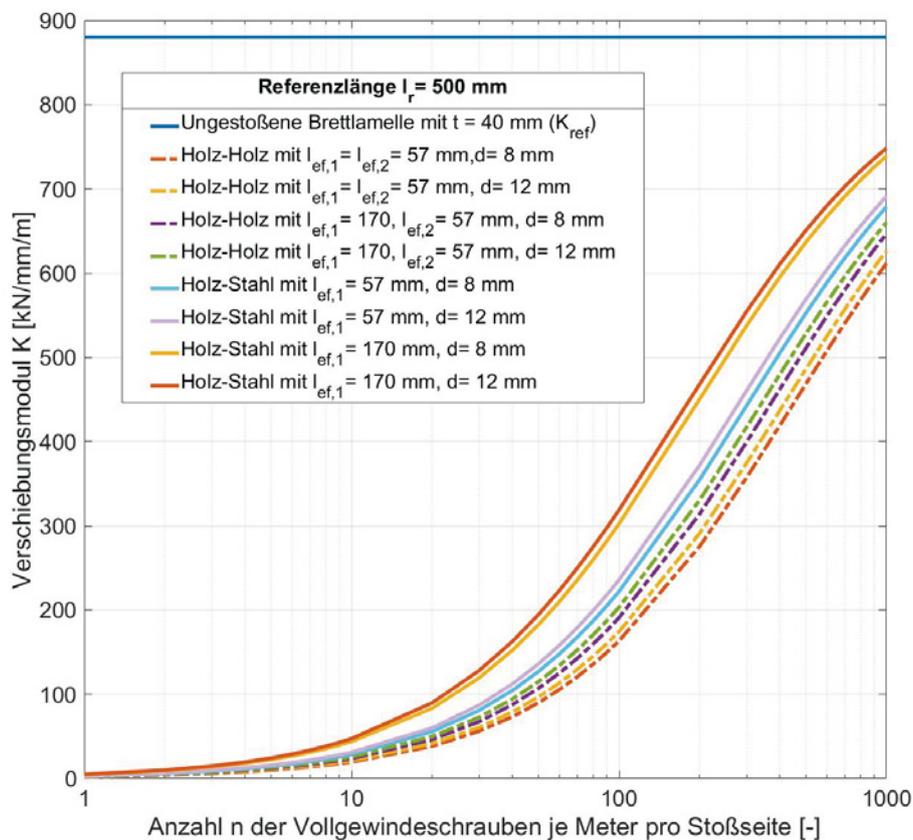


Abbildung 5.8: Steifigkeitsentwicklung des Elementstoßes mit 45°-geneigten Vollgewindeschrauben unter Zugbeanspruchung (vergleiche Abbildung 5.6)

Das Ergebnis der Parameterstudie der Vollgewindeschraubenstoßverbindung zur Entwicklung des Verschiebungsmoduls $K = K_{VG-Schraube}$ nach Gleichung 5.4 zeigt in Abbildung 5.8, dass mit $n = 100$ Schrauben pro Stoßseite über eine Breite von einem Meter, etwa in der Anordnung 5 x 20, maximal 36% des Referenzwertes erreicht werden.

Die Bemessung einer reinen Schraubenstoßverbindung kann nach [DIN EN 1995-1-1:2010-12] erfolgen. Für die Ermittlung der Steifigkeitskennwerte eignen sich die Zulassungen der einzelnen Hersteller oder die Untersuchung nach [Blaß u. a. 2006].

5.3 Schraubenpressklebung

Bei dieser Variante werden die konstruktionsbedingten Elementstöße durch Klebung zusammengefügt. Mittels einer Schraubenpressklebung können Brettlagen aus Vollholz bis zu einer Dicke $t = 45$ mm und Holzwerkstoffplatten bis zu einer Dicke $t = 50$ mm auf Holzbauteile aufgeklebt werden. Der erforderliche Pressdruck wird über selbstbohrende Teilgewindeschrauben erzeugt.

An die Herstellung einer Schraubenpressklebung sind besondere Anforderungen gestellt [DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08] [DIN 1052:2004-08]:

- Die Schrauben müssen so bemessen werden, dass in dem aufzuklebenden Bauteil kein Gewinde vorhanden ist.
- Nenndurchmesser der selbstbohrenden Teilgewindeschrauben $d \geq 4$ mm
- Gewindelänge im Holz $l_{ef,1} \geq 40$ mm und $l_{ef,2} \geq$ aufzuklebende Materialdicke
- Mindestens eine Schraube pro 15.000 mm²
- Maximaler Schraubenabstand $a \leq 150$ mm
- Holzfeuchte der aufzuklebenden Werkstoffe $u = \max. 15 \% \pm 4 \%$

Als Variante der verklebten Elementfuge ist nachfolgend eine Ausbildung der Fuge mit einem Verbindungsstück aus Hartholz oder Holzwerkstoffplatten abgebildet. Der Pressdruck wird über Schraubenpressklebung aufgebracht.

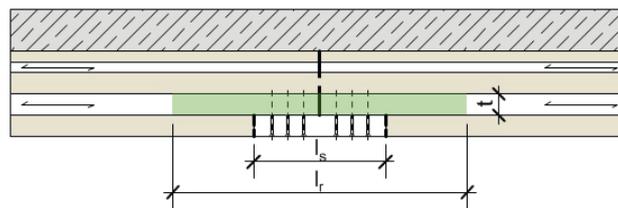


Abbildung 5.9: Abstrahierte Konstruktion einer geklebten Schraubenpressklebeverbindung

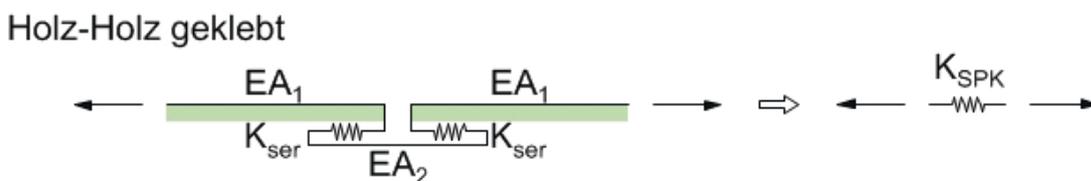


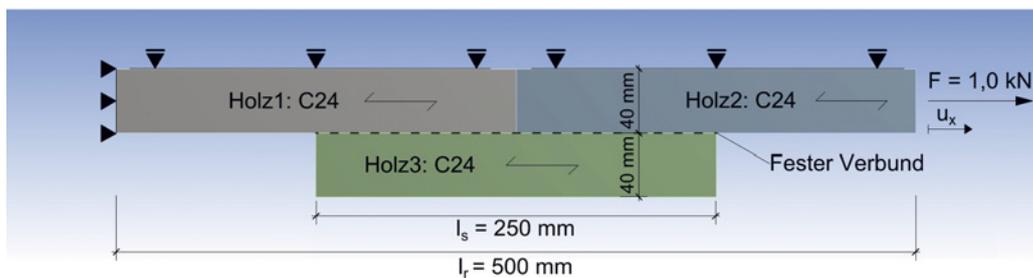
Abbildung 5.10: Statisches Modell zur Ermittlung eines Ersatz-Verschiebungsmoduls einer geklebten Schraubenpressklebeverbindung

In der gezeigten Konstruktion wird die Zugkraft der Brettsperrholzlamelle über eine erforderliche Klebefläche zwischen Brettlage und Holzwerkstoffplatte in die Holzwerkstoffplatte eingeleitet und anschließend wieder durch eine Klebefläche in der zu stoßenden Brettlage kurzgeschlossen. Es besteht die Möglichkeit, dass ein Teil des Verbindungsstücks bereits im Brettsperrholzwerk verklebt wird.

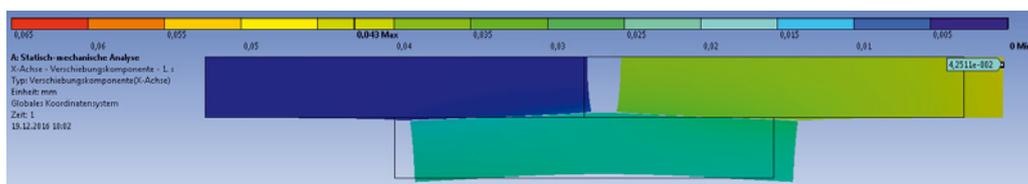
Die Tragfähigkeit der Verbindung ist abhängig von der Klebefugenfestigkeit sowie der Schubfestigkeit der zu verklebenden Holzwerkstoffe. Aus der Festigkeit der Klebefuge wird die erforderliche Klebefläche berechnet. Eine Berücksichtigung der Verbindungsnachgiebigkeit ist nicht erforderlich, da geklebte Verbindungen im Holzbau als starr angenommen werden können. Für die Herstellung der

Schraubenpressklebung auf der Baustelle müssen die oben aufgezählten Randbedingungen eingehalten werden.

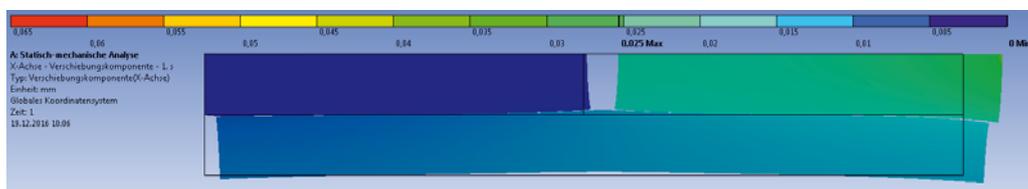
Zur Abschätzung des Verschiebungsmoduls wurde eine FEM-Simulation an einem Verbindungsausschnitt mit festem Verbund zwischen Koppelholz und zu stoßender Brettsper Holzlage durchgeführt (siehe Abbildung 5.11a).



(a) Simulationsaufbau $b = 100$ mm (ANSYS 17.1)



(b) Längenangabe Steifigkeitswert 1 $l_s = 250$ mm; $u_{x,max} = 0,0425$ mm, $K_{SPK} = 235$ kN/mm/m



(c) Längenangabe Steifigkeitswert 2 $l_s = 500$ mm; $u_{x,max} = 0,0253$ mm, $K_{SPK} = 395$ kN/mm/m

Abbildung 5.11: Grundlagen zur Bewertung des Verschiebungsmoduls eines Elementstoßes mit geneigten Vollgewindeschrauben

Hinsichtlich der Schubbeanspruchung erfolgt die Kraftübertragung in der geklebten Verbindung ähnlich einer Kervenverbindung, bei der das Vorholz die eingebrachte Normalkraft über Schub in die untere Lage ableiten muss. Hierzu liegen einige vergleichbare Verschiebungsmodulwerte vor. Es werden Werte von $K_{Ser} = 800$ bis 1800 kN/mm/m erreicht [Kudla 2015]. In der FEM-Simulation (Abbildung 5.11) wird eine Verschiebungsmodul $K_{SPK} = 235$ bis 395 kN/mm/m erreicht. Das entspricht bis zu 45% der Reverenzsteifigkeit $K_{Ref} = 880$ kN/mm/m. Mit einem Hartholz oder Furnier könnte der prozentuale Anteil weiter erhöht werden.

Eine Verbindungskonstruktion mittels Schraubenpressklebung aufgeklebten Holzwerkstoffstreifen ist eine verhältnismäßig steife Möglichkeit einen Elementstoß auszuführen. Der Nachteil von geklebten Verbindungen ist ein sprödes Versagensverhalten. An die Herstellung einer Elementstoßverbindung mittels Schraubenpressklebung werden hohe Anforderungen (Verarbeitung, Temperatur,

Aushärtungszeit) gestellt [DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08]. Ein Einsatz einer Elementstoßverbindung mit Schraubenpressklebung unter Baustellenbedingungen ist dadurch aufwendig und kostenintensiv. Aufgrund der fachlichen sowie technischen hohen Anforderungen an Schraubenpressklebungen wird von einer vor Ort geklebten Elementstoßverbindung abgeraten.

5.4 Verbindung mit eingeklebten Bewehrungsstäben

5.4.1 Verbindungssteifigkeit

Eingeleimte Stahlstäbe sind im Holzbau als eine sehr steife Verbindungsform anzusehen. Werden die Stäbe als Bewehrungsstäbe ausgeführt, können diese auch in den Beton eingebracht werden. Im Beton können sich die Stahlstäbe zweier Brettsperrholzelemente übergreifen und kraftschlüssig miteinander verbunden werden. Um die Übergreifungslänge zu verkürzen, sind die Stäbe gebogen (Abbildung 5.12).

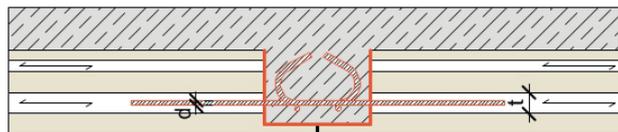


Abbildung 5.12: Elementstoßverbindung durch eingeklebte Bewehrungsstäbe und einer Betonkonsole

Nach[Steiger 2012] ist bei Anschlüssen parallel zur Faserrichtung das Verhältnis der Querschnittsflächen A_{Stahl} und A_{Holz} so zu wählen, dass es umgekehrt proportional zu den zugehörigen Elastizitätsmodulen E_{Holz} und E_{Stahl} ist und sich somit identische Zugsteifigkeiten im Holz und Stahl ergeben:

$$E_{Holz} \cdot A_{Holz} = E_{Stahl} \cdot A_{Stahl} \quad (5.7)$$

In Tabelle 5.1 sind die Ergebnisse einer Parameterstudie zum potentiellen Steifigkeitsverhalten der Verbindung mit eingeklebten Bewehrungsstäben dargestellt. Parameter sind die Dicke der zu stoßenden Lage t und der Durchmesser des Bewehrungsstabs d (vergleiche Abbildung 5.12). Mit dem Ziel die Bedingung in Gleichung 5.7 zu erfüllen, wurde eine notwendige Anzahl n mit einem notwendigen Verbindungsmittelabstand $a_2 = x \cdot d$ entlang der Stoßfuge ermittelt. Da der notwendige Verbindungsmittelabstand zum Teil den geforderten Verbindungsmittelabstand $a_{2,req}$ [DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08] Tab. NA.22 unterschreitet, wurde entsprechend die maximal mögliche Anzahl an Stäben n_{max} angepasst. Unter Berücksichtigung des maximal erlaubten Randabstandes lässt sich das maximale Steifigkeitsniveau ($\max \frac{EA_{Stahl}}{EA_{Holz}}$) einer Parameterkonfiguration ermitteln.

Geometrie			Ziel: $\frac{EA_{Stahl}}{EA_{Holz}} = 100\%$		Limit: $a_{2,req} = 5 \cdot d$ & $a_{2,c,req} = 2,5 \cdot d$	
t [mm]	d [mm]	n [Stk./m]	a_2 [mm]	$= x \cdot d$ [mm]	n_{max} [Stk./m]	$\max \frac{EA_{Stahl}}{EA_{Holz}}$
30	8	31	32	4,0d	25	80%
30	10	20	50	5,0d	20	100%
30	12	14	72	6,0d	17	120%
40	8	42	24	3,0d	25	60%
40	10	27	37	3,7d	20	75%
40	12	19	54	4,5d	17	90%

mit $E_{Holz} = 11.000 \text{ N/mm}^2$ und $E_{Stahl} = 210.000 \text{ N/mm}^2$
 nach [DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08] Tab. NA.22

Tabelle 5.1: Parameterstudie zur Steifigkeitsentwicklung von eingeklebten Bewehrungsstäben und deren Reihungsdichte

Es zeigt sich, dass ein hohes Steifigkeitsniveau von bis zu 120% der zu stoßenden Holzlage erreicht werden kann. Mit dem Ergebnis der Voruntersuchung stellen die eingeklebten Bewehrungsstäbe eine vielversprechende Lösung für den kraftschlüssigen Elementstoß dar.

5.4.2 Tragfähigkeit von ins Holz eingeklebten Stahlstäben

Über das Tragverhalten von eingeklebten Stahlstäben in Voll- oder Brettschichtholz liegen zahlreiche Forschungsergebnisse vor. In [Steiger 2012] findet sich ein Überblick zum Stand des Wissens von in Brettschichtholz eingeklebte Gewindestangen. Im Folgenden werden die Grundlagen und Anforderungen für die in dieser Arbeit relevanten eingeklebten Stahlstäbe zusammengefasst. Im [DIN EN 1995-1-1:2010-12] sind Bemessungsgleichungen und geometrische Anforderungen an eine Verbindung mit eingeklebten Stahlstäben für Vollholz- und Brettschichtholzquerschnitte angegeben. Es werden drei Beanspruchungen unterschieden:

- Beanspruchung senkrecht zur Stabachse (Abscheren)
- Beanspruchung parallel zur Stabachse (Zugbeanspruchung)
- Eingeklebte Stahlstäbe bei kombinierter Beanspruchung

5.4.2.1 Beanspruchung senkrecht zur Stabachse

Die Beanspruchung auf Abscheren kann bei rechtwinklig und parallel zur Faser eingeklebten Stäben erfolgen. Für den Nachweis der Tragfähigkeit gelten die gleichen Bestimmungen wie für die Ermittlung der Tragfähigkeit von metallischen und stiftförmigen Verbindungsmitteln auf Abscheren. Zusätzlich gelten die Bestimmungen für Verbindungen mit Bolzen und Gewindestangen. Bei rechtwinklig zur Faser eingeklebten Stäben darf die Lochleibungsfestigkeit um 25 % erhöht werden. Bei parallel zur Faser eingeklebten Stäben dürfen die charakteristischen Werte der Lochleibungsfestigkeit zu 10 % der Werte bei rechtwinklig zur Faser eingeklebten Stäben angenommen werden. Die Gleichungen können der Norm [DIN EN 1995-1-1:2010-12] entnommen werden.

5.4.2.2 Beanspruchung parallel zur Stabachse

Eine Zugbeanspruchung kann ebenfalls bei rechtwinklig und parallel zur Faser eingeklebten Stäben erfolgen. Nach [DIN EN 1995-1-1:2010-12] sind folgende Versagensmechanismen zu berücksichtigen.

- Versagen des Stahlstabes
- Versagen der Klebefuge bzw. des Holzes entlang der Bohrlochwandung
- Versagen des Holzbauteils

Der Bemessungswert des Auszieh Widerstandes von eingeklebten Stahlstäben wird über folgende Gleichung berechnet:

$$F_{ax,Rd} = \min\{f_{y,d} \cdot A_{ef}; \pi \cdot d \cdot l_{ad} \cdot f_{k1,d}\} \quad (5.8)$$

mit

- $f_{y,d}$ Bemessungswert der Streckgrenze des Stahlstabes
- A_{ef} Spannungsquerschnitt des Stahlstabes
- l_{ad} Einklebelänge des Stahlstabes
- d Nenndurchmesser des Stahlstabes
- $f_{k1,d}$ Bemessungswert der Klebefugenfestigkeit

Die Einklebelänge $l_{ad,min}$ muss mindestens

$$l_{ad,min} = \max\{0,5 \cdot d^2; 10 \cdot d\} \quad (5.9)$$

betragen.

Zusätzlich ist am Ende des Stahlstabes die Zugspannung im Holz nachzuweisen. Als wirksame Querschnittsfläche des Holzes darf je Stahlstab eine Fläche $A_s \leq 36 \cdot d^2$ angesetzt werden.

Zusätzlich zu den Bemessungsgleichungen müssen geometrische Beziehungen eingehalten werden. Die geometrischen Rand- und Zwischenabstände beeinflussen die Tragfähigkeit der Verbindung maßgeblich. Bei zu geringen Randabständen besteht die Gefahr eines vorzeitigen Aufspaltens (Querzugversagens) am Übergang von Holzquerschnitt zu Stahlquerschnitt (vergleiche qualitativen Spannungsverlauf Abbildung 5.13).

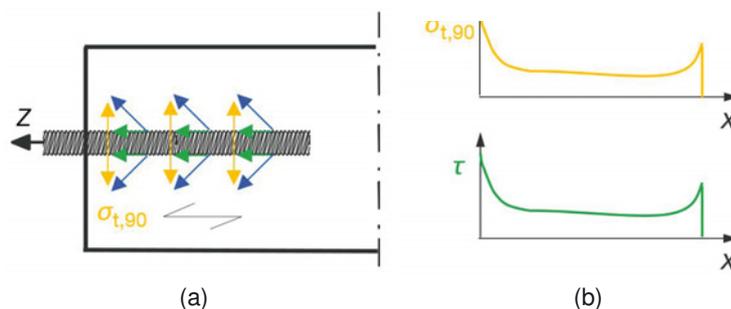


Abbildung 5.13: Qualitativer Spannungsverlauf einer zugbeanspruchten parallel zur Faser eingeklebten Gewindestange [Winter 2016]

Durch verstärkende Maßnahmen quer zur Stablängsrichtung kann das Aufspalten verhindert werden. Im Brettsperrholz können die auftretenden Querkzugspannungen $\sigma_{t,90}$ über die benachbarten verklebten Querlagen aufgenommen werden. Die Querlagen wirken dadurch als Querkzugverstärkungen.

5.4.2.3 Eingeklebte Stahlstäbe bei kombinierter Beanspruchung

Wird die Verbindung gleichzeitig auf Abscheren und Herausziehen beansprucht so muss nach [DIN EN 1995-1-1:2010-12] folgende Gleichung erfüllt sein:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{lat,Rd}} + \frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}} \leq 1 \quad (5.10)$$

Zusätzlich zu den Bemessungsgleichungen müssen geometrische Beziehungen eingehalten werden. Die geometrischen Rand- und Zwischenabstände beeinflussen die Tragfähigkeit der Verbindung (eingeklebte Stahlstäbe + Holz) maßgeblich. Bei zu geringen Randabständen besteht die Gefahr eines vorzeitigen Aufspaltens (Querkzugversagens) am Übergang von Holzquerschnitt zu Stahlquerschnitt.

5.4.3 Tragfähigkeit hakenförmiger Rippenstähle in Beton

In den 1970er Jahren wurden im Stahlbetonbau bereits Untersuchungen zur Konstruktion von biegesteifen Deckenplattenstößen aus vorgefertigten Fertigteildecken durchgeführt. Dazu zählen die Versuche zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Zugschlaufen [Leonhardt u. a. 1973], Versuche zur Haken- und Schlaufenverbindung bei biegebeanspruchten Platten [Franz u. Timm 1973] und Untersuchungen an Übergreifungsvollstößen mit hakenförmig-gebogenen Rippenstählen [Kordina u. Fuchs 1973]. Die Untersuchungen zeigen, dass eine biegesteife Verbindung durch einen Übergreifungsstoß mit Haken und unter Einhaltung gewisser Randbedingungen hergestellt werden kann. Durch die Anordnung von Endhaken reduziert sich die erforderliche Übergreifungslänge, da ein Teil der zu übertragenden Zugkraft über Umlenk- bzw. Kontaktpressung aufgenommen wird. Ein Übergreifungsvollstoß mit hakenförmig-gebogenen Rippenstählen ermöglicht eine Elementstoßverbindung zwischen Stahlbetonfertigteilen mit kurzer Übergreifungslänge im Vergleich zu Übergreifungsstößen mit geraden Stabenden.

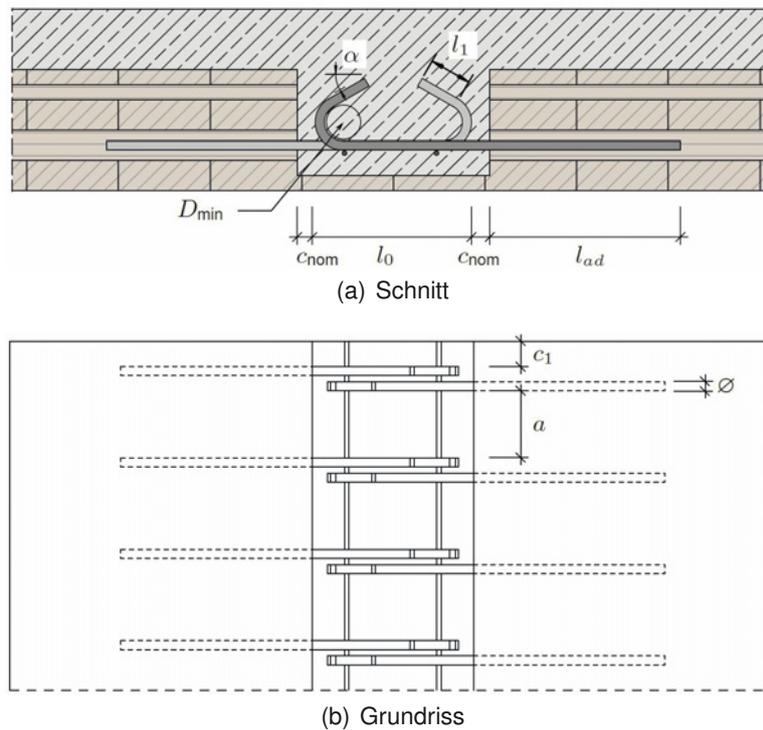


Abbildung 5.14: Abstandslängen im Beton eingebrachte hakenförmige Rippenstähle

Für die Hakenabmessungen aus Abbildung 5.14 werden nach [DIN EN 1992-1-1:2011-01] Abs. 8 folgende Werte herangezogen:

- $D_{min} = 4 \cdot d$ für $d \leq 20$ mm
- $l_1 \geq 5 \cdot d$
- $\alpha = 30^\circ$

Das Maß der Betondeckung richtet sich nach den Expositionsklassen und ist für Decken im Innenbereich (XC 1) mit $c_{nom} = 20$ mm anzusetzen. Bei nicht schmalseitenverklebtem Brettsperrholz muss sichergestellt werden, dass die Bewehrungsstäbe nicht im Bereich der Brettungen eingeklebt werden.

5.4.3.1 Verbundtragfähigkeit

Die Berechnung der Ausziehtragfähigkeit von eingeklebten Bewehrungsstäben erfolgt über Gleichung 5.8. Für die Ermittlung der notwendigen Übergreifungslänge werden im [DIN EN 1992-1-1:2011-01] folgende Gleichungen angegeben. Der Bemessungswert der Verbundfestigkeit darf für Rippenstähle wie folgt ermittelt werden:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad (5.11)$$

mit

- f_{ctd} Bemessungswert der Betonzugfestigkeit nach Gleichung 5.12
- η_1 Berücksichtigung der Verbundbedingungen
 - guter Verbund: $\eta_1 = 1,0$
 - mäßiger Verbund: $\eta_1 = 0,7$
- η_2 Berücksichtigung des Stabdurchmessers für $d \leq 32$ mm: $\eta_2 = 1,0$

Der Bemessungswert der Betonzugfestigkeit f_{ctd} wird definiert als:

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} \quad (5.12)$$

mit

- α_{ct} Beiwert zur Berücksichtigung von Langzeitauswirkungen auf die Betonzugfestigkeit und von ungünstigen Auswirkungen durch die Art der Belastung
- γ_c Teilsicherheitsbeiwert für Beton

5.4.3.2 Verankerungslänge

Der erforderliche Grundwert der Verankerungslänge $l_{b,rqd}$ zur Verankerung der Kraft $A_S \cdot \sigma_{sd}$ eines geraden Stabes unter Annahme einer konstanten Verbundspannung f_{bd} berechnet sich zu:

$$l_{b,rqd} = \frac{d}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad (5.13)$$

mit

- d Durchmesser Bewehrungsstab
- σ_{sd} vorhandene Stahlspannung im Grenzzustand der Tragfähigkeit des Stabes am Beginn der Verankerungslänge
- f_{bd} Verbundfestigkeit nach Gleichung 5.11

Die Verbundqualität zwischen Bewehrungsstahl und Beton und zwischen Bewehrungsstahl und Holz wird an einem einfachen Rechenbeispiel verdeutlicht. Für die volle Krafteinleitung eines Bewehrungsstabes ($d = 10$ mm) wird eine Krafteinleitungslänge (genannt Verankerungslänge) im Beton, mit der Festigkeitsklasse C20/25, von ca. 47 cm benötigt. Im Gegensatz dazu wird für die Einleitung der gleichen Kraft in einen Holzquerschnitt eine Länge von ca. 36 cm benötigt ($f_{k,1,d} = 3,08$ N/mm²). Die Berechnung der erforderlichen Übergreifungslänge $l_{0,erf}$ unter Berücksichtigung eines Endhakens erfolgt nach [DIN EN 1992-1-1:2011-01] zu:

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot \frac{A_{S,erf}}{A_{S,vorh}} \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \quad (5.14)$$

mit

- α_1 = 0,7 (Abminderungsbeiwert für Haken bei Übergreifungsstäben unter Zugbelastung)
- α_5 = $1 - 0,04 \cdot \rho$ (Querdruck ρ [N/mm²] senkrecht zur Verankerungsebene)
- α_6 = 1,0 (Anteil der ohne Längsversatz gestoßenen Stäbe ≥ 33 % nach [DIN EN 1992-1-1:2011-01] Tab. 8.3DE; mit $a \geq 8d$, $c_1 \geq 4d$ und $d \leq 16$ mm (vergleiche Abbildung 5.14))
- α_6 = 1,4 (Anteil der ohne Längsversatz gestoßenen Stäbe ≥ 33 % nach [DIN EN 1992-1-1:2011-01] Tab. 8.3DE; mit $a \leq 8d$, $c_1 \geq 4d$ und $d \leq 16$ mm (vergleiche Abbildung 5.14))
- $A_{S,erf}$ erforderlicher Stahlquerschnitt aus der Bemessung
- $A_{S,vorh}$ vorhandener Stahlquerschnitt
- $l_{b,rqd}$ Grundwert der Verankerungslänge
- $l_{0,min}$ Mindestverankerungslänge nach Gleichung 5.15

Berechnung der Mindestübergreifungslänge $l_{0,min}$:

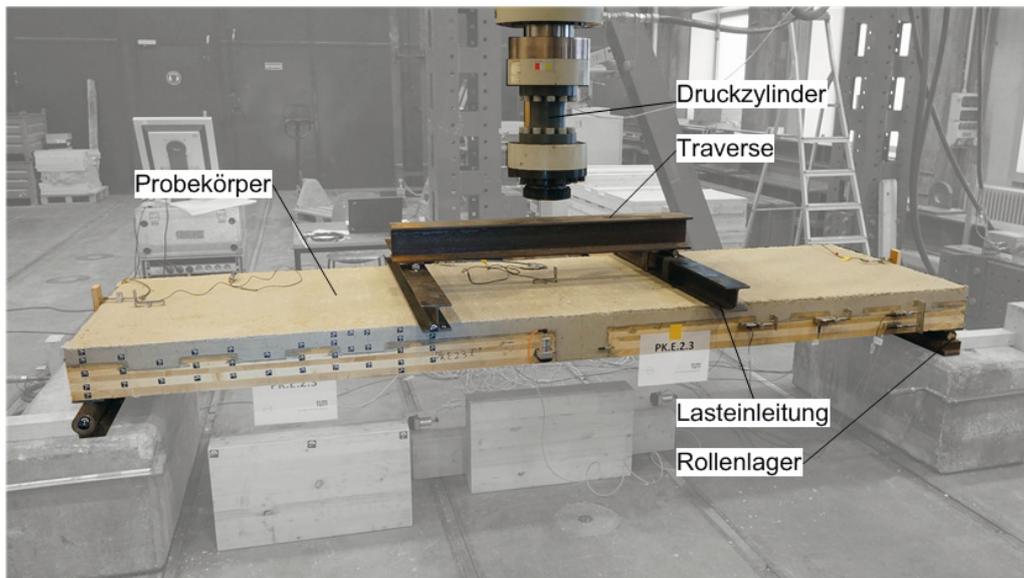
$$l_{0,min} \geq \max \begin{cases} 15d \\ 0,3 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \\ 200 \text{ mm} \end{cases} \quad (5.15)$$

Es ist immer eine Querbewehrung einzulegen.

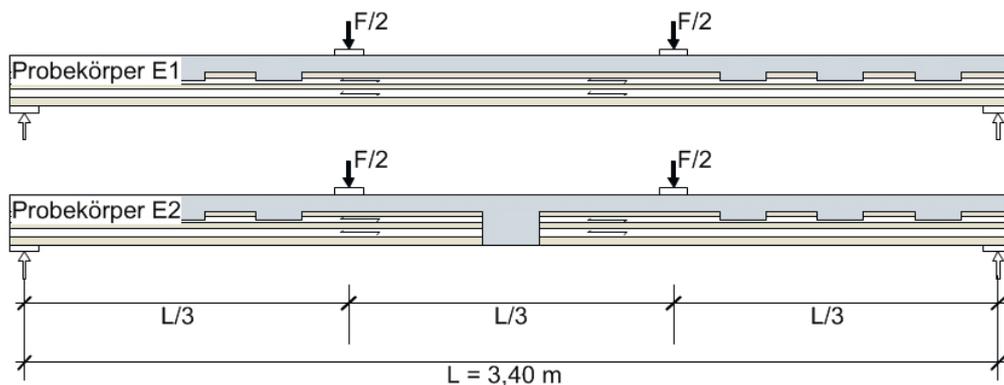
5.4.4 Experimentelle Untersuchungen

5.4.4.1 Versuchskonfiguration

In der Einleitung wurde die Biegung als maßgebende Beanspruchung des kraftschlüssigen Elementstoßes identifiziert. Da der Stoß nur in einer Achse angeordnet wird, ist ein einachsiger Plattenstreifenversuch ausreichend. Die hier übliche Versuchskonfiguration entspricht dem Vier-Punkt-Biegeversuch (Abbildung 5.15), bei dem in Feldmitte über eine Breite von $L/3$ eine reine Biegebeanspruchung erzeugt wird. Die Last aus einem hydraulischen Druckzylinders wurde nach [DIN EN 26891:1991-7] durchgeführt. Die Krafteinleitung in den Prüfkörper erfolgte linienförmig über eine Stahlträgerkonstruktion in den Drittelpunkten. Die 1-m-breiten Plattenstreifen sind statisch bestimmt als Einfeldträger auf einem festen und einem losen linienförmigen Rollenlager gelagert. Um ein Eindringen der Rollen im Auflagerbereich zu verhindern, wurden Stahlplatten zwischen den Auflagerrollen und der Brettsperrholzplatte eingeschoben.



(a) Foto mit Beschreibung



(b) Ansicht

Abbildung 5.15: Vier-Punkt-Biegeversuch am Plattenstreifen

Folgende Messungen wurden während des Versuchs durchgeführt:

- Die Durchsenkung unter den Lasteinleitungspunkten und in Feldmitte
- Die horizontale Verformung der zweituntersten Brettlage und des Stoßes in Feldmitte
- Die Schubverformung an den Kerven
- Die Dehnung an der Oberseite der Betonlage in Feldmitte
- Die Relativverschiebung zwischen Beton und Holz

5.4.4.2 Prüfkörperaufbau

Der Lageraufbau des Plattenstreifens und das gewählte Schubverbindungsmittel orientiert sich an den skalierten Gesamtplattenversuchen aus Kapitel 4 und ist in Tabelle 5.2 dargestellt. In Bezug auf

den Elementstoß wird ein einachsig lastabtragender Plattenstreifen geprüft. Dieser entspricht einem Ausschnitt des zweiachsig lastabtragenden Systems in Nebentragsrichtung (y). Die Nebentragsrichtung verläuft orthogonal zur Hauptachse und somit zur Faserrichtung der äußeren Brettspertholzlagen.

Prüfkörper	Elementstoß	Lagenkonfiguration		Schubverbindung		Anzahl
		Beton [mm]	BSP [mm]	Typ	Abhebesicherung	
E11, E12	nein	60	20⊥20 20⊥30 30	Kerbe Typ 3-90°	ja	2
E13					nein	1
E21, E23	ja	60	20⊥20 20⊥30 30	Kerbe Typ 3-90°	ja	2
E22					nein	1

Tabelle 5.2: Prüfkörperkonfiguration Elementstoß

Zu dem Prüfkörper mit Elementstoß wurde eine ungestoßene Konfiguration geprüft, um die Auswirkung des Elementstoßes auf das Tragsystem zu erfassen und um dessen Tragwirkung besser bewerten zu können.

Als Schubverbindungsmittel wurde die Kerbe (Typ 3-90° nach Abbildung 2.6b) gewählt. Zum einen konnte dadurch die Kerbe, welche die obere Brettlage durchtrennt um in die zweite Brettlage einzubinden, in einem Systemversuch geprüft werden. Zum anderen konnte ebenfalls das Thema der Abhebesicherung mit untersucht werden.

Durch den skalierten Aufbau war die zu stoßende Zuglage mit $t = 30$ mm festgelegt. Nach den Ergebnissen der Voruntersuchung zur Steifigkeit in Tabelle 5.1 sind 20 Stäbe ($d = 10$ mm) pro Seite pro laufenden Meter notwendig, um die Steifigkeit der Brettlage fortzuführen. Im Versuch wurde die Anzahl der eingebrachten Bewehrungsstäbe auf neun Stück pro Seite aus folgenden Gründen reduziert:

- Im gesamten Forschungsprojekt wird mit nicht-seitenverklebten Brettspertholz gearbeitet. Die Anordnung der Bewehrungsstäbe unter Einhaltung der Randabstände zu den Fugen fällt deutlich weiter aus.
- Sofern die Mindestübergreifungslänge von $l_0 \geq 200$ mm nicht unterschritten wird, kann die Einhaltung von $a \geq 8d$ über den Beiwert α_6 zu einer Verkürzung der geforderten Übergreifungslänge um 28,5% führen.
- 18 Stäbe pro laufenden Meter erscheinen als eine wirtschaftlich adäquate Menge.
- Die Betondeckung am Rand wurde mit 100 mm größer Dimensioniert als gefordert. Hiermit sollten störende Randeinflüsse durch eine zu geringe Betondeckung unterbunden werden.
- Mit dem Ziel ein duktilen Versagen in den Stäben zu provozieren, wurde die charakteristische Tragfähigkeit der Stahlstäbe mit $R_{S,t,k,n=9} = 355,5$ kN/m geringer dimensioniert, als die der Brettlage mit $R_{H,t,k} = 420,0$ kN/m.

Die geforderte Übergreifungslänge von $l_0 \geq 200$ mm wurde um 20% unterschritten und auf $l_0 = 160$ mm festgelegt. Hiermit wurde der Skalierung des Aufbaus Rechnung getragen und die Stoßbreite auf ein verträglich Maß gebracht.

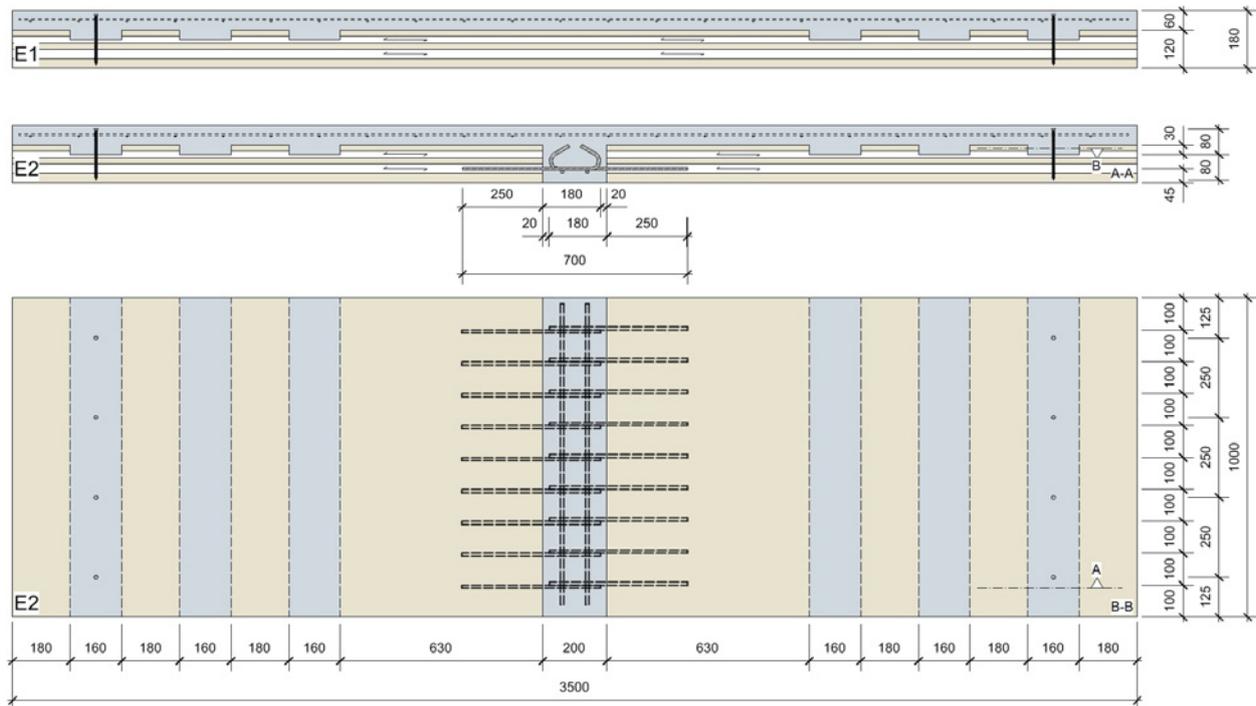


Abbildung 5.16: Aufbau der Prüfkörper in Schnitt und Grundriss

Die untere Brettsperrholzlage wurde nicht über den Stoß geführt. Die Konsole wurde bis zur Unterkante des Prüfkörpers ausbetoniert. So konnte das Rissverhalten des Betons und die Fugenbildung an Unterseite des Prüfkörpers besser beobachtet werden.

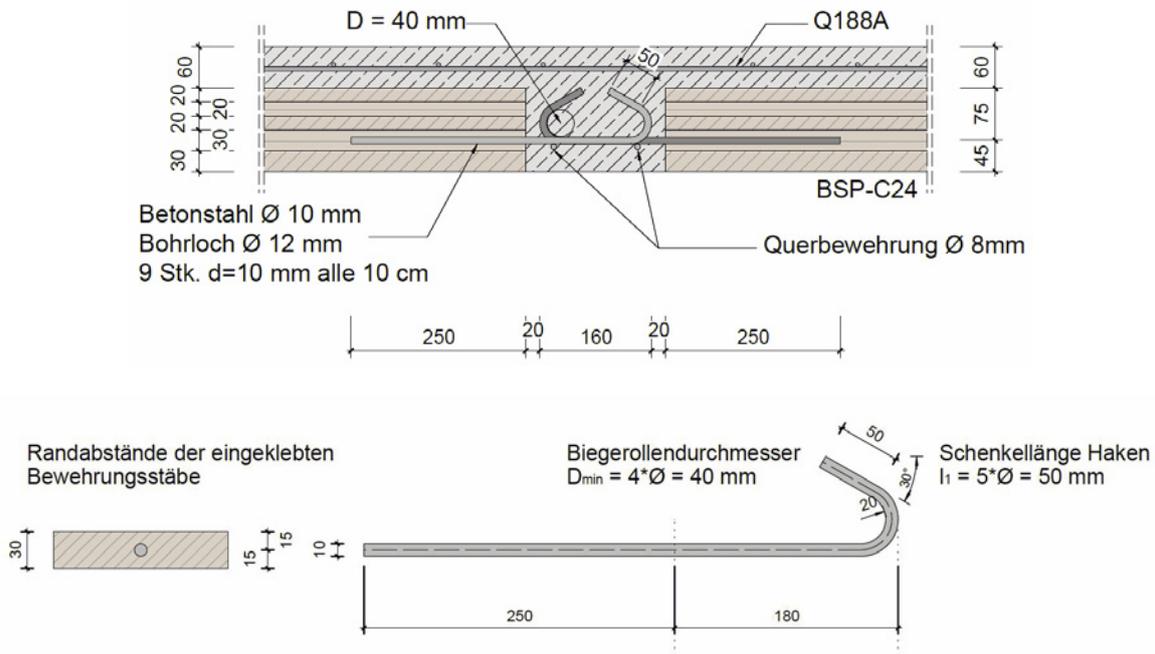


Abbildung 5.17: Konstruktionsdetail des im Versuch verbauten eingeklebten Bewehrungsstabs

5.4.4.3 Materialeigenschaften

Der Beton entsprach der Mindestfestigkeit C20/25. Die geprüften Eigenschaften sind dem Anhang A.1 zu entnehmen. Neben der Druckfestigkeit wurden auch der Elastizitätsmodul und die Spaltzugfestigkeit geprüft. Der erste Versuchsdurchgang wurde 19 Tage nach dem Einbringen des Betons durchgeführt, nach Erreichen der Mindestfestigkeit. Das Prüfen nach Erreichen der Mindestfestigkeit, und nicht nach 28 Tagen, begründet sich mit der Vorgabe, den unteren Rand des baupraktisch üblich verwendeten Betonfestigkeitsniveaus abzudecken. In den Beton ist mittig eine Mindestbewehrung Q188A eingelegt.

Das verbaute Brettsperrholz der Festigkeitsklasse C24 nach [ETA-09/0036] ist nicht seitenverklebt. Die Rohdichte betrug im Mittel 475 kg/m^3 , die Holzfeuchte 10,6 % (Anhang A.5.2).

Bewehrungsstab Zur Ermittlung der Baustoffkennwerte des bestellten Betonstabstahls B500B mit $d = 10 \text{ mm}$ wurden an zwei Bewehrungsstäben Zugversuche durchgeführt. Die Ergebnisse hierzu sind im Anhang A.5.3 dargestellt.

Klebstoff Zum Einkleben der Bewehrungsstäbe in das Brettsperrholz wurde ein WEVO Spezialharz EP32 S mit WEVO-Härter B 22 TS nach Klebstoffzulassung [Z-9.1-705] verwendet.

5.4.4.4 Herstellung der Elementstoßverbindung

Für das Herstellen der Bohrungen ($d = 12 \text{ mm}$, $l = 250 \text{ mm}$), in die die Bewehrungsstäbe eingebracht werden, wurde eine vorgefertigte Bohrschablone angelegt. Die Bohrungen wurden so positioniert, dass sie nicht in den Fugen zwischen zwei Brettern liegen. Anschließend wurden die Bewehrungsstäbe entsprechend den Anforderungen der Klebstoffzulassung Z-9.1-705 eingeklebt.

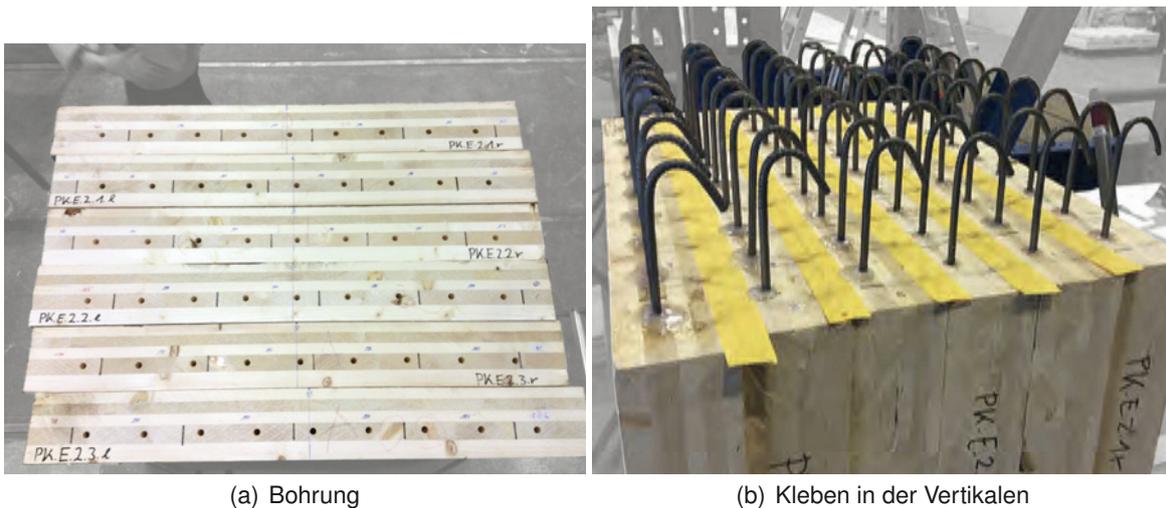


Abbildung 5.18: Herstellung der Stoßverbindung mit eingeklebten Bewehrungsstäben - Teil 1

Nach dem Aushärten des Klebstoffs wurden die einzelnen Elemente zusammengefügt. Die Schalung für den Beton der Prüfkörper wurde seitlich an den Prüfkörpern befestigt. Danach wurde die Mindestbewehrung Q188A mit Abstandshaltern auf den Brettsperholzplatten verlegt und gegen Abheben gesichert.

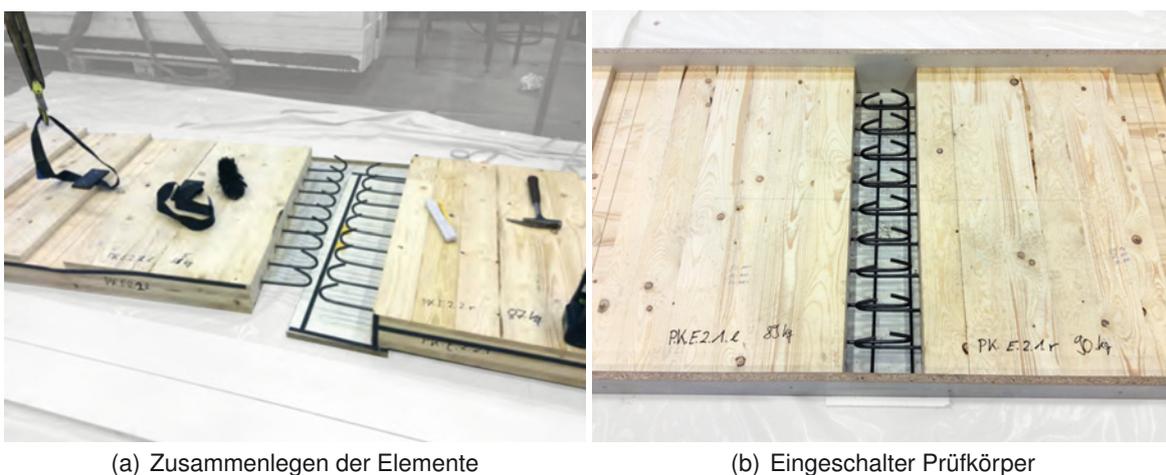


Abbildung 5.19: Herstellung der Stoßverbindung mit eingeklebten Bewehrungsstäben - Teil 2

Das Betonieren der Prüfkörper erfolgte zeitgleich auf ebener Fläche. Die Betonoberfläche der Prüfkörper wurde mit feuchten Jutematten belegt. Anschließend wurden alle Prüfkörper mit Folie abgedeckt. Während der Aushärtungsphase wurden die Prüfkörper nicht bewegt. Zur Bestimmung der Materialparameter des Betons wurden Würfel und Zylinder gegossen. Die Nachbehandlung der Würfel und Zylinder erfolgte analog zu den Prüfkörpern.

5.4.5 Ergebnis der experimentellen Untersuchungen

5.4.5.1 Versagensmechanismen

Während im ungestoßenen, durchgängigen Plattenstreifen eine Kombination aus einem Schubversagen der Betonlage und dem Versagen der Betonkonsole des Schubverbindungsmitels nahe der Lasteinleitung den maßgebender Versagensfall darstellte, versagte der gestoßene Plattenstreifen am Stoß in Feldmitte. Das Versagen am Stoß war ein zeitlich parallel verlaufendes Versagen in der oberen Betonlage und im unteren Stoßteil auf Höhe der eingeklebten Bewehrungsstäbe. Im Bereich der Zugzone konnte ein Plastifizieren der Stahlstäbe mit anschließendem Reißen beobachtet werden (Abbildung 5.22).



(a) Durchgängiger Plattenstreifen (E1-2)



(b) Gestoßener Plattenstreifen (E2-2)

Abbildung 5.20: Vergleich des Gesamtversagensbildes der Prüfkörper im Vier-Punkt-Biegeversuch

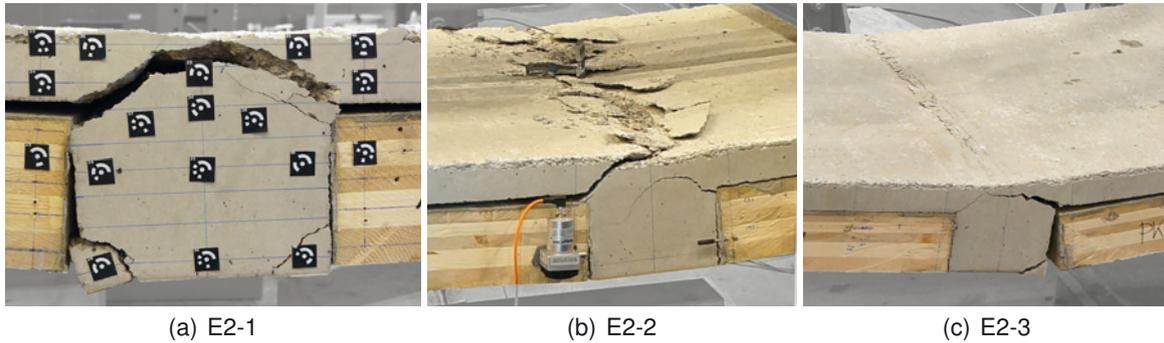


Abbildung 5.21: Versagensbilder der Stoßverbindung

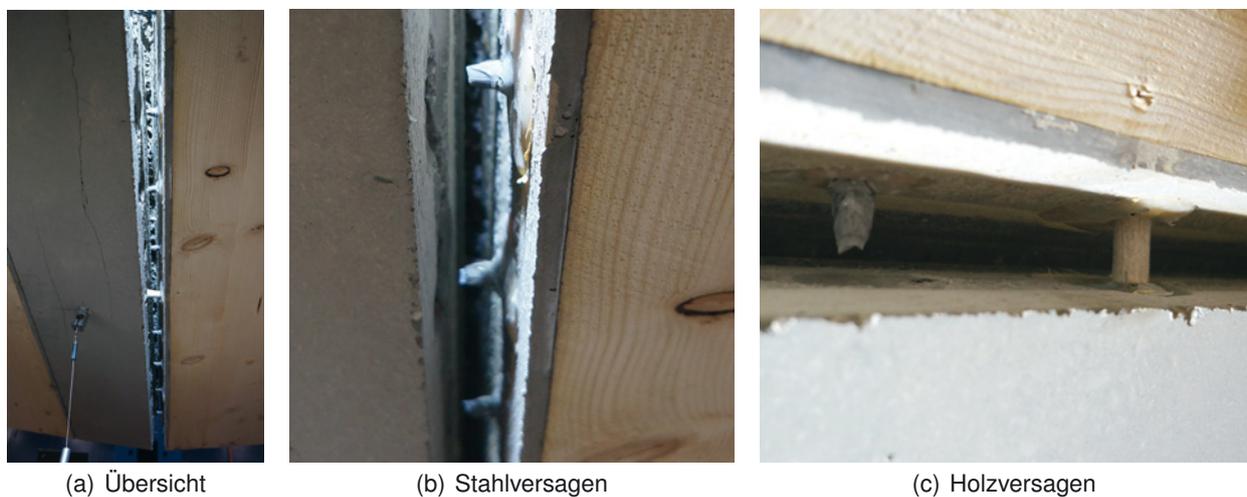


Abbildung 5.22: Versagensbild der eingeleimten Bewehrungsstäbe an der Stoßunterseite

Die Rissbildung im Beton an der Oberkante des Brettsperrholzes und der Elementstoßfuge bedingt sich durch eine Einschnürung. Die Zugspannungen im Beton wandern im Stoßbereich durch die Querschnittsaufweitung in Richtung der Bewehrungsstäbe und gleichzeitig vergrößert sich die Druckzone. Dadurch entstehen Umlenkkräfte, die Querzugspannungen im Beton verursachen. Eine Erst-rissbildung ist also in diesem Bereich zu erwarten.

5.4.5.2 Horizontale Längenänderung in Feldmitte

Die Messung der horizontalen Längenänderung auf Höhe der gestoßenen Brettlage soll Aufschluss über das Dehnungsverhalten des Stoßes liefern. Ein direkter Vergleich zum Verschiebungsmodul der Zuglage ist jedoch zunächst nicht möglich, da sich durch den Stoß das Verhältnis der globalen zu lokalen Traganteile bzw. die Nachgiebigkeit des Gesamtsystems verändern kann. Somit kann nicht davon ausgegangen werden, dass auf Höhe der zu stoßenden Brettlage für die Konfigurationen „ungestoßen“ und „gestoßen“ die gleiche Zugkraft Z in Abhängigkeit der Kraft F vorliegt .

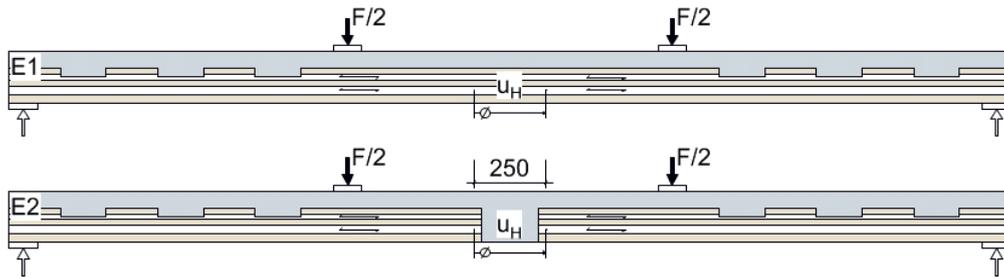


Abbildung 5.23: Übersicht Messpunkte: Horizontale Längenänderung u_H in Feldmitte auf Höhe der gestoßenen, zweiten Brettlage von unten

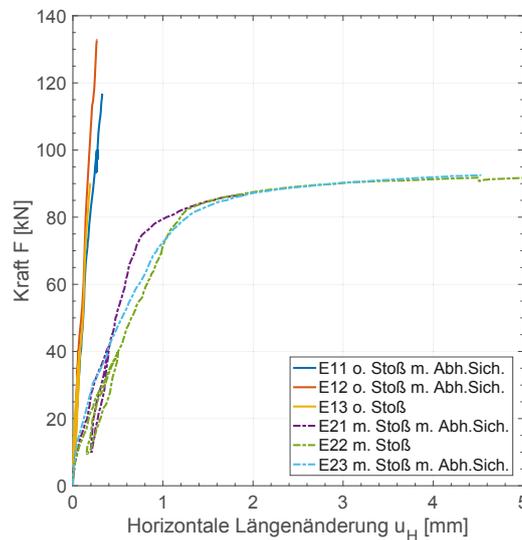


Abbildung 5.24: Horizontale Längenänderung u_H in Feldmitte auf Höhe der gestoßenen, zweiten Brettlage von unten

Das Kraft-Verformungsverhalten F zu u_H der gestoßenen Prüfkörper ist deutlich weicher (in etwa um den Faktor 4) als das der ungestoßenen Prüfkörper.

5.4.5.3 Durchbiegung

Über die Mittendurchbiegung der Plattenstreifen werden die beiden Systeme „ungestoßen“ und „gestoßen“ in ihrem Gesamttragverhalten miteinander verglichen. Gemessen wurde an der Prüfkörperunterseite.

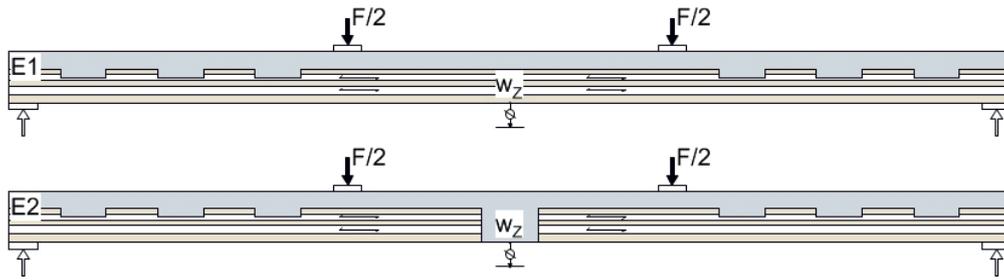


Abbildung 5.25: Übersicht Messpunkt: Mittendurchbiegung w_z im Vier-Punkt-Biegeversuch

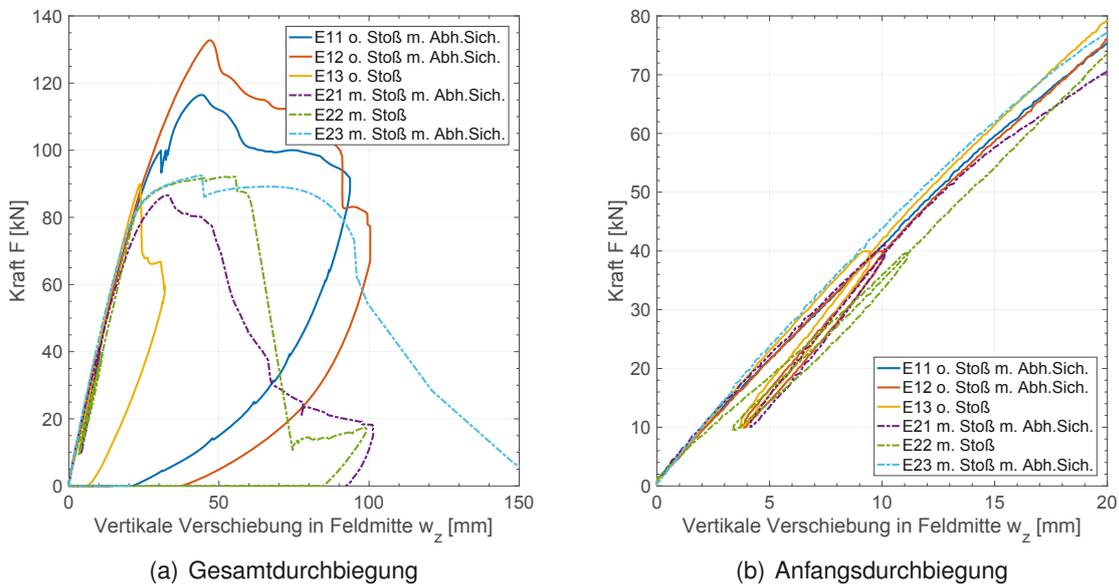


Abbildung 5.26: Mittendurchbiegung w_z im Vier-Punkt-Biegeversuch

Obwohl eingangs die Elementstoßverbindung so dimensioniert wurde, dass sie lediglich 45% des Zugmoduls einer durchgehenden, ungestoßenen Brettlage hat, ist die Mittendurchbiegung bei der Prüfkörperkonfigurationen nahezu identisch. Der gestoßene Plattensteifen verhält sich in der Prüfung bis über eine Belastung $F = 65$ kN fast genauso steif wie die ungestoßene Konfiguration.

Um die Gesamtsteifigkeit weiter bewerten zu können, wurden die Verschiebungsmodul k_s und k_U nach Gleichung 4.1 und 4.2 bestimmt und ins Verhältnis gesetzt.

Typ	$F_{max,mean}$ [kN]	$CV(F_{max})$ [%]	F_{est} [kN]	$k_{s,mean}$ [kN/mm/m]	$CV(k_s)$ [%]	$k_{u,mean}$ [kN/mm/m]	$CV(k_u)$ [%]	N [-]
E1 ohne Stoß	113,05	15,6	100,00	3,98	2,7	3,09	16,5	3
E2 mit Stoß	90,40	3,0		3,87	9,1	2,14	19,2	
Verhältnis	$F_{max,mean}$			$k_{s,mean}$		$k_{u,mean}$		
E2/E1 [%]	80,0			97,2		69,3		

Tabelle 5.3: Ergebnis des Vier-Punkt-Biegeversuchs

Das Verschiebungsmodul k_s des gestoßenen Prüfkörpers entspricht nahezu der Referenz ohne Stoß. Dies belegt, dass ein kraftschlüssiger Elementstoß mit eingeleimten Bewehrungsstäben nahezu ohne Steifigkeitsverlust in eine zweiachsig tragende Holz-Beton-Verbundkonstruktion eingebaut werden kann. Dass die gleiche Durchbiegung in Feldmitte trotz weicherem Zugknoten in Feldmitte vorliegt, lässt auf eine Erhöhung der Verbundsteifigkeit durch die ausbetonierte Stoßfuge schließen. Die Betonkonsole der Stoßkonstruktion wirkt wie eine große Kervenschubverbindung und verringert so die Nachgiebigkeit des Verbundsystems.

Im Bereich der erreichten Maximalkraft F_{max} fällt der Prüfkörper mit Stoß hinter der Referenz zurück. Über den Vergleich des Verschiebungsmoduls k_u wird das duktile Verhalten der Bewehrungsstäbe deutlich. So fällt $k_{u,E2}$ im Vergleich zu $k_{s,E2}$ mit -44,7% stark ab, während $k_{u,E1}$ mit nur -22,4% Wertverlust im Vergleich zu $k_{s,E1}$ ein hohes Niveau hält (siehe Tabelle 5.3).

5.5 Fazit

Es ist gelungen, in diesem Forschungsprojekt eine Lösung für eine kritische Komponente in der praktischen Funktionalität der zweiachsigen Holz-Beton-Verbundplatte zu entwickeln. Über die Verbindung mittels eingeklebter Bewehrungsstäbe ist es möglich, einen Kraftschluss zwischen zwei Verbundelementen ohne nennenswerten Steifigkeitsverlust herzustellen.

Für eine künftige baupraktische Umsetzung gilt es folgende weitere Punkte zu betrachten:

- Zulassung für eingeklebte Stahlstäbe in Brettsperrholz: Da das Einkleben von Stahlstäben in Brettsperrholz noch nicht geregelt ist, gilt es abzuklären, welche Randabstände erforderlich sind. Zusätzlich ist bei nicht schmalseitenverklebtem Brettsperrholz zu gewährleisten, dass die Bewehrungsstäbe nicht im Bereich der Brettstößen liegen oder der Kleber dort beim Einbringen der Stahlstäbe sachgemäß verteilt ist.
- Feuchte-Interaktionsverhalten zwischen Beton, Brettsperrholz und den eingeklebten Bewehrungsstäben im Stoßbereich: Fraglich ist derzeit, wie sich die durch das Betonieren entstehende Feuchte auf die eingeklebten Bewehrungsstäbe auswirkt.
- Langzeitverhalten der Stoßkonstruktion unter ruhender Dauerlast: Aufgrund von potentiellen Kriechvorgängen in einer Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke stellt sich die Frage, inwieweit sich die Stahlspannung unter einer Dauerlast erhöht und welche Auswirkungen sich dadurch auf die Rissentwicklung im Stoßbereich ergeben.
- Rippenbildung: Die ausbetonierte Stoßfuge wirkt im ungerissenen Zustand wie eine verstärken-

de Rippe bzw. wie ein Unterzug. Wenn die Fuge nicht entsprechend dieser Beanspruchungssituation bemessen wird, kann es zu unkontrollierten Rissen an den eingeklebten Bewehrungsstäben kommen. Die Ausbildung der Risse kann durch planmäßige Fugen unterbunden werden, siehe Abbildung 5.27.

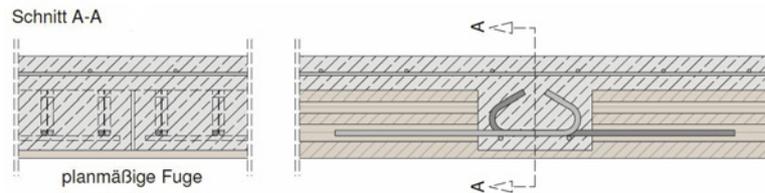


Abbildung 5.27: Planmäßige Fuge für die Ausbildung eines statisch nicht wirksamen Unterzugs

6 Potentiale des zweiachsig tragenden Systems im Vergleich zur einachsigen Tragwirkung

6.1 Einleitung

In diesem Kapitel werden die bisherigen Untersuchungsergebnisse an der zweiachsig tragenden Brettsperrholz-Beton-Verbundbauweise mit einachsig tragenden Brettstapel- und Brettsperrholz-Beton-Verbundsystemen verglichen. Dieser Vergleich geschieht anhand der Durchbiegung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und soll das Potential des in dieser Arbeit erforschten Tragsystems darstellen. Ferner wird für den zweiachsig tragenden Aufbau der Einfluss des Stützweitenverhältnisses untersucht.

Es werden vier verschiedene Grundtypen miteinander verglichen:

- Einachsig tragende Brettstapelholz-Beton-Verbunddecke (BST 1achs)
- Einachsig tragende Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke (BSP 1achs)
- Zweiachsig tragende Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke (BSP 2achs)
- Zweiachsig tragende Brettsperrholz-Beton-Verbunddecke gestoßen (BSP 2achs E)

Die vier Aufbauten werden in den Lagenhöhen des Betons (B), des Brettstapelelements (BST) und des Brettsperrholzes (BSP) und in den Schubverbindungsmitteln Kerbe (K) und Schraube (S) variiert, so dass schlussendlich 42 Aufbauten miteinander verglichen werden können.

Die Platten sind, wie auch bei den vorangegangenen Untersuchungen gelenkig und nicht gegen Abheben gesichert gelagert. Die Auflagerbreite ist zu 0,15 m festgelegt. Die lichte Stützweite beträgt in beiden Achsrichtungen 6,0 m.

6.2 Material

Die gewählten Materialparameter des Betons und des Holzes zum Zeitpunkt $t = 0$ orientieren sich an den FEM-Untersuchungen aus Abschnitt 4.3 Tabelle 4.3. Der flächenbezogene Verschiebungsmodul der Schubverbindung ist getrennt für die Typen Schraube und Kerbe in Tabelle 6.1 dargestellt. Die Schraubenverbindung wird hier nach Zulassung [Z-9.1-648] und Abschnitt 2.3.3.1 berechnet. Um eine potentielle Diskretisierung der Schraubenausrichtung in Plattenebene und eine Änderung der Schubkrafttrichtung im Betrieb zu berücksichtigen, wird bei der Bestimmung des Verschiebungsmoduls der Verbindung ein maximal abweichender Winkel $\beta = 12,5^\circ$ gewählt. Der Verschiebungsmodul der Kerbe orientiert sich an den Ergebnissen aus Abschnitt 2.2:

Schraube			Kerbe		
K_{ax}	11,0	[kN/mm/Stk]	K_{ser}	800	[kN/mm/m]
K_{lat}	1,5	[kN/mm/Stk]	l_k	0,2	[m]
β	12,5	°	l_v	0,25	[m]
$K_{ ,F}$	8,5	[kN/mm/Stk]	$n_x = n_y$	2,2	[Stk/m]
n	25	[Stk/m ²]			
K_A	212	[kN/mm/m ²]	K_A	1778	[kN/mm/m ²]

Tabelle 6.1: Flächenbezogener Verschiebungsmodul der Schubverbindungen

Im Stoßbereich wird die Betonlage als durchgängig und ungestoßen angenommen. Die Steifigkeit des Elementstoßes mit eingeklebten Bewehrungsstäben nach Abschnitt 5.4 orientiert sich daher an der Anzahl und dem Durchmesser der Bewehrungsstäbe in der zu stoßenden Brettlage. Die Steifigkeit des Brettstoßes wird im Verhältnis zur Brettlage angegeben, vergleiche Tabelle 6.2.

$t_{BSP,4}$	30	40	[mm]
$d_{bewehrungsstab}$	10	12	[mm]
n	10	10	[Stk/m]
$EA_{sto}/EA_{BSP,4}$	0,50	0,54	[-]

Tabelle 6.2: Steifigkeit Elementstoß

Für den Zeitpunkt $t = \infty$ werden die Steifigkeitskennwerte nach [DIN EN 1995-1-1:2010-12] und [Z-9.1-648] über den Beiwert k_{def} abgemindert und mit $\frac{1}{1+k_{def}}$ multipliziert. Für Holzbauteile, Schubverbindungsmitel und den Elementstoß gilt $k_{def} = 0,6$, für Beton $k_{def} = 2,5$.

6.3 Einwirkungen

In der Zusammenstellung der Einwirkungen wurde auf allen Decken ein zusätzlicher Aufbau aus Belag, Zementestrich und Trenndämmschicht berücksichtigt. Es wird angenommen, dass sich die Nutzlasten aus einem Schulraum ergeben, potentielle Trennwände werden angesetzt.

Das Eigengewicht besteht aus dem Eigengewicht der Holz-Beton-Verbundkonstruktion sowie zusätzlichen Aufbaulasten. Eine Zusammenstellung des Eigengewichts befindet sich in Tabelle 6.3.

Material	Wichte [kN/m ³]	Schichtdicke [mm]	$g_{k,i}$ [kN/m ²]
Beton und Mindestbewehrung	25	variiert	
Brettsperrholz	5	variiert	
Belag	5	10	0,05
Zementestrich	22	55	1,21
Trenn- und Dämmschicht	1	35	0,04

Tabelle 6.3: Lastannahme Eigengewicht

Zur Bestimmung der Nutzlast wurde ein Schulraum der Kategorie C1 mit einem Trennwandzuschlag nach [DIN EN 1991-1-1:2010-12] und [DIN EN 1991-1-1/NA:2010-12] gewählt, siehe Tabelle 6.4. (Der Schulraum wurde gewählt, da ein Klassenzimmer eine gute Grundriss- und Wandlagersituation für den Einsatz des untersuchten Deckensystems bietet.)

Einwirkung	$q_{k,i}$ [kN/m ²]	$\Psi_{2,i}$ [-]
Schulraum (C1)	3,00	0,6
Trennwandzuschlag für $q \leq 3,0$ kN/m ²	0,80	1,0

Tabelle 6.4: Lastannahme Nutzlast

Folgende Kombinationen der Einwirkungen werden im Weiteren berücksichtigt:

- Charakteristisch (inst) mit $p_{k,inst} = g_k + q_{k,inst} = \sum g_{k,i} + \sum q_{k,i}$
- Quasi-ständig (q-s) mit $p_{k,q-s} = g_k + q_{k,q-s} = \sum g_{k,i} + \sum \Psi_{2,i} q_{k,i}$

In Tabelle 6.5 sind die resultierenden Lasten für die Kombinationen in Abhängigkeit der Lagenhöhen dargestellt.

	60		80				
	120	160	120	140	160	180	[mm]
Betondicke							[mm]
Holzdicke							[mm]
Betonlage	1,5	1,5	2,0	2,0	2,0	2,0	[kN/m ²]
Holzlage	0,6	0,8	0,6	0,7	0,8	0,9	[kN/m ²]
Aufbau	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	[kN/m ²]
g_k	3,4	3,6	3,9	4,0	4,1	4,2	[kN/m ²]
$p_{k,inst}$	7,2	7,4	7,7	7,8	7,9	8,0	[kN/m ²]
$p_{k,q-s}$	6,0	6,2	6,5	6,6	6,7	6,8	[kN/m ²]
$(1-p_{k,q-s}/p_{k,inst})$	0,167	0,162	0,156	0,154	0,152	0,150	[-]

Tabelle 6.5: Resultierende Lastkombinationen

6.4 Durchbiegung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Die Durchbiegung wird zu den Zeitpunkten $t = 0$ und $t = \infty$ bestimmt. Für den Zeitpunkt $t = 0$ wird die charakteristische Lastkombination angesetzt. Für den Zeitpunkt $t = \infty$ wird die Anfangsdurchbiegung w_{inst} um die Differenz aus charakteristischem und quasi-ständigem Anteil abgemindert und mit der Langzeitdurchbiegung $w_{creep,q-s}$ kombiniert, vergleiche [DIN EN 1995-1-1/A2].

$$w_{fin} = w_{inst} \cdot \left(1 - \frac{\rho_{k,q-s}}{\rho_{k,inst}}\right) + w_{creep,q-s} \quad (6.1)$$

6.5 Berechnungsmodell

6.5.1 Allgemein

Die Berechnung der Durchbiegung wird mit dem vereinfachten FEM-Volumenmodell aus Abschnitt 4.3.3.2 durchgeführt. Das Modell wurde für diese Berechnungen ergänzt und angepasst. Die Sperrung der Rollschublagen durch die wesentlich steiferen Betonkonsolen der Kerne in Nebentragrichtung wird berücksichtigt und eine Variante mit einem kraftschlüssigen Elementstoß wird implementiert. Die Stahlbauteile der Auflager- und Lasteinleitungspunkte wurden entfernt, die Stempellasten durch eine Gleichlast ersetzt. Um die Wirkung der Kervenverbindung besser abbilden zu können, wurde der Einfluss der Betonkonsolen genauer im Materialmodell berücksichtigt. Zudem wurde eine vereinfachte Methode entwickelt, den kraftschlüssigen Elementstoß im Modell abzubilden.

6.5.2 Modellierung der Kerne

Um in einem einheitlichen Modell vergleichende Berechnungen durchführen zu können, soll das vereinfachte FEM-Modell auch für die Verbunddecken mit einer Kervenverbindung angewendet werden können. Das vereinfachte FEM-Modell basiert auf der Idee, die Schubverbindungsmittelsteifigkeit über die Verbundfuge kontinuierlich zu verteilen, um sie dann mit der Schubsteifigkeit der oberen Brettsperrholzlage zu verrechnen. Die Kerne wird in die oberen ein bis zwei Lagen des Brettsperrholzes eingelassen und beeinflusst damit das Steifigkeitsverhalten der Lage. Dieser Einfluss soll im Berechnungsmodell berücksichtigt werden.

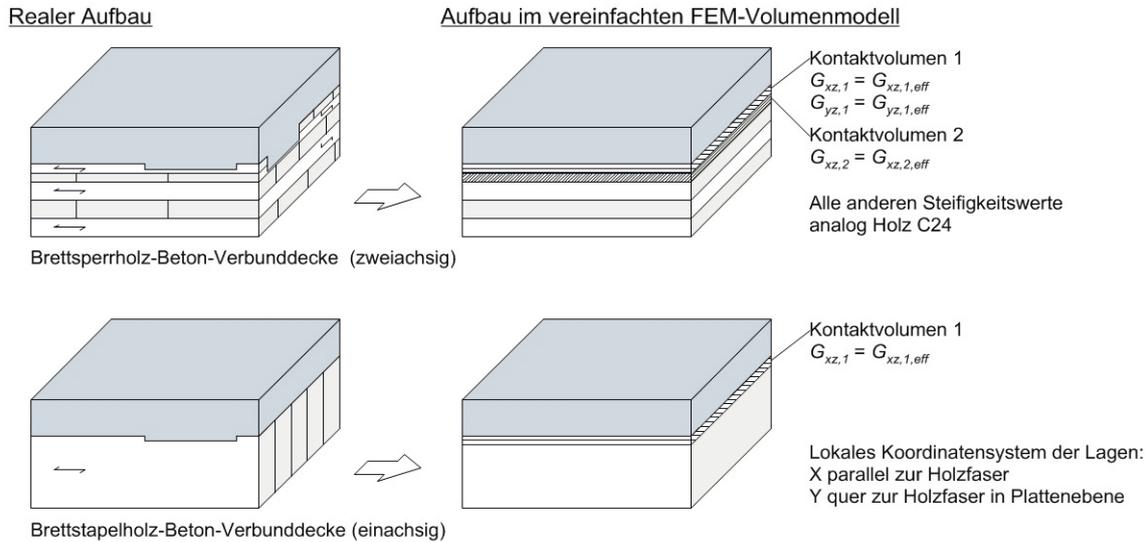


Abbildung 6.1: Kontaktvolumen im vereinfachten FEM-Volumenmodell

Entsprechend der Abbildung 6.1 werden für eine einachsig tragende Brettstapelholz-Beton-Verbunddecke der Schubmodul $G_{xz,1}$ der oberen Decklage angepasst. Bei einer zweiachsig tragenden Decke kommen der Schubmodul $G_{yz,1}$ der oberen Decklage und $G_{xz,2}$ der zweiten Brettlage hinzu. Da der versuchstechnisch ermittelte Verschiebungsmodul bereits die Steifigkeit der Lage, in die die Kerbe einbindet berücksichtigt, wird in Wirkebene der Kerbe (xz) der Schubmodul der Lage selbst vernachlässigt.

$$G_{eff,1,xz} = K_{ser,kerve} \cdot n_x \cdot t_{BSP,1} \quad (6.2)$$

$$G_{eff,2,xz} = K_{ser,kerve} \cdot n_y \cdot t_{BSP,2} \quad (6.3)$$

mit

- $K_{ser,kerve}$ Verschiebungsmodul der Schubverbindung (hier: $K_{ser,kerve} = 800$) [kN/mm/m]
- $t_{BSP,1}$ Dicke der oberen, betonnahen Decklage des Brettsperrholzes [m]
- $t_{BSP,2}$ Dicke der zweiten Lage des Brettsperrholzes [m]
- n_x Anzahl der Kerven in x-Richtung pro Meter (hier: $n_x = (I_{v,x} + I_{k,x})^{-1} = 2,2$) [1/m]
- n_y Anzahl der Kerven in y-Richtung pro Meter (hier: $n_y = (I_{v,y} + I_{k,y})^{-1} = 2,2$) [1/m]

In dem zweiachsig tragenden Aufbau durchschneidet die Betonkonsole in Nebentragrichtung die obere Decklage, um in die zweite Lage des Brettsperrholzes einzubinden. Dementsprechend werden die Schubkräfte in dieser Richtung hauptsächlich über die Betonkonsole übertragen und nicht über die rollschubbeanspruchte Decklage. Um dies zu berücksichtigen, wird der Querschnitt der Betonkonsole auf das Schubmodul der simulierten Decklage umgelegt.

$$G_{eff,1,yz} = \frac{I_k}{I_v + I_k} \cdot G_{Beton} \quad (6.4)$$

mit

- t_k Kervenzlänge (hier: $t_k = 200$) [mm]
- t_v Kervenvorholzlänge (hier: $t_v = 250$) [mm]
- G_{Beton} Schubmodul Beton [N/mm²]

Die Anpassung der Schubsteifigkeiten durch G_{eff} kann über die gesamte Lage, also auch in Feldmitte, vorgenommen werden, da diese auf die für die Normalspannungen relevanten Dehnsteifigkeiten keinen Einfluss hat. Die verstärkende Wirkung der Betonrippen auf die Biegesteifigkeit wird vernachlässigt. Eine Berücksichtigung der Betonrippen verteilt über die Plattenebene hätte im gewählten Modell eine Überschätzung der Biegesteifigkeit im Feld zur Folge, da die Kervenanordnung im Randbereich dichter ausfällt als im Feld. Eine Vernachlässigung liegt daher auf der sicheren Seite. Die Betonplatte ist rechnerisch gegen ein Abheben von der Brettsperrholzplatte gesichert. Dies bedingt sich simulatorisch durch eine feste Kontaktdefinition.

6.5.3 Modellierung der Schraube

Für die Simulation der Verbunddecken mit einer Schraubenverbindung sind keine weiteren Anpassungen des vereinfachten FEM-Modells notwendig.

6.5.4 Modellierung des kraftschlüssigen Elementstoßes

In dieser Untersuchung wird dem FEM-Modell eine vereinfachte Darstellung des kraftschlüssigen Elementstoßes mit eingeklebten Bewehrungsstäben hinzugefügt. Der Stoß wird in Feldmitte angeordnet. Die Betonlage bleibt unverändert und erfährt keine materielle oder geometrische Anpassung im Stoßbereich. Bis auf die zu stoßende Brettlage, wird das Brettsperrholz entlang der Stoßfuge getrennt. Die gestoßene Brettlage läuft analog der Betonlage durch. Die verminderte Dehnsteifigkeit des Stoßes im Verhältnis zur Brettlage wird nach Tabelle 6.2 durch eine lokale Anpassung der Querschnittshöhe berücksichtigt, siehe Abbildung 6.2 ($t_{\text{BSP},4} \Rightarrow t_{\text{sto}}$).

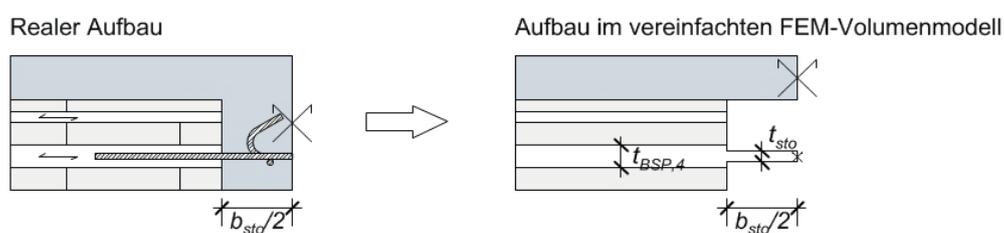


Abbildung 6.2: Der kraftschlüssige Elementstoß im vereinfachten Volumenmodell

Die Anpassung der Querschnittshöhe der Brettlage im Stoßbereich erfolgt nach Gleichung 6.5:

$$t_{\text{sto}} = \frac{E_{\text{stahl}} \cdot A_{\text{stab}}}{E_{x,\text{holz}} \cdot A_{\text{BSP},4}} \cdot t_{\text{BSP},4} \quad (6.5)$$

mit

E_{stahl}	Elastizitätsmodul Stahl (hier: $E_{stahl} = 210.000$) [N/mm ²]
$E_{x,holz}$	Elastizitätsmodul Holz in Faserrichtung (hier: $E_{x,holz} = 11.000$) [N/mm ²]
A_{stab}	Gesamtquerschnittsfläche der Bewehrungsstäbe pro Meter Breite [mm ² /m]
$A_{BSP,4}$	Querschnittsfläche der gestoßenen Brettlage pro Meter Breite [mm ² /m]
$t_{BSP,4}$	Dicke der gestoßenen Brettlage [mm]
t_{sto}	Dicke der äquivalenten Brettlage im Stoßbereich [mm]

Die Stoßfugenbreite b_{sto} beträgt 250 mm.

6.6 Berechnungsergebnis

Aus der Simulation wurden die maximalen Durchbiegungen w_{inst} und w_{fin} ermittelt und ins Verhältnis zu den jeweiligen Grenzwerten $L/500$ und $L/300$ gesetzt. Sämtliche Ergebnisse der berechneten Aufbauten sind in Abbildung 6.3 zusammengestellt. Ein Vergleich ausgewählter Aufbauten ist in Abbildung 6.6 zu finden.

Die Bezeichnung der Aufbauten setzt sich wie folgt zusammen:

B	80	BSP	160	(20-20-40-40-40)	K	E	2achs
Beton	Dicke der Betonlage	Typ Holzlage	Dicke der Holzlage	Lagenkonfiguration (nur für BSP)	Typ SVB	gestoßen	Anzahl der Tragachsen

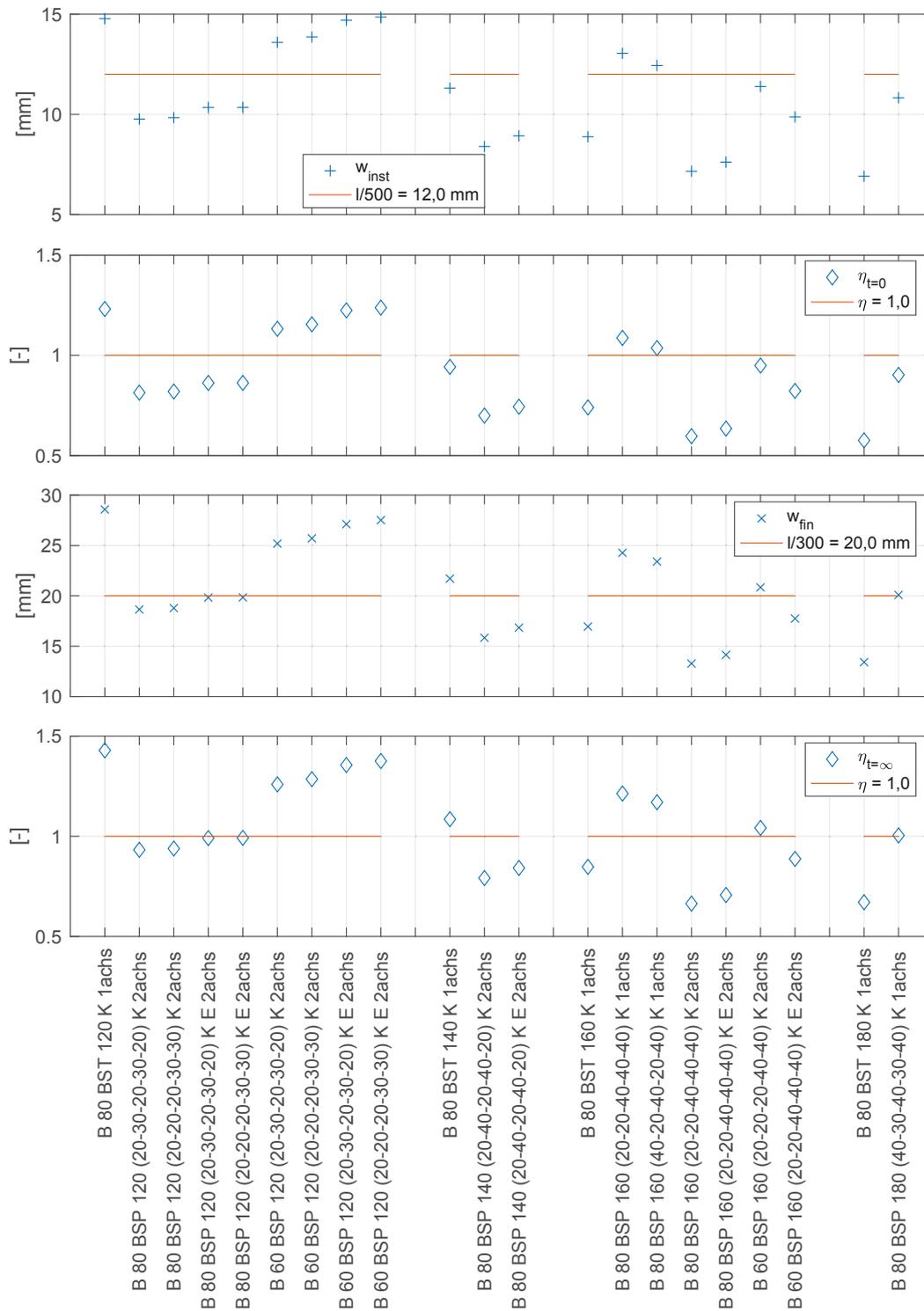


Abbildung 6.3: Zusammenstellung der Durchbiegung w_{inst} und w_{fin} sowie deren Ausnutzung η gegenüber gegebener Grenzwerte. Schubverbindungsmitel: Kerbe. Die Ergebnisse sind nach der Höhe der Holzlage (120|140|160|180) und nach einachsiger (1achs) und zweiachsiger (2achs) Tragwirkung sortiert.

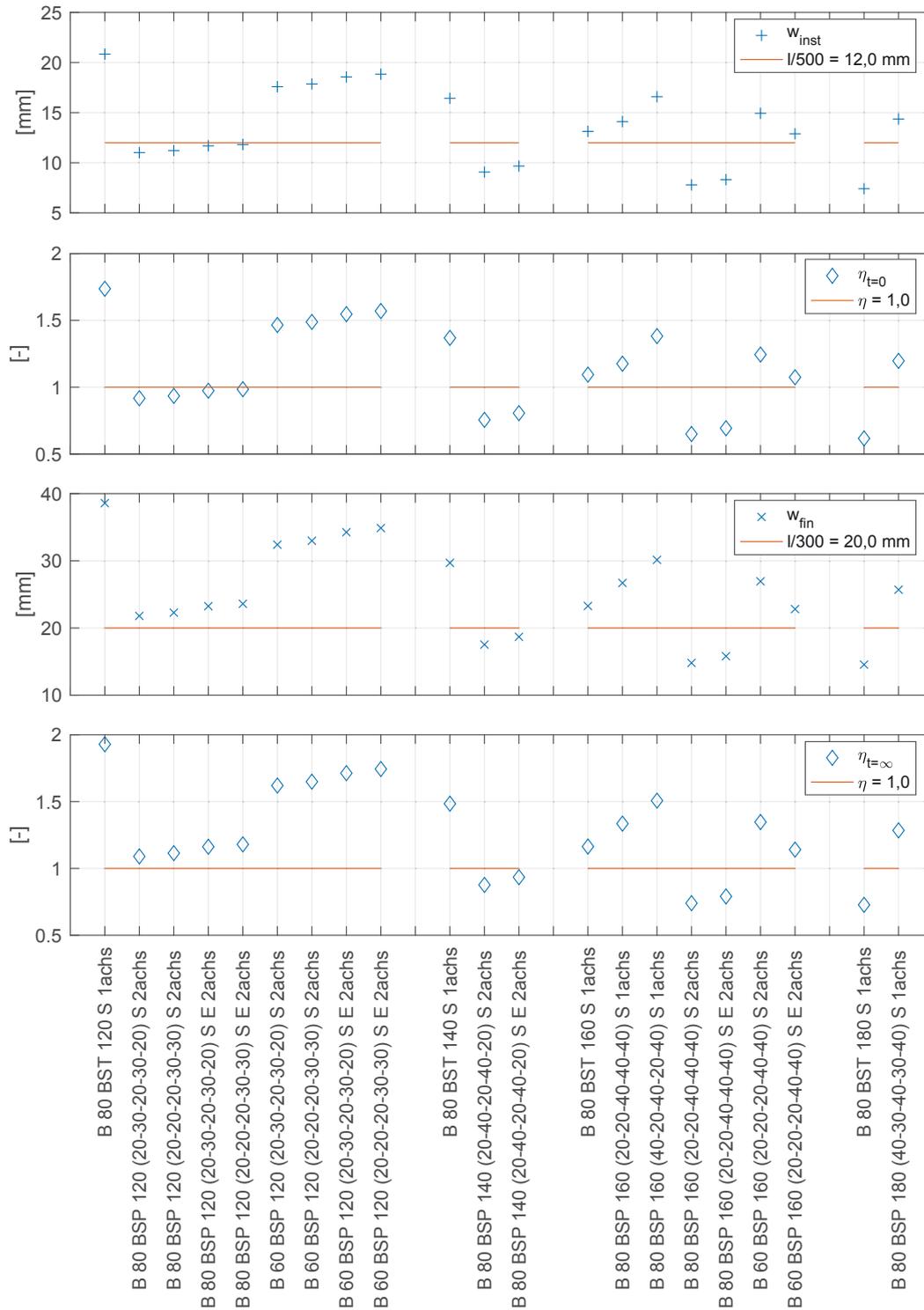


Abbildung 6.4: Zusammenstellung der Durchbiegung w_{inst} und w_{fin} sowie deren Ausnutzung η gegenüber gegebener Grenzwerte. Schubverbindungsmitel: Schraube. Die Ergebnisse sind nach der Höhe der Holzlage (120|140|160|180) und nach einachsiger (1achs) und zweiachsiger (2achs) Tragwirkung sortiert.

Um das Ergebnis besser vergleichen zu können, wurden vier vergleichbare Aufbauten ausgewählt. Sie sind in Abbildung 6.5 dargestellt und werden in Abbildung 6.6 hinsichtlich ihrer Durchbiegung miteinander verglichen.

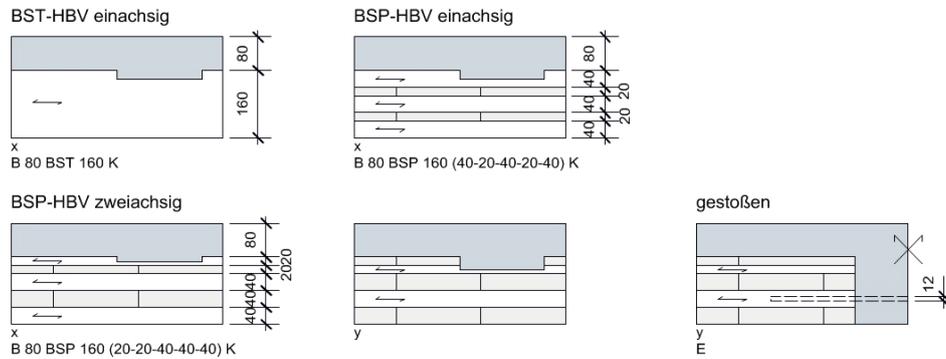


Abbildung 6.5: Ausgewählte Aufbauten

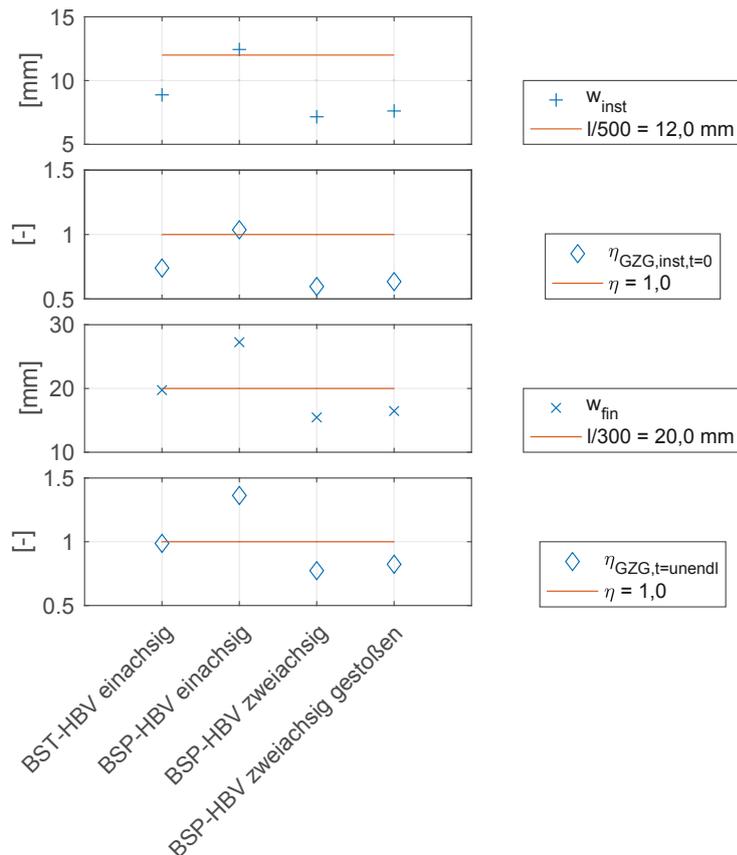


Abbildung 6.6: Zusammenstellung der Durchbiegung w_{inst} und w_{fin} sowie deren Ausnutzung η gegenüber gegebener Grenzwerte für ausgewählte Aufbauten nach Abbildung 6.5)

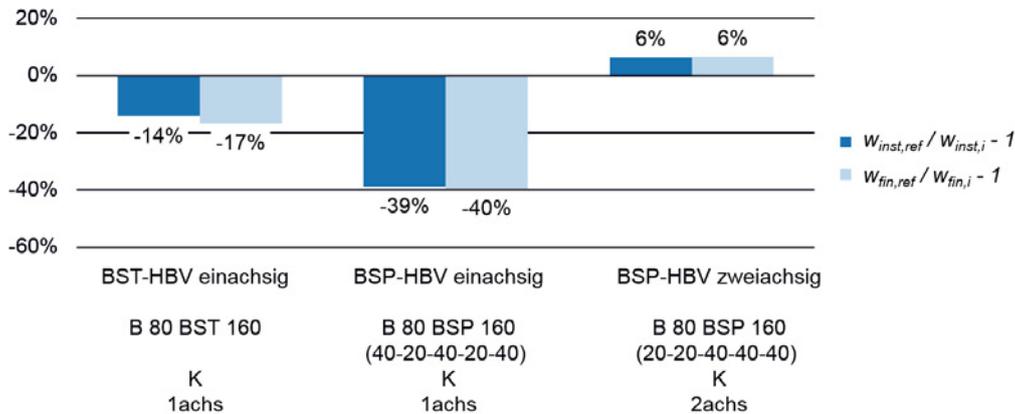


Abbildung 6.7: Verhältnis der Durchbiegung des Referenzaufbaus „BSP-HBV zweiachsig gestoßen“ (B 80 BSP 160 (20-20-40-40-40) K E 2achs) nach Abbildung 6.5 im Vergleich zu gegebenen Aufbauten *i*

Im Vergleich der Aufbauten nach Abbildung 6.5 bis 6.7 zeigt sich, dass bei gleicher Aufbauhöhe die Durchbiegung durch ein zweiachsig tragendes System gegenüber dem Einachsigen deutlich reduziert werden kann.

Ferner lassen sich weitere Vergleiche anstellen. Der Aufbau „B 60 BSP 160 (20-20-40-40-40) K E 2achs“ mit einer Gesamthöhe von 220 mm hat eine etwa 10 % geringere Durchbiegung als der Aufbau „B 80 BSP 180 (40-30-40-30-40) K 1achs“ mit einer Gesamthöhe von 260 mm. Hier kommt die zweiachsig tragende Variante mit 11 % weniger Holz und 25% weniger Beton als die einachsrig tragende Variante aus.

6.7 Einfluss des Stützweitenverhältnisses

Um den Einfluss des Stützweitenverhältnisses L_y/L_x zur ermitteln, wurde die Anfangsdurchbiegung w_{inst} für den Aufbau „B 80 BSP 160 (20-20-40-40-40) S/K 2achs“ im Bereich $1,0 \leq L_y/L_x \leq 2,0$ berechnet und dem gleichen, aber einachsrig tragenden Aufbau gegenübergestellt. L_x entspricht der kurzen Stützweite und beträgt 6,0 m, über die auch die einachsrig tragende Konfiguration gespannt wird. Bei der zweiachsig tragenden Konfiguration wird die steifere Achse der Stützweite L_x nach ausgerichtet.

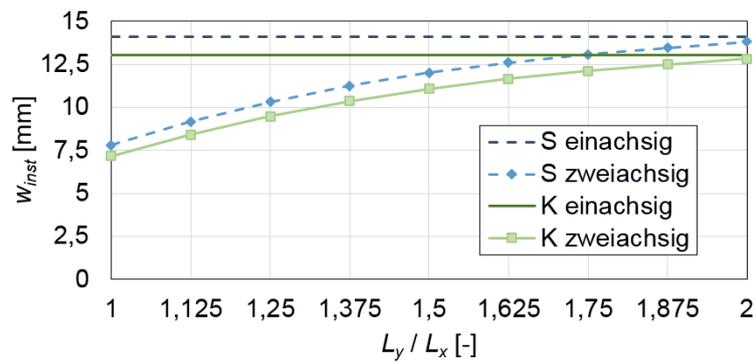


Abbildung 6.8: Stützweitenverhältnis des Aufbaus „BSP-HBV zweiachsig (B 80 BSP 160 (20-20-40-40-40))“

Für den gewählten Aufbau gleichen sich die einachsige und zweiachsige Konfiguration ab einem Verhältnis $L_y/L_x = 2,0$ in ihrer Durchbiegung an. Damit ist ab diesem Verhältnis die Ausführung einer zweiachsig tragenden Konfiguration zur Reduzierung der Durchbiegung nicht mehr zielführend.

7 Zusammenfassung

Wesentliches Merkmal einer Verbundplatte ist eine steife Schubverbindung zwischen den einzelnen Lagen. In diesem Forschungsprojekt wurde geklärt, wie und bis zu welchem Steifigkeitsniveau der Beton und das Brettsperrholz mit den Schubverbindungsmitteln Kerne und geneigte Schraube zusammengesetzt werden können, sodass eine zweiachsig steife Schubtragwirkung in der Verbundfuge entsteht.

In einer einachsig tragenden Verbundplatte wirkt die Kerne in Faserrichtung der Holzlage. In einer zweiachsig tragenden Verbundplatte ist die Wirkrichtung der Kerne in Faserrichtung nicht von vornherein gegeben. Die geringen Steifigkeitswerte bei einer Beanspruchung quer zur Faser sind zunächst ungünstige Voraussetzungen für eine Kernenkonstruktion. Die Schubsteifigkeit reduziert sich um ca. 90 %, das Elastizitätsmodul um 97% bei einem Wechsel der Beanspruchung von parallel zu quer zur Faserrichtung. Diesbezüglich wurden verschiedene Konstruktionstypen hinsichtlich einer Beanspruchung in und quer zur Faserrichtung entwickelt und miteinander verglichen. Konkreter Untersuchungsgegenstand waren hier die Einbindetiefe der Kerne in die Brettsperrholzlage/-n. Die Untersuchungen fanden in einem FEM-Modell und mittels experimenteller Schubversuche statt.

Aus den Ergebnissen konnten folgende Konstruktionsvorschläge abgeleitet werden:

- Die Kerne sollte immer parallel zur Brettfasern wirken. Brettlagen quer zur Faser sollten nicht beansprucht werden. Die Betonkonsole sollte so tief geführt werden, bis sie in eine Lage eingreift, in der sie in Faserrichtung wirken kann.
- Um die Tiefe der Kerne und die damit verbundene Momentenwirkung in der Betonkonsole möglichst gering zu halten, bietet es sich an, die betonnahen für eine Schubverbindung relevanten Brettlagen verhältnismäßig dünn auszuführen.
- Der orthogonalen Anordnung der Brettlagen entsprechend ist eine orthogonale Anordnung der Kernen zu empfehlen.
- Die Brettlage, über die die Schubkraft in das Brettsperrholz eingeleitet wird, sollte nicht komplett durchgeschnitten werden. Es bleibt eine Art Rückverankerung des Vorholzes in den Bereich unterhalb der Betonkonsole. Die verfügbare Länge zur Übertragung der Schubspannungen in die untere „weiche Rollschublage“ wird durch diese Maßnahme vergrößert. Zudem können Fugen aus nicht-seitenverklebtem Brettsperrholz besser überbrückt werden.

Unter Einhaltung der genannten Konstruktionsvorschläge können Verbindungsteifigkeiten auf dem Niveau eines einachsig tragenden Systems erreicht werden.

Durch das linienförmige Einschneiden der Kernen in das Brettsperrholz bildet sich quer zur Betonkonsole eine Rippe aus, die in Bezug auf die Betonlage als versteifender Unterzug wirken kann. Zudem kann es durch eine Drillbeanspruchung in den Plattenecken zu einer umgekehrten Beanspruchung der Kerne kommen.

Im Vergleich zur Kerne ist das Tragverhalten der geneigten Schraubenverbindung weniger abhängig von der Ausrichtung der Brettlagen, sondern von der biaxialen Beanspruchungssituation der Schraube selbst. Bei einer lateralen Beanspruchung verliert die Schraubenschubverbindung mehr als 80% der Steifigkeit, die über eine einachsig axiale Beanspruchungssituation erreicht werden könnte. Gleichzeitig besitzt sie das Potential, in der Verbundebene frei ausgerichtet und damit der Beanspruchungssituation einer variierenden Ausrichtung der Hauptschubkräfte angepasst zu wer-

den. Das Tragverhalten der Schraube wurde experimentell und in Federmodellen untersucht. Ferner wurde eine Methode entwickelt, die es erlaubt, die Schraubenverbindung verschmiert über die Verbundfuge in einer FEM-Simulation zu betrachten. Eine potenzielle Abweichung der Schraubenwirkrichtung von der Hauptschubkraftrichtung sollte durch ein Abmildern der Schubsteifigkeit und der Tragfähigkeit der einzelnen Schraubenverbindung erfolgen. Der Grad der Abweichung ermittelt sich unter anderem aus dem größten Abstand zwischen dem diskretisierten Winkel und dem realen Winkel der Hauptschubkraft sowie der möglichen Winkeländerung der Hauptschubkraft zum Beispiel aus einer veränderten Laststellung. In welcher Größenordnung die Abweichung liegt sollte Ziel weiterer Forschungsarbeit sein. Bei einer Abweichung von 10° verliert die Verbindung bereits 18 % ihrer Steifigkeit.

Neben der Biegung ist das Drillen ein wesentlicher Mechanismus des Lastabtrags innerhalb einer Platte. In experimentellen Untersuchungen zur Drillsteifigkeit konnten die Einflüsse verschiedener Konstruktionsparameter wie die Brettlagenanordnung des Brettsperrholzes oder die Schubverbindungsmitel quantifiziert werden. Insgesamt verhält sich die Verbundplatte unter Drillbeanspruchung aufgrund des Brettsperrholzanteils sehr duktil. Mit dem Reißen der Betonlage fällt die Drillsteifigkeit stark ab. Um den Anteil und die Bedeutung des Drillens am Gesamttragverhalten zu quantifizieren, wurde in einer FEM-Simulation der Schubmodul in Plattenebene sämtlicher Lagen variiert und verglichen. Im ungerissenen Zustand liegt die Durchbiegung einer drillweichen Verbundplatte in etwa 25% über der einer drillsteifen Verbundplatte.

Die Gesamttragwirkung der zweiachsig tragenden Holz-Beton-Verbundplatte wurde in einem großen Bauteilversuch analog eines einachsigen Vier-Punkt-Biegeversuchs untersucht. Die Prüfkörper unterschieden sich in der Ausführung der Schubverbindungen: Orthogonal angeordnete Kerben und nach den Hauptschubkrafttrajektorien ausgerichtete Schrauben. Neben den einzelnen Versagensmechanismen und der Grenztragfähigkeit wurde die Duktilität und Gesamtsteifigkeit der Platte ermittelt.

Im Ergebnis zeigt sich eine hohe Tragfähigkeit und ein konstantes Verformungsverhalten über ein weites Lastniveau. Das Versagen des Plattensystems geschieht sukzessive und duktil. Die Prüfkörper wiesen unabhängig vom Schubverbindungsmitel bis zum Erreichen von ca. 55% der erreichten Maximallast eine ähnlich hohe Steifigkeit auf. Beide Systeme erreichten ein ähnliches Maximallastniveau, dass nach einem Teilversagen der Betonlage durch ein finales Versagen der unteren Brettsperrholzlage gekennzeichnet ist. Begleitend wurde die Versuchskonfiguration in einem FEM-Modell simuliert. Neben der Simulation der Platte mit einer Kerbenverbindung in einem vollständigen Volumenmodell, wurde ein vereinfachtes FEM-Simulationsmodell vorgestellt, das die Steifigkeit der Schubverbindungsmitel kontinuierlich, mit der oberen Decklage des Brettsperrholzes verrechnet, abbildet. Der Erstellungs- und Berechnungsaufwand wird dadurch erheblich vermindert. Die Modelle verhalten sich weicher als der reale Aufbau und liegen damit auf der sicheren Seite.

Mittels der FEM-Modelle konnte die effektive zweiachsige Tragwirkung der Verbundplatte ermittelt werden. Über eine Betrachtung der Auflagerkräfte in Haupt- und Nebentragrichtung konnte nachgewiesen werden, dass die Auflager in Nebentragrichtung 73% bis 81% der vertikalen Kräfte der Auflager in Haupttragrichtung aufnehmen. Damit kann im Vergleich zu einem einachsigen Aufbau, die maximale Auflagerbeanspruchung um bis zu 45% reduziert werden.

Hinsichtlich der Anordnung der Brettsperrholzlagen resultiert ein asymmetrischer Brettlagenaufbau in einer höheren Verbundplattensteifigkeit als ein symmetrischer Brettlagenaufbau. Ein asymmetrischer

Brettlagenaufbau bedingt sich durch die Notwendigkeit im Bereich der Kervenverbindung möglichst dünne Brettlagen auszuführen, um eine Einbindung der Kerne in beiden Tragrichtungen zu gewährleisten. Die Schraubenverbindung funktioniert unabhängig vom Brettlagenaufbau.

Während in den Versuchen kaum ein Unterschied zwischen den Verschiebungsmoduln in Abhängigkeit der verbauten Schubverbindungsart zu erkennen ist, wurden in der FEM-Simulation deutliche Unterschiede festgestellt. Die Platte mit einer Schraubenverbindung verhält sich hier in ihrer Durchbiegung um 33% weicher als die Platte mit einer Kervenverbindung. Ursachen, dafür dass die Platte mit einer Schraubenverbindung in der Simulation deutlich weicher ist als die Platte mit einer Kervenverbindung, im Versuch aber ein gleiches Steifigkeitsniveau erreicht, können folgende Sachverhalte auf Seiten des Versuchs sein:

- Ein hoher Haftverbund und Reibung zwischen Beton und Holz durch ein Aufquellen des Holzes
- Die Dicke der Betonlage im Versuch war herstellungsbedingt um ca. 5% höher als geplant und modelliert. Zudem wurde die statische Höhe des Bauteils durch ein Aufquellen des Brettsperrholzes erhöht.
- Die geneigten Schrauben wirken schubverstärkend im Brettsperrholz

Durch eine fertigungs- und transportbedingte Limitierung der Breite der Brettsperrholzelemente kann die Holz-Beton-Verbundplatte nicht in einem Stück auf der Baustelle gefertigt werden. Daraus ergibt sich die Notwendigkeit eines kraftschlüssigen Elementstoßes in Nebentragrichtung des Brettsperrholzelements. Um ein ausgeglichenes Tragverhältnis zwischen Haupt- und Nebentragrichtung herzustellen, sollte der Stoß die Biegesteifigkeit in Nebentragrichtung nicht nennenswert verringern.

Es wurden bekannte Verbindungsmöglichkeiten auf die Holz-Beton-Verbundkonstruktion angewendet und hinsichtlich ihrer Steifigkeit untersucht und bewertet. Als kritische Stelle in der Stoßkonstruktion wurde der sich aus der Aufteilung der Momentenkräfte ergebende Zugstoß der unteren Brettlage in Faserrichtung identifiziert. Hierzu wurde ein vergleichendes Federmodell erstellt, um die verschiedenen Konstruktionsarten hinsichtlich ihrer Zugsteifigkeit miteinander vergleichen zu können. In der Untersuchung erwies sich eine Verbindung mit eingeklebten Bewehrungsstäben, deren gebogenen Enden sich in einem Betonstreifen in der Stoßfuge übergreifen und so einen Kraftschluss herstellen, als geeignete Lösung. Diese Verbindung wurde in einem Vier-Punkt-Biegeversuch untersucht. Vergleichend wurden ungestoßene Plattenstreifen mitgeprüft.

Das Ergebnis ist ein kraftschlüssiger Elementstoß, der weitestgehend vorgefertigt und in wenigen Schritten auf der Baustelle hergestellt werden kann. Der Einfluss auf die Biegesteifigkeit der Platte in Nebentragrichtung ist gering. Ferner wurden Konstruktions- und Bemessungsvorschläge für den kraftschlüssigen Elementstoß mit eingeklebten Bewehrungsstäben erarbeitet.

Abschließende vergleichende Untersuchungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zeigen, dass das untersuchte System gegenüber der einachsig tragenden Holz-Beton-Verbundbauweise deutliche Einsparungs- und Verschlangungspotentiale aufweist. Im Vergleich mit höhenidentischen einachsig tragenden Aufbauten kann die Durchbiegung, je nach Ausführung, um 17 % bis 40 % reduziert werden. Die eingesetzte Holzmenge und entsprechende Höhe der Lage kann um 8 % bis 11 % reduziert werden, alternativ kann die eingesetzte Betonmenge um bis zu 25 % verringert werden.

Eine Untersuchung des Stützweitenverhältnisses zeigt, dass sich die Durchbiegung einer zweiachsig tragenden Holz-Beton-Verbunddecke bis zu einem Verhältnis von etwa $L_y / L_x = 2,0$ unter dem Wert einer einachsig tragenden Decke gleichen Aufbaus liegt.

8 Ausblick

Aus dem Forschungsprojekt ergaben sich weitere Themen in Hinblick auf eine praktische Anwendung der Holz-Beton-Verbundbauweise mit zweiachsiger Tragwirkung:

- Der Umgang mit dem Haftverbund zwischen Beton und Holz,
- das Feuchteinteraktionsverhalten zwischen Brettsper Holz und Beton insbesondere im Bereich der Kerne und der eingeklebten Bewehrungsstäbe im Stoßbereich,
- die Rippenwirkung der ausbetonierten Stoßfuge oder der Kerne in Bezug auf die Betonlage,
- Untersuchung möglicher Auflagersituationen der Platte,
- der Umgang mit Zugspannungen im Beton und die Identifizierung möglicher Umlagerungspotentiale bei Rissbildung. Daraus abgeleitet die Definition der Grenzzustände der Tragfähigkeit,
- Entwicklung eines Berechnungsmodells, das in gängigen Statikberechnungsprogrammen angewendet werden kann.

Anhang

A Versuche

A.1 Betonkennwerte aller Versuche

Allgemeine Angaben	Versuch			
	Schub S1-S5	Drillen D1-D4	Gesamtplatte G1, G2	Elementstoß E1, E2
Festigkeitsklasse			C20/25	
Expositionsklasse	XC3, WF			XC3, WA
Konsistenz			F5	
Größtkorn	16			8
Festigkeitsentwicklung			mittel	
Zement			CEM II/B-S 42,5 N	
Zusatzstoffe			Flugasche	
Zusatzmittel			BV/FM 1035	
Herstellerbezeichnung			Easycrète F	

Tabelle A.1: Allgemeine Angaben zu den Betoneigenschaften

Versuch	Mittleres E-Modul E_{cm} [N/mm ²]								
	Betonalter t_B [d]	7	14	16	19	20	21	28	122
Schub (S1-S5)				26985				29991	30279
Drillen(D1, D2)							29214	28795	
Drillen (D3, D4)							28810	28766	
Gesamtplatte (G1, G2)						27808		28077	
Elementstoß (E1, E2)				26622				28109	

Tabelle A.2: Mittleres E-Modul

Versuch	Mittlere Würfeldruckfestigkeit $f_{ck,cube,m}$ [N/mm ²]								
	Betonalter t_B [d]	7	14	16	19	20	21	28	122
Schub (S1-S5)				30,9				37,0	45,8
Drillen(D1, D2)								36,3	
Drillen (D3, D4)							32,7	33,4	
Gesamtplatte (G1, G2)	28,8	37,8				42,8		42,5	
Elementstoß (E1, E2)	20,5	28,2		30,6				34,5	

Tabelle A.3: Mittlere Würfeldruckfestigkeit

Versuch	Mittlere Zylinderdruckfestigkeit $f_{ck,m}$ [N/mm ²]								
	Betonalter t_B [d]	7	14	16	19	20	21	28	122
Schub (S1-S5)				28,2				34,5	41,5
Drillen(D1, D2)							31,4	33,5	
Drillen (D3, D4)							27,5	30,0	
Gesamtplatte (G1, G2)						38,6		41,4	
Elementstoß (E1, E2)				29,0				32,9	

Tabelle A.4: Mittlere Zylinderdruckfestigkeit

Versuch	Mittlere Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp,m}$ [N/mm ²]								
	Betonalter t_B [d]	7	14	16	19	20	21	28	122
Schub (S1-S5)								2,66	
Drillen(D1, D2)							2,71		
Drillen (D3, D4)							2,32		
Gesamtplatte (G1, G2)						2,97		3,08	
Elementstoß (E1, E2)				2,46				2,59	

Tabelle A.5: Mittlere Spaltzugfestigkeit

Versuch	Mittlere Zugfestigkeit $f_{ct,m} = 0,9 \cdot f_{ct,sp,m}$ [N/mm ²]								
	Betonalter t_B [d]	7	14	16	19	20	21	28	122
Schub (S1-S5)								2,40	
Drillen(D1, D2)							2,44		
Drillen (D3, D4)							2,09		
Gesamtplatte (G1, G2)						2,67		2,78	
Elementstoß (E1, E2)				2,22				2,33	

Tabelle A.6: Mittlere Zugfestigkeit

A.2 Schubversuche

A.2.1 Prüfkörperaufbau

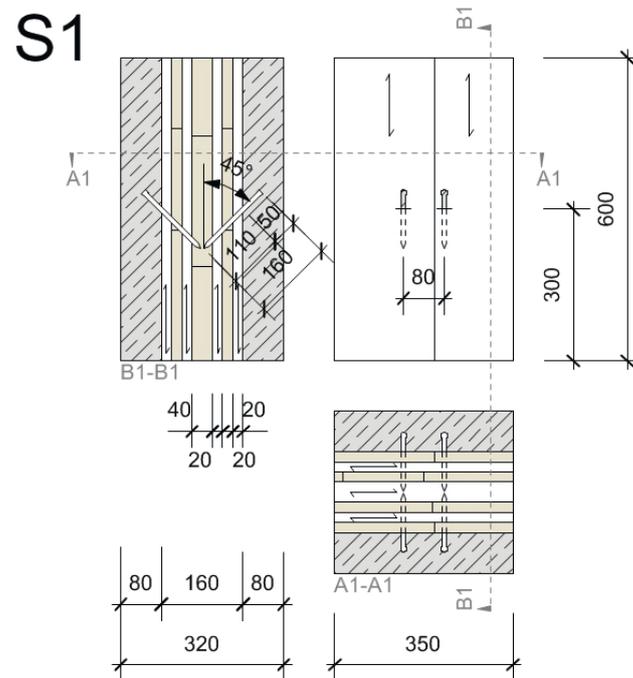


Abbildung A.1: S1

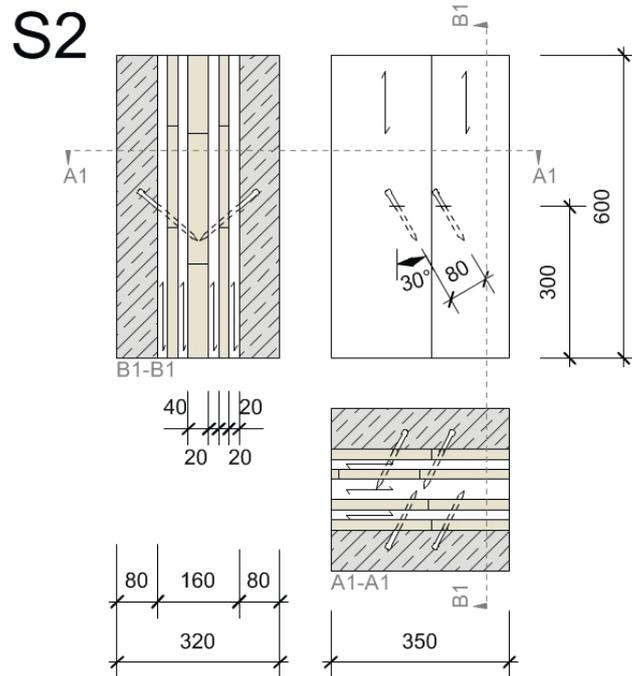


Abbildung A.2: S2

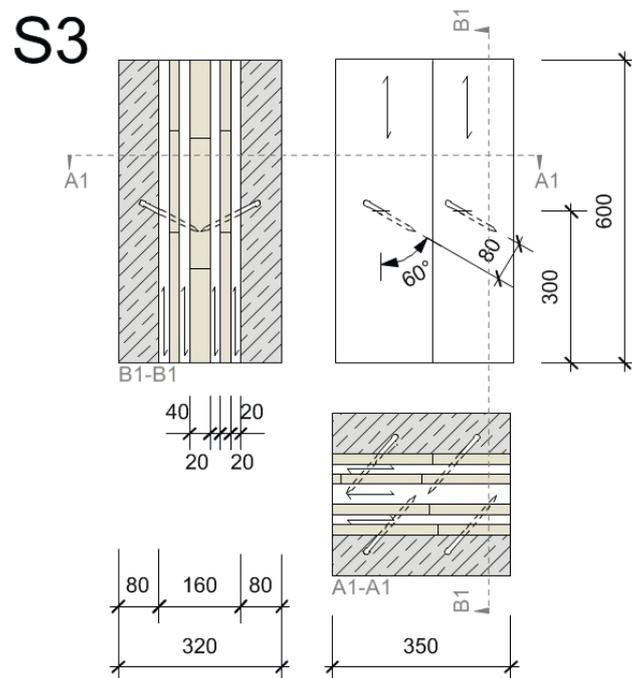


Abbildung A.3: S3

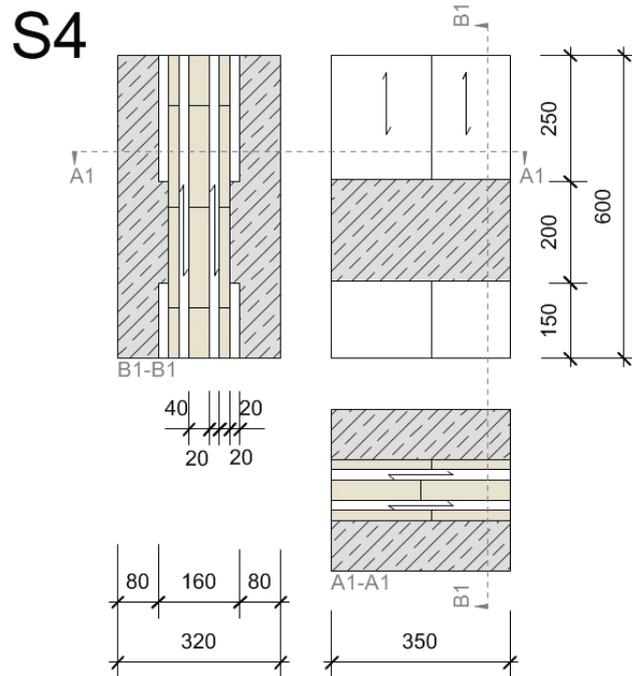


Abbildung A.4: S4

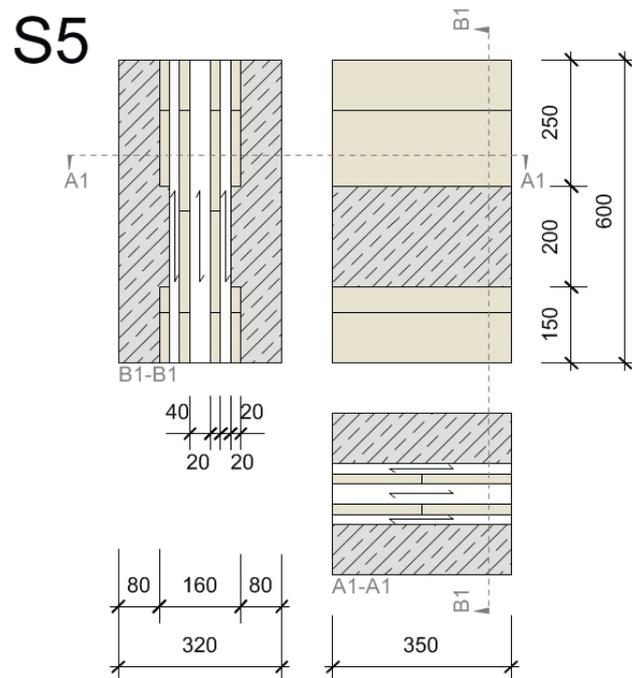


Abbildung A.5: S5

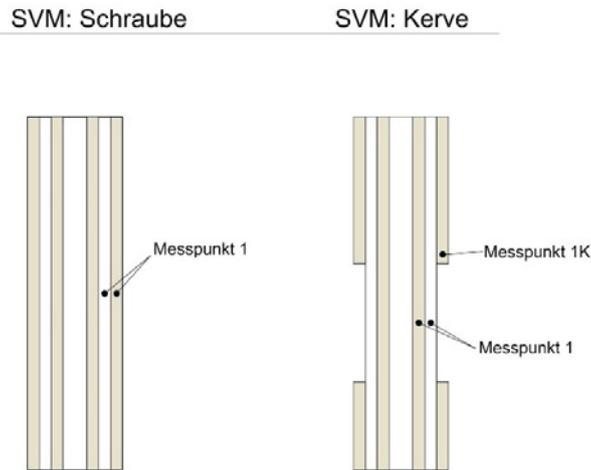


Abbildung A.7: Messpunkte zur Holzfeuchtemessung an den Schubprüfkörpern

A.2.3 Last-Verformungskurve

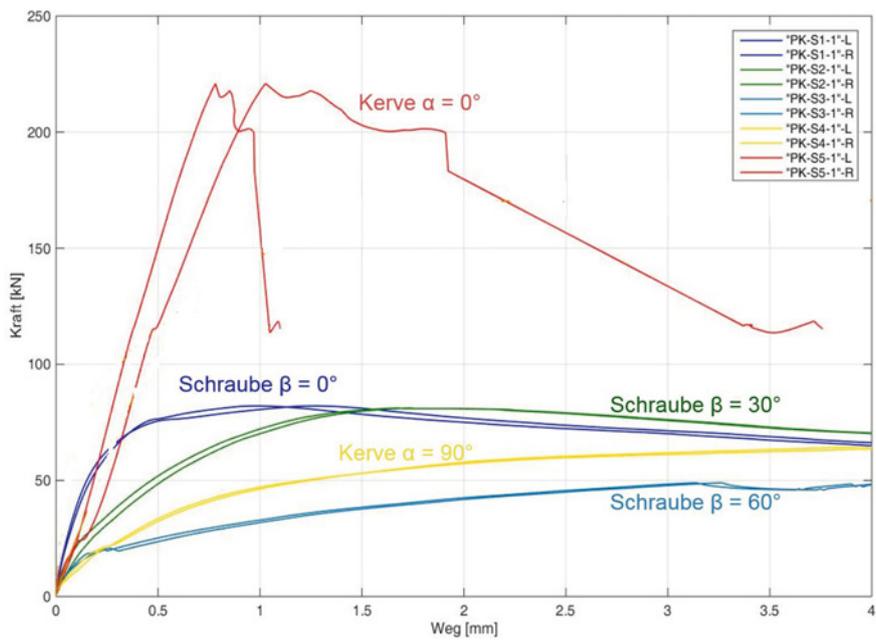
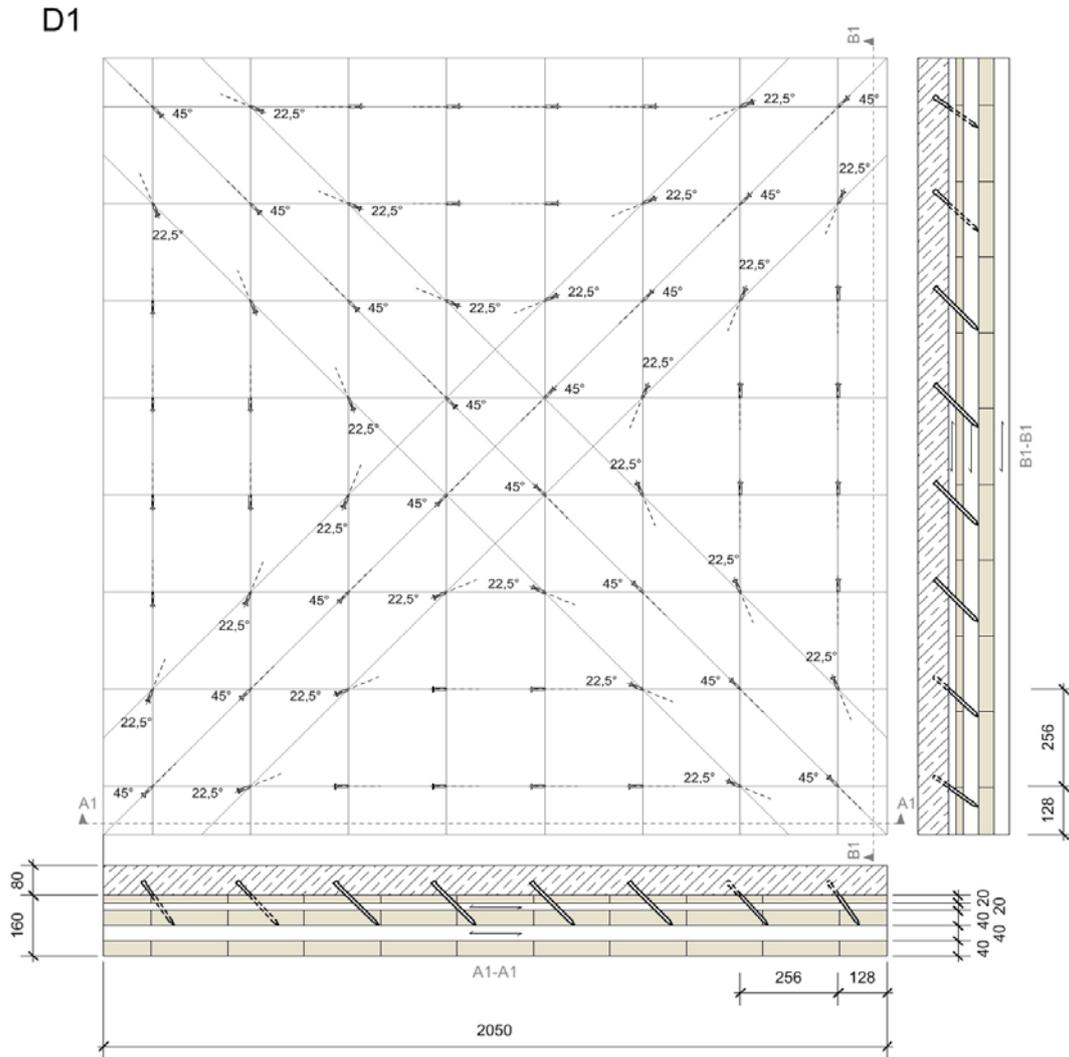


Abbildung A.8: Exemplarische Last-Verformungskurve der Push-Out-Versuche; L: Linke Prüfkörperseite, R: Rechte Prüfkörperseite

A.3 Drillversuche

A.3.1 Prüfkörperaufbau



BSP-Lagenkonfiguration in [mm]:
 ||20|-20||40|-40||40

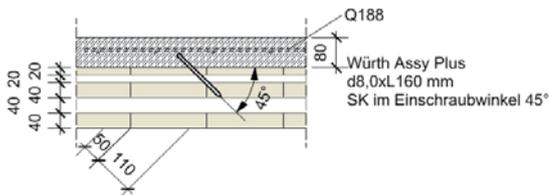
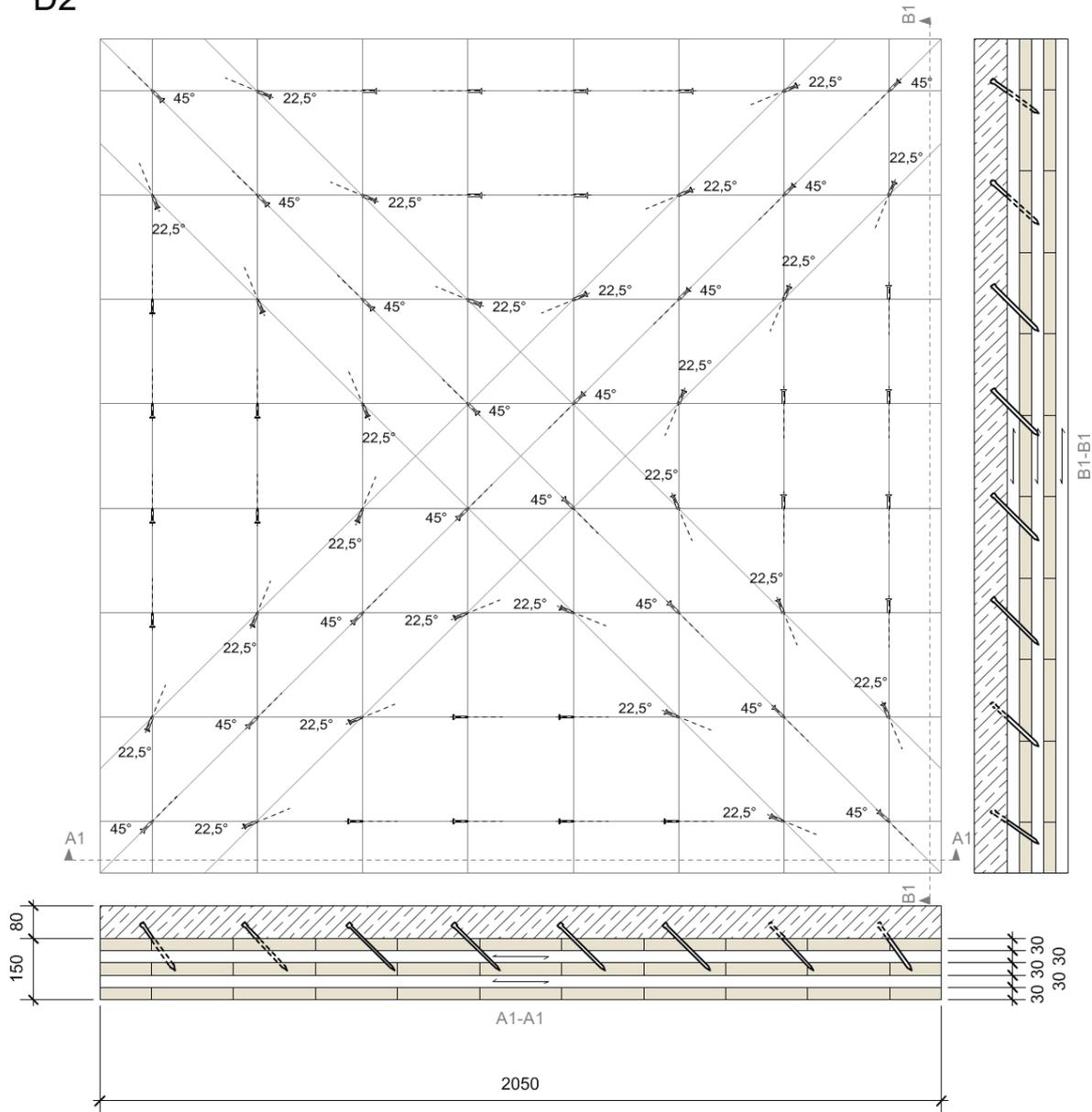


Abbildung A.9: D1

D2



BSP-Lagenkonfiguration in [mm]:
 ||30|-30||30|-30||30

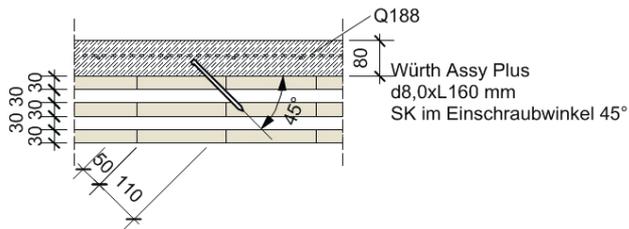
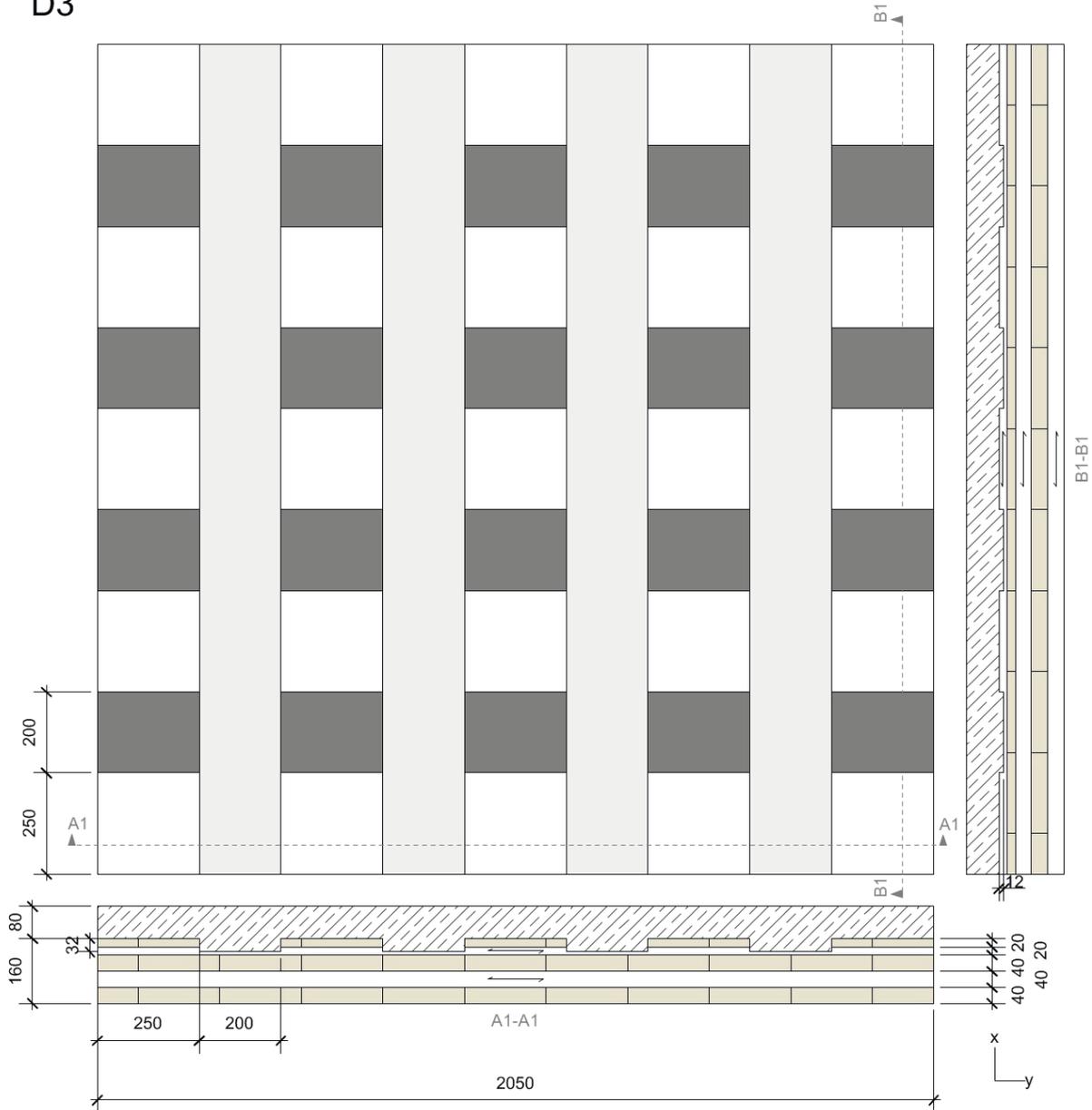


Abbildung A.10: D2

D3



BSP-Lagenkonfiguration in [mm]:
 ||20|-20||40|-40||40

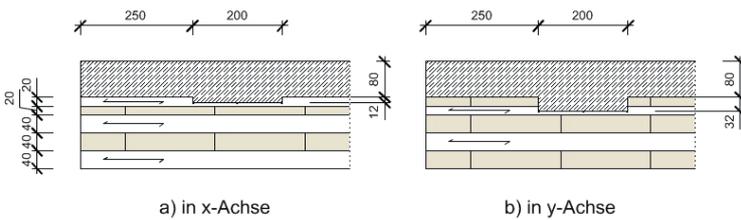
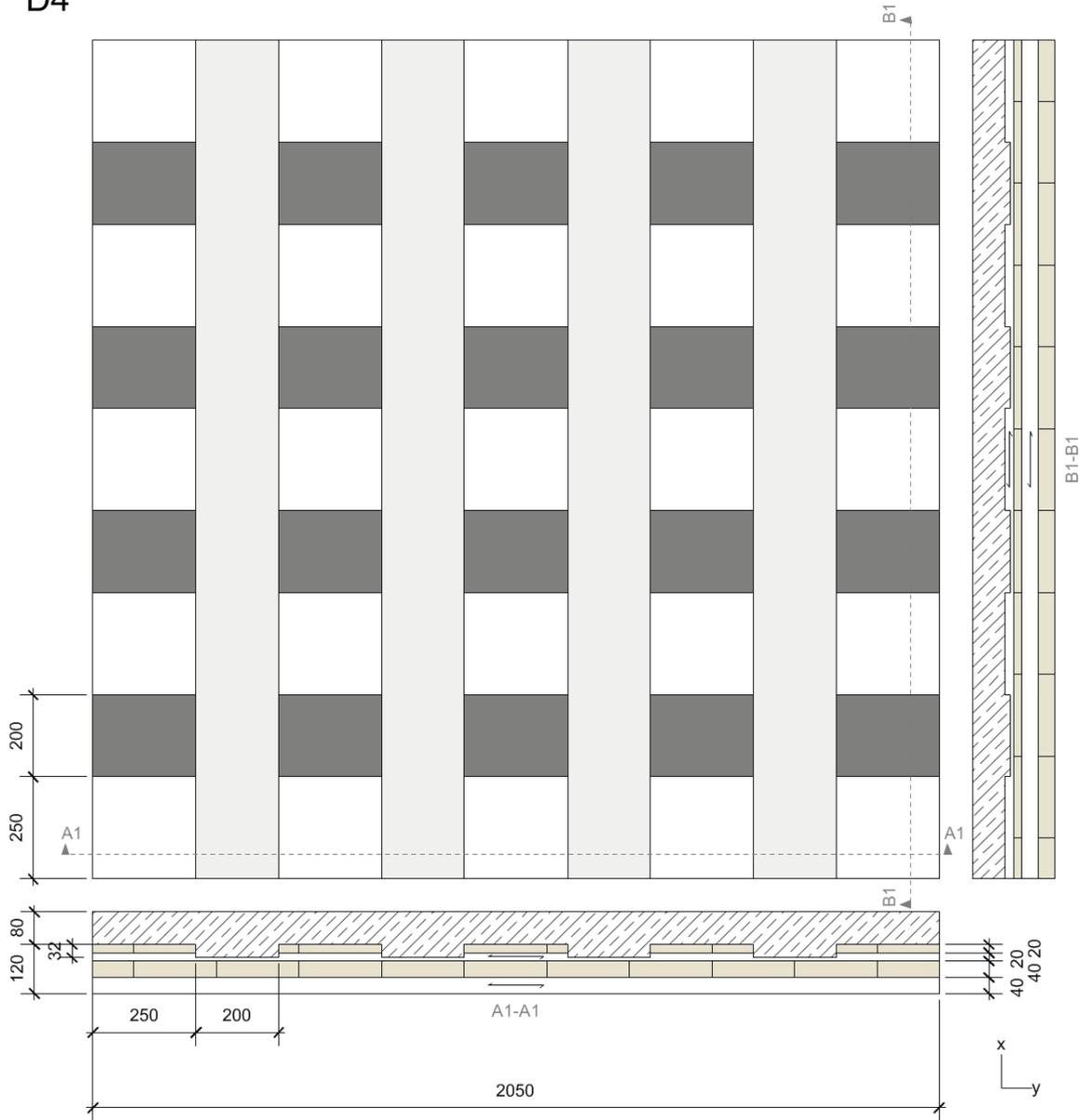


Abbildung A.11: D3

D4



BSP-Lagenkonfiguration in [mm]:
 ||20|-20||40|-40

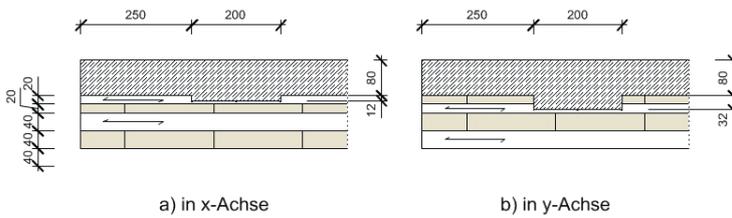


Abbildung A.12: D4

A.3.2 Holzfeuchte

Messung vor dem Betonieren der Betonlage:

Probe	Rohdichte [kg/m ³]	Holzfeuchte [%]
D1-1	412	12,9
D1-2	419	13,0
D1-3	416	12,8
D2-1	449	13,0
D2-2	447	12,6
D2-3	455	13,0
D3-1	429	13,4
D3-2	421	12,7
D3-3	408	12,8
D4-1	434	12,9
D4-2	439	13,7
D4-3	434	13,6
Mittelwert	430	13,0
CV	3%	3%

Tabelle A.8: Holzfeuchte vor Betonage

Messung zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung:

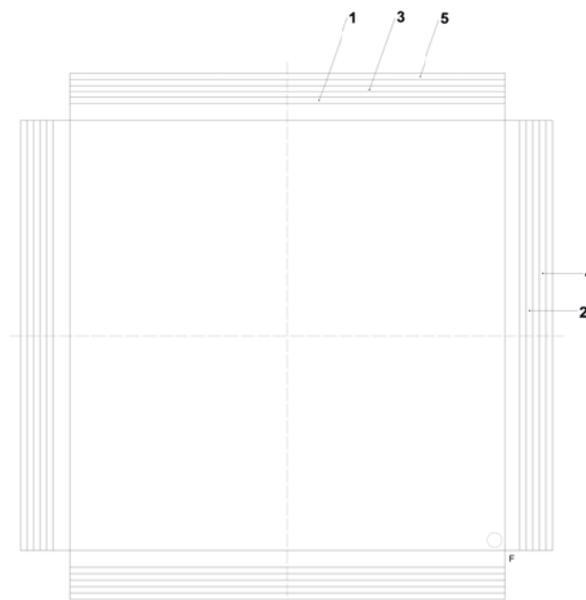


Abbildung A.13: Übersicht Messpunkte Holzfeuchte Drillprüfkörper

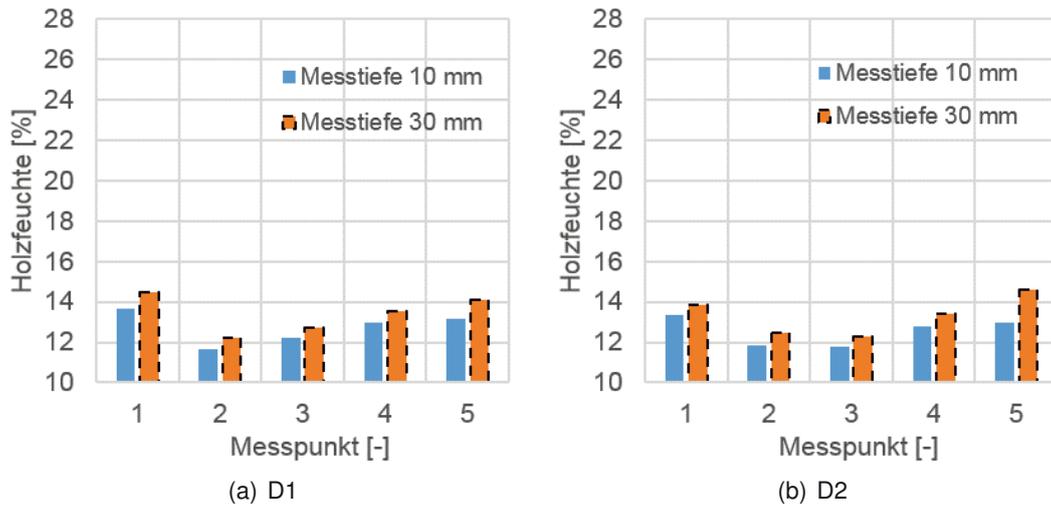


Abbildung A.14: Holzfeuchte Drillprüfkörper - Schrauben nach $t_B = 19d$

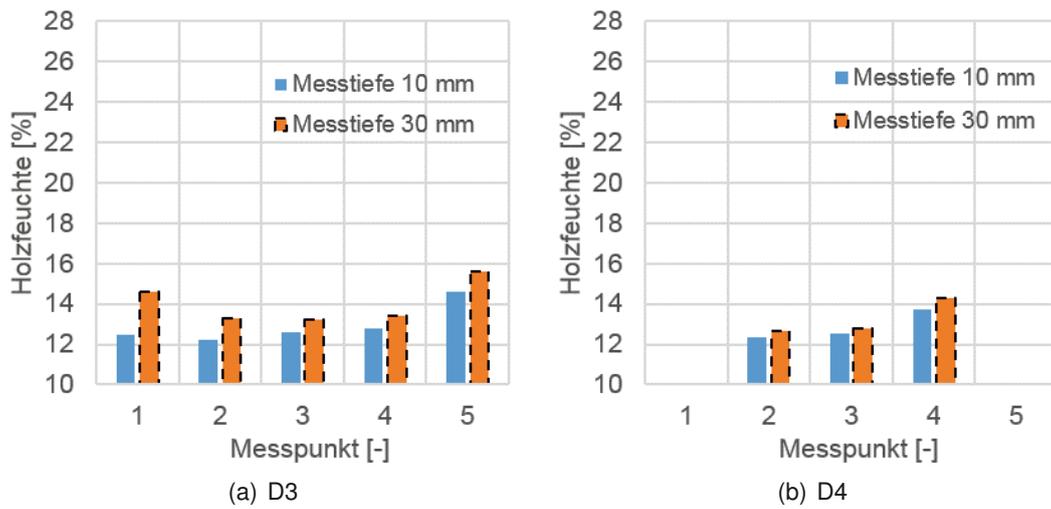


Abbildung A.15: Holzfeuchte Drillprüfkörper - Kerbe $t_B = 19d$

A.3.3 Rissbild

A.4 Gesamtplattenversuche

A.4.1 Prüfkörperaufbau

G1-1

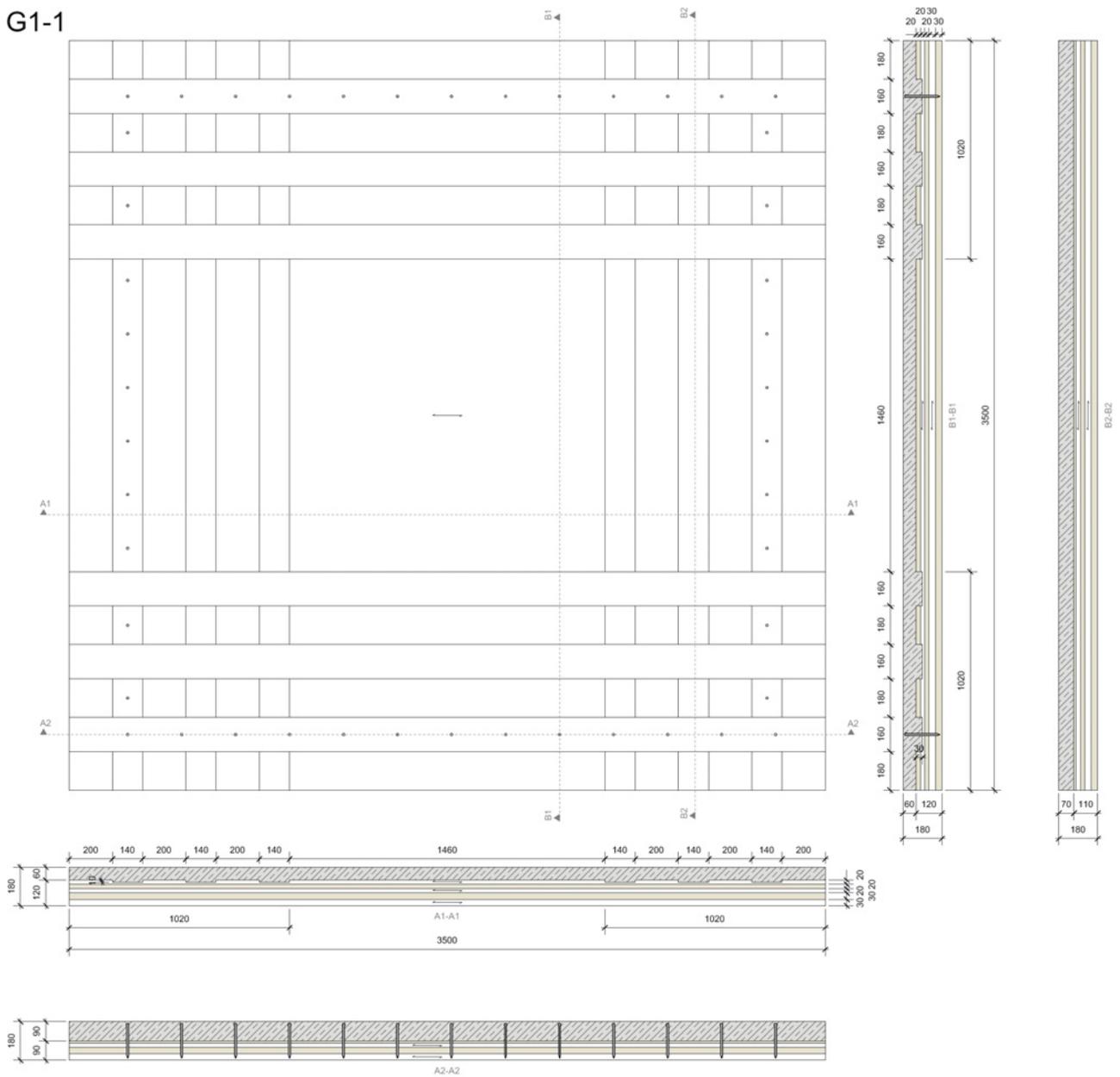


Abbildung A.16: G1-1

G1-2

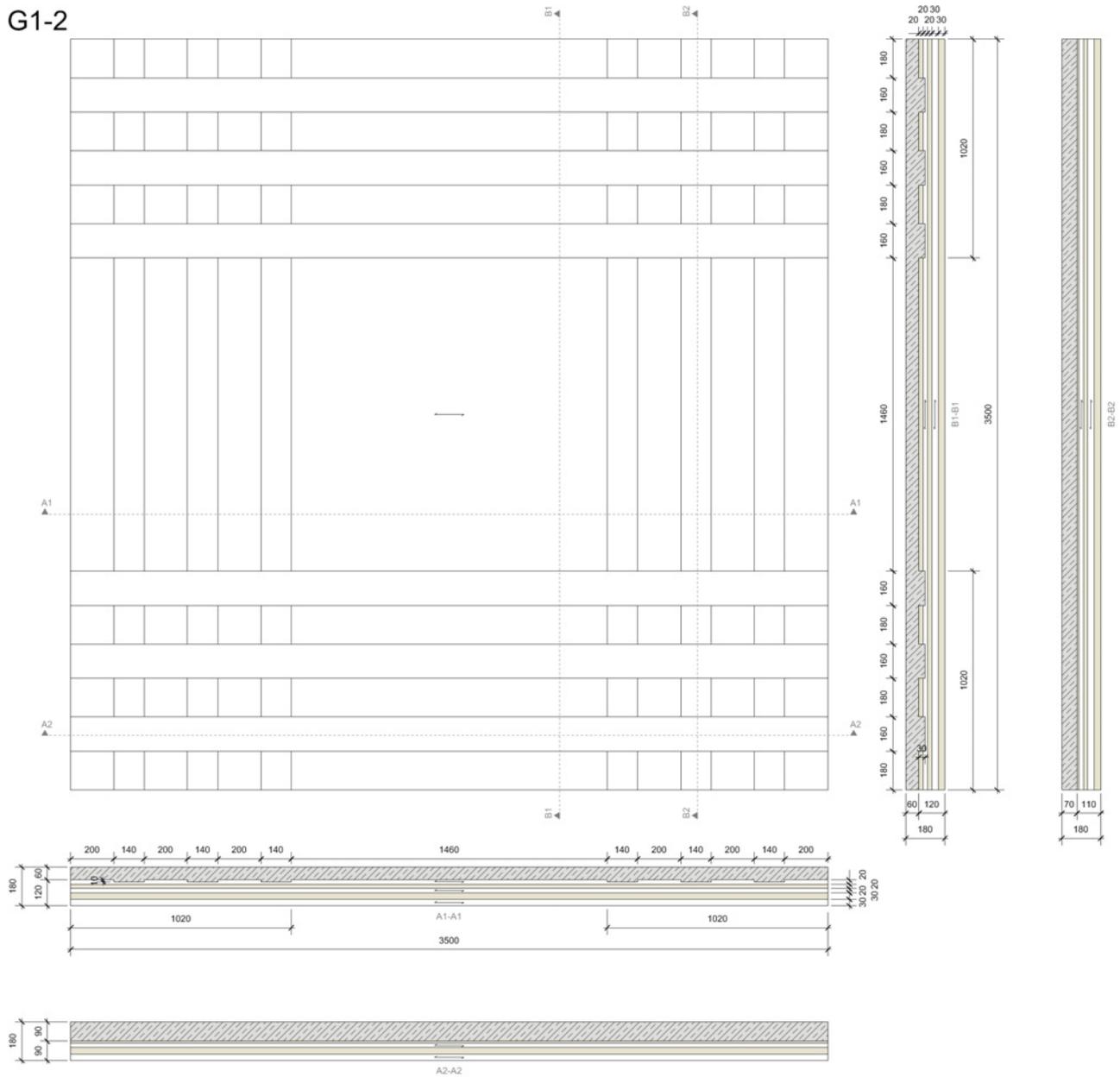


Abbildung A.17: G1-2

A.4.2 Holzfeuchte

Messung vor dem Betonieren der Betonlage:

Probe	Rohdichte [kg/m ³]	Holzfeuchte [%]
G1-1	459	10,5
G1-2	465	9,8
G2-1	472	10,2
G2-2	471	10,3
Mittelwert	467	10,2
CV	1%	2%

Tabelle A.9:

Messung zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung:

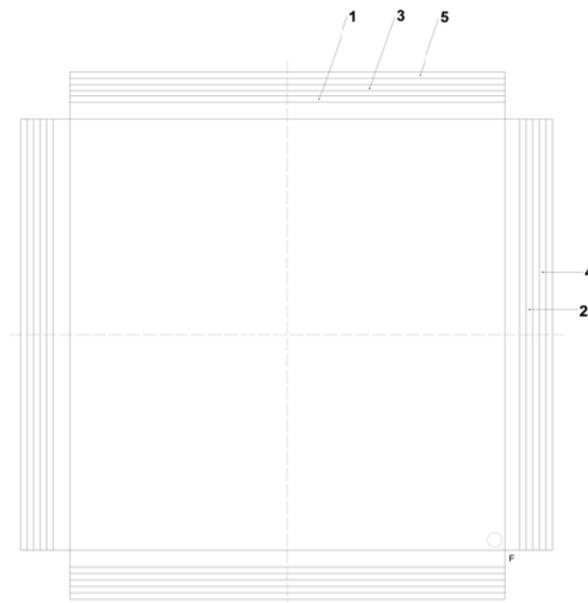


Abbildung A.19: Übersicht Messpunkte Holzfeuchte Gesamtplattenprüfkörper

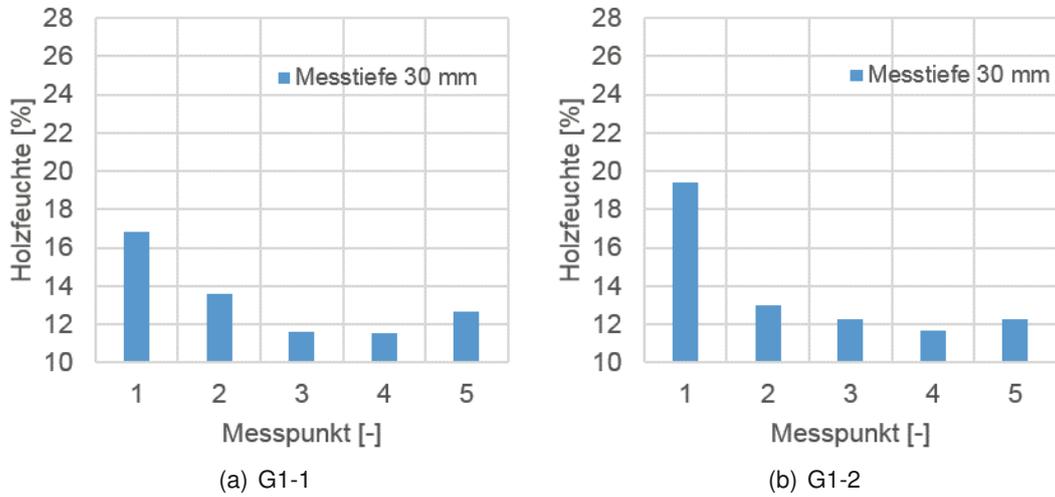


Abbildung A.20: Holzfeuchte Gesamtplattenprüfkörper - Kerne nach $t_B = 21d$

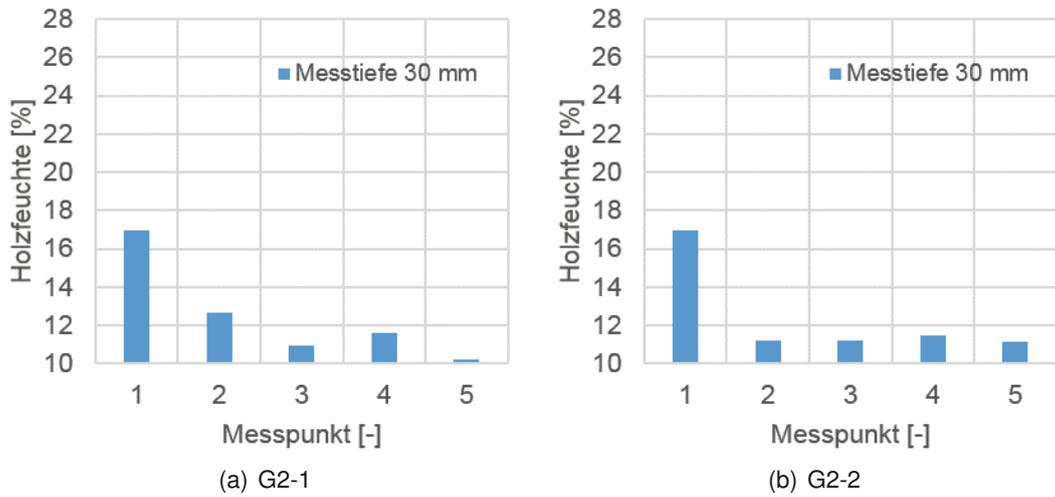
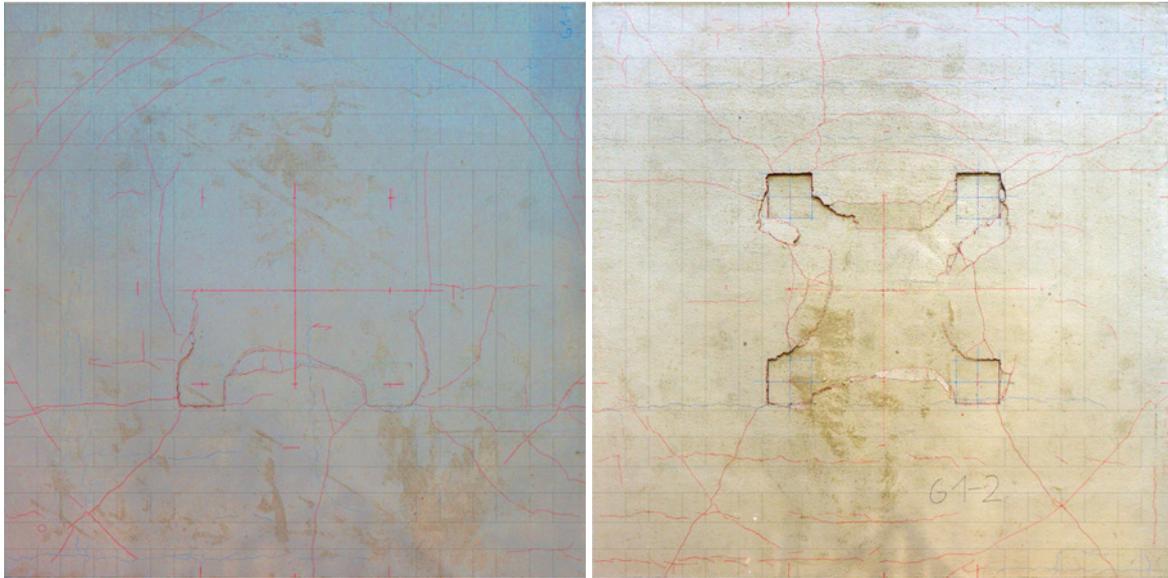


Abbildung A.21: Holzfeuchte Gesamtplattenprüfkörper - Schraube nach $t_B = 21d$

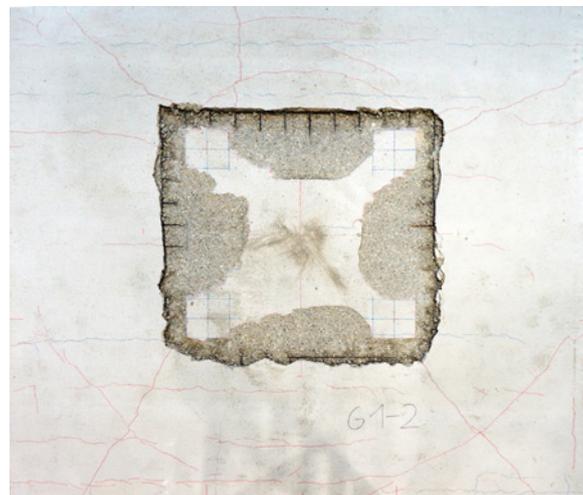
A.4.3 Rissbild

Die blauen Linien wurden vor der Belastung aufgenommen. Es handelt sich hierbei um Trocknungsschwindrisse. Die roten Linien kennzeichnen Risse nach der Belastung der Prüfkörper.



(a) G1-1

(b) G1-2



(c) G1-2 freigelegt

Abbildung A.22: Rissbild der Betonoberfläche der Gesamtplattenprüfkörper nach dem Versuch - Kerne

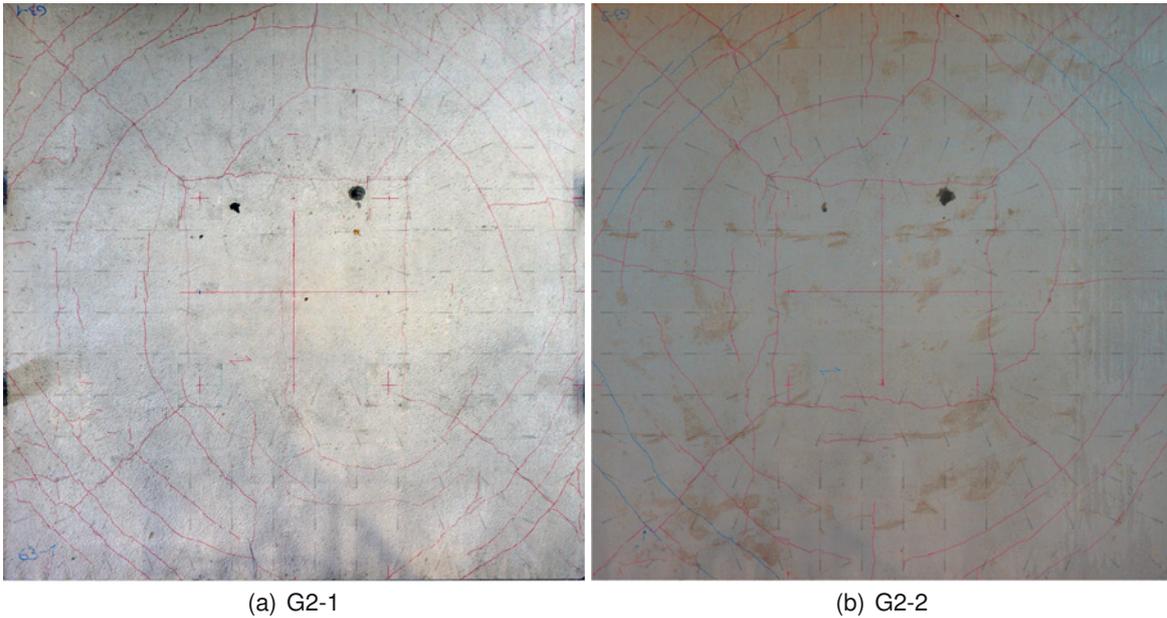


Abbildung A.23: Rissbild der Betonoberfläche der Gesamtplattenprüfkörper nach dem Versuch - Schraube

A.5 Elementstoßversuche

A.5.1 Prüfkörperaufbau

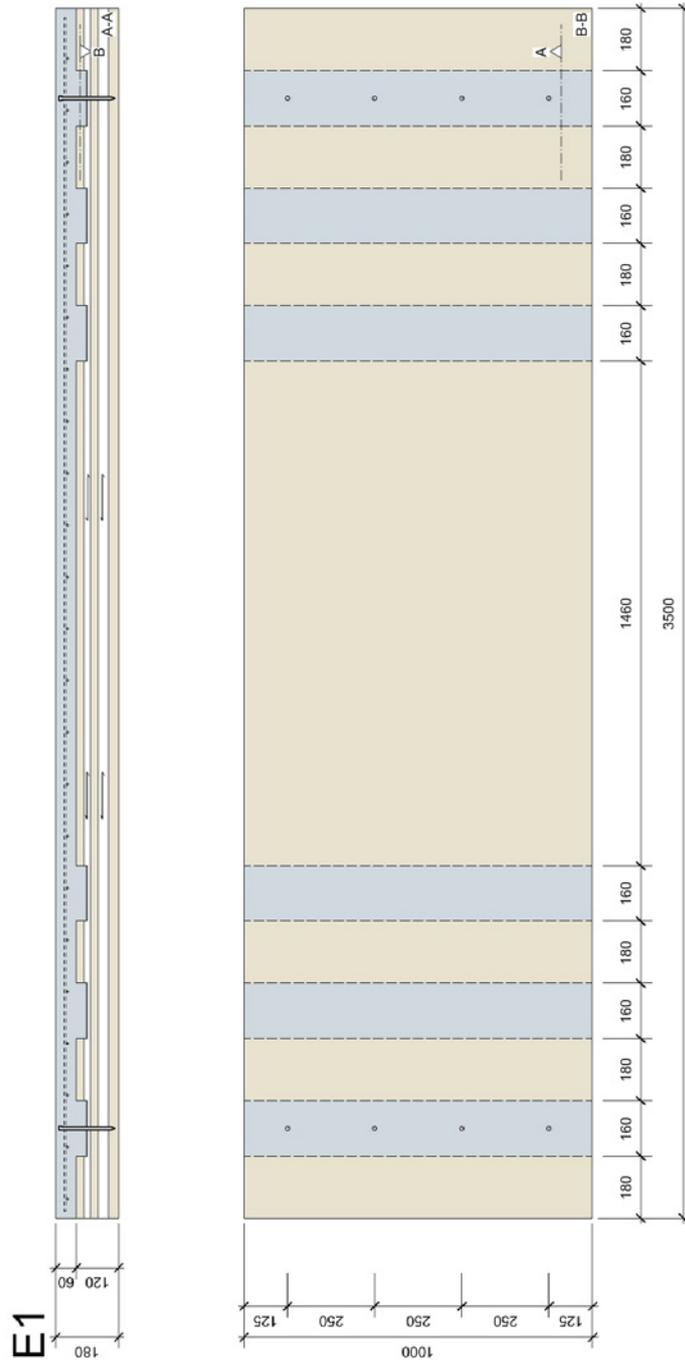


Abbildung A.24: E1

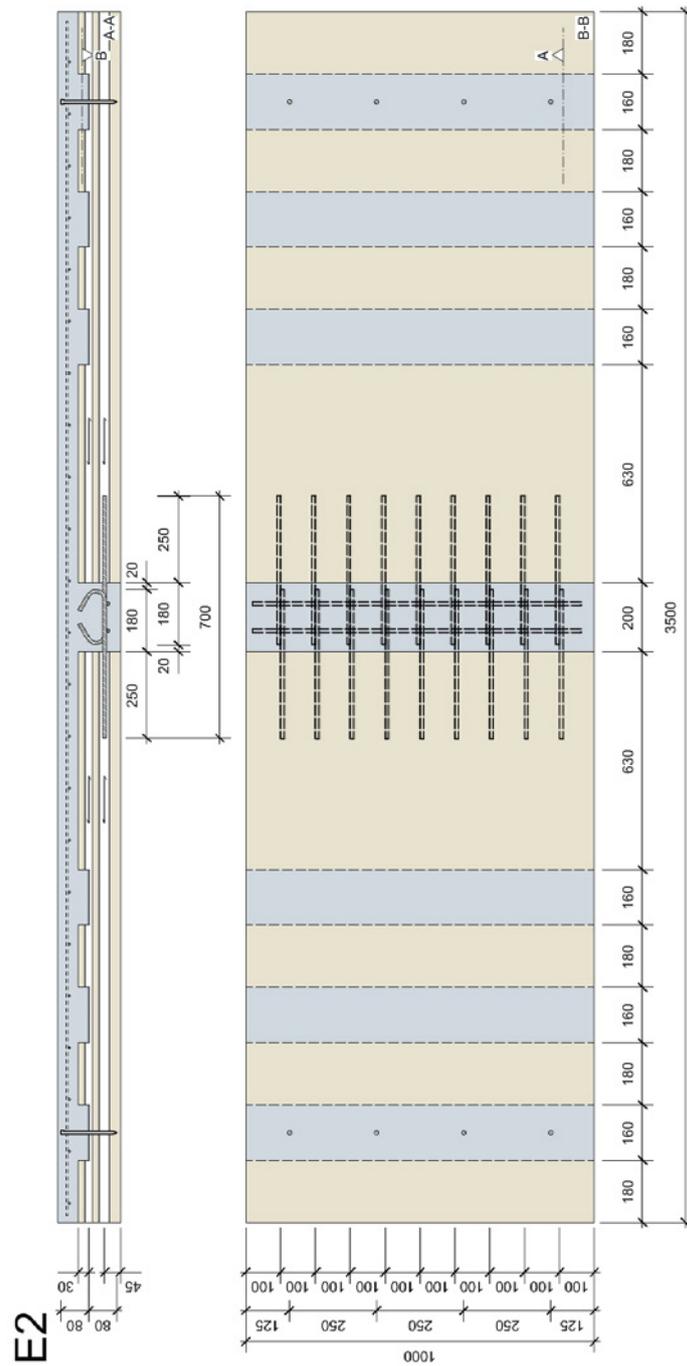


Abbildung A.25: E2

A.5.2 Holzfeuchte

Messung vor dem Betonieren der Betonlage:

Probe	Mittlere Rohdichte [kg/m ³]	Mittlere Holzfeuchte [%]
E1-1	465	12,3
E1-2	455	9,8
E1-3	468	9,6
E2-1 links	485	11,1
E2-1 rechts	490	9,3
E2-2 links	463	9,1
E2-2 rechts	474	11,0
E2-3 links	485	11,8
E2-3 rechts	490	11,2
Mittelwert	475	10,6
CV	3%	10%

Tabelle A.10: Holzfeuchte vor Betonage

Messung zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung:

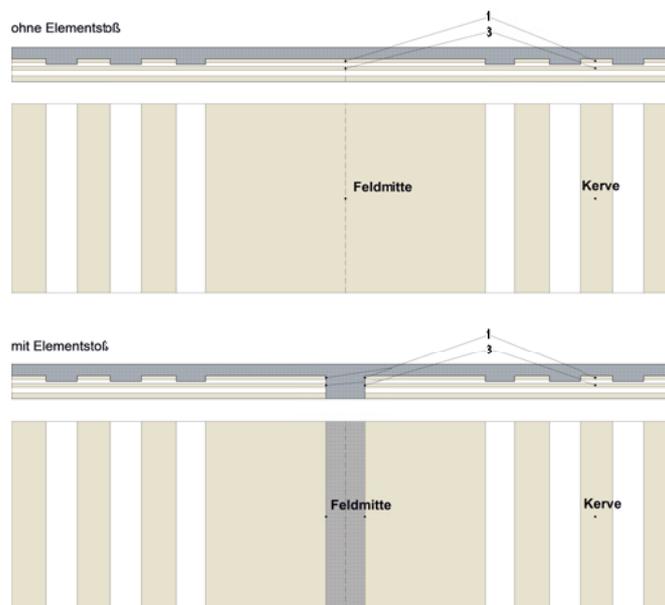


Abbildung A.26: Übersicht Messpunkte Holzfeuchte Elementstoßprüfkörper

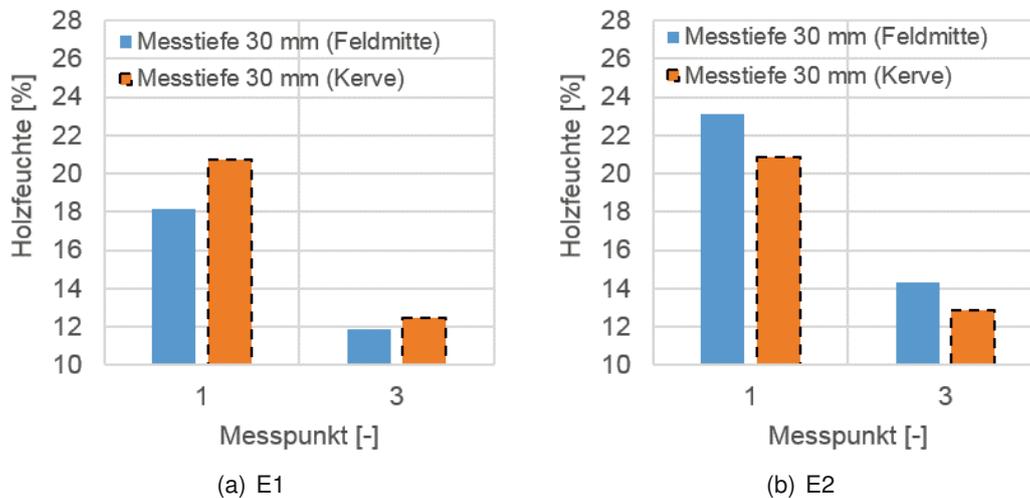


Abbildung A.27: Holzfeuchte Elementstoßprüfkörper - Kerfe nach $t_B = 19d$

A.5.3 Bewehrungsstab

Zur Ermittlung der Baustoffkennwerte des bestellten Betonstabstahls B500B mit $d = 10$ mm wurden an zwei Bewehrungsstäben Zugversuche nach DIN EN ISO 6892-1:2009-12 durchgeführt. In Abbildung A.28 sind die Spannungs-Dehnungs-Diagramme der Zugproben und in Tabelle A.11 die Ergebnisse gezeigt.

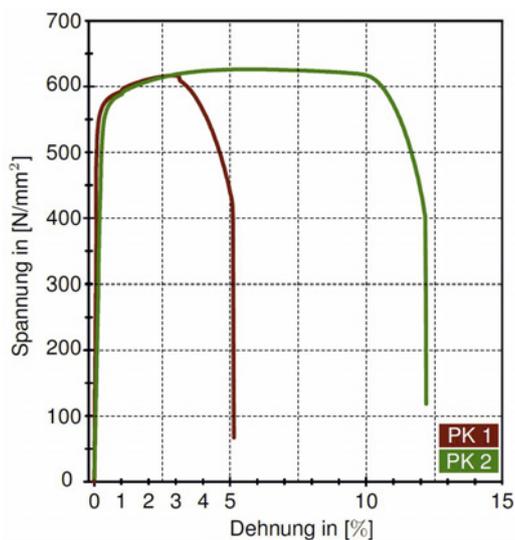


Abbildung A.28: Spannungs-Dehnungs-Diagramm der im Elementstoßversuch verwendeten zugbeanspruchten Bewehrungsstäbe

Bezeichnung	d [mm]	E_S [N/mm ²]	$R_{p0,2}$ [N/mm ²]	R_m [N/mm ²]	$R_m/R_{p0,2}$ [-]	F_{max} [kN]	A_{gt} [%]	s_0 [mm ²]
PK 1	10	205.200	577,39	616,91	1,068	47,193	2,92	76,5
PK 2	10	203.600	566,44	626,27	1,105	47,868	5,68	76,43

mit

R_p	2% Dehngrenze
R_m	Zugfestigkeit
F_{max}	Maximalkraft
A_{gt}	Prozentuale Gesamtdehnung bei Maximalkraft
s_0	Anfangsquerschnitt innerhalb der Versuchslänge
$R_m/R_{p0,2}$	Streckgrenzenverhältnis B500B $\geq 1,08$

Tabelle A.11: Versuchsergebnisse der Zugprüfung der Bewehrungsstähle

Aus den Versuchen wird ersichtlich, dass es sich um einen kaltverformten Stahl handelt. Bei PK 2 ist das Streckgrenzenverhältnis für einen hochduktilen Betonstahl nicht eingehalten.

Abbildungsverzeichnis

1.1	Einachsig tragende Brettstapel-Beton-Verbundplatte mit Kerven als Schubverbinder	2
1.2	Einachsig tragende Brettstapel-Beton-Verbundplatte mit geneigten Schrauben als Schubverbinder	2
1.3	Zweiachsig tragende Brettsperrholzplatte	3
1.4	Rollschub im Brettsperrholz	3
1.5	Nachgiebiger Verbund [Mestek u. Winter 2014]	4
1.6	Trajektorien in einer einachsig tragenden Platte	6
1.7	Trajektorien in einer zweiachsig tragenden, orthotropen Platte	7
1.8	Zweiachsig tragende Brettsperrholz-Beton-Verbundplatte mit Kerven als Schubverbinder	7
1.9	Zweiachsig tragende Brettsperrholz-Beton-Verbundplatte mit geneigten Schrauben als Schubverbinder	8
1.10	Kraftschlüssiger Elementstoß	8
1.11	Koordinaten und Schnittebenen	10
2.1	Kerbe Typ 0: Kerbe im einachsig tragendem HBV-System	14
2.2	Kerven im zweiachsig tragenden Holz-Beton-Verbundsystem	16
2.3	Kerbe Typ 1-0°: Teilweise Einbindung der Kerbe in die obere Decklage des Brettsperrholzes in Faserrichtung ($\alpha = 0^\circ$)(xz-Ebene)	17
2.4	Kerbe Typ 1-90°: Teilweise Einbindung der Kerbe in die obere Decklage des Brettsperrholzes quer zur Faserrichtung ($\alpha = 90^\circ$)(yz-Ebene)	17
2.5	Kerbe Typ 2: Vollständige Einbindung der Kerbe in die oberer Decklage des Brettsperrholzes	18
2.6	Kerbe Typ 1b und 3: Teilweise Einbindung der Betonkonsole in die nächste in Faserrichtung ausgerichtete Lage	18
2.7	Versuchsaufbau	19
2.8	Messpunkte an Prüfkörper „vorne“	20
2.9	Messpunkte an Prüfkörper „hinten“	20
2.10	Prüfkörperkonfiguration Push-Out-Versuch - Kerbe	21
2.11	Versagensbilder Push-Out-Versuch - Kerbe	22
2.12	Parameter FEM-Simulation Kerbe	24
2.13	Horizontale Verformung u_x der Kerbe Typ 1 mit $t_k = 20$ mm, $t_{BSP,1} = 40$ mm, $t_{BSP,2} = 20$ mm nach Abbildung 2.12 [ANSYS 17.1]	25
2.14	Schubspannung τ_{xz} der Kerbe Typ 1 mit $t_k = 20$ mm, $t_{BSP,1} = 40$ mm, $t_{BSP,2} = 20$ mm nach Abbildung 2.12 [ANSYS 17.1]	26
2.15	Parameter FEM-Simulation Kerbe	27
2.16	Horizontale Verformung u_x der Kerbe Typ 2 mit $t_k = 20$ mm, $t_{BSP,1} = t_{BSP,2} = t_{BSP,3} = 20$ mm nach Abbildung 2.15 [ANSYS 17.1]	27
2.17	Schubspannung τ_{xz} der Kerbe Typ 2 mit $t_k = 20$ mm, $t_{BSP,1} = t_{BSP,2} = t_{BSP,3} = 20$ mm nach Abbildung 2.15[ANSYS 17.1]	27
2.18	Kerbe Typ 2 mit verdichteter Anordnung ($\alpha = 90^\circ$)	28
2.19	Horizontale Verformung u_x der Kerbe mit $t_k = 15$ mm, $t_{BSP,1} = t_{BSP,2} = t_{BSP,3} = 20$ mm nach Abbildung 2.15 [ANSYS 17.1]	29

2.20 Schubspannung τ_{xz} der Kerne mit $t_k = 35$ mm, $t_{BSP,1} = t_{BSP,2} = t_{BSP,3} = 20$ mm nach Abbildung 2.15 [ANSYS 17.1]	29
2.21 Kreuzung der Kernen im Platteneck (xy-Ebene)	31
2.22 Axiale Beanspruchung einer geneigten Schraube als Schubverbindung in einer Holz-Beton-Verbunddecke (K_{ser} wirkt parallel zur Verbundfuge)	32
2.23 Laterale Beanspruchung einer Schraube als Schubverbindung in einer Holz-Beton-Verbunddecke (K_{ser} wirkt parallel zur Verbundfuge)	33
2.24 Herleitung Hauptschubkraft in einem zweiachsig tragenden System	35
2.25 Schraube im zweiachsig tragenden Plattensystem	35
2.26 Koordinaten und Schnittebenen der Schubverbindung mit Schrauben in einer zweiachsig tragenden Platte	36
2.27 Kombinierte Schraubenbeanspruchung (K und F wirken parallel zur Verbundfuge in der Plattenebene (xy))	37
2.28 Vergleich der maximalen Tragfähigkeit einer Holz-Beton-Verbund-Schraubenverbindung mit Würth ASSYplus Vollgewindeschrauben in Abhängigkeit des Winkels β zwischen Schubkraft und Ausrichtung der Schraube in der Grundebene (xy)	39
2.29 Verschiebungsverhalten infolge eines orthotropen Verschiebungsmoduls	40
2.30 Verschiebungsmodul der Schraubenschubverbindung in Abhängigkeit von β in [kN/m-m/Stk]	41
2.31 Prüfkörperkonfiguration Push-Out-Versuch - Schraube	42
2.32 Versagensbild Push-Out-Versuch - Schraube	43
2.33 Plattenausschnitt	45
2.34 Schubspannungen in der Verbundfuge im Plattenausschnitt nach Abbildung 2.33	45
2.35 Schraubenanordnung im Plattenausschnitt nach Abbildung 2.33 auf Basis des in Abbildung 2.34 dargestellten FEM-Simulationsergebnisses	45
3.1 Verformungsfigur eines Plattenabschnitts unter reiner Drillbeanspruchung	47
3.2 Trägerrostmodell aus [Mestek 2011] mit $B_{xy} = B_{yx}$	48
3.3 Schematischer Versuchsaufbau	48
3.4 Versuchsaufbau zur Drilluntersuchung	49
3.5 Schematische Darstellung Prüfkörperkonfiguration Drillversuch	49
3.6 Anordnung der Schraubenverbindung im Drillprüfkörper	50
3.7 Anordnung der Kervenverbindung im Drillprüfkörper	51
3.8 Kraft-Verformungskurve und Rissbild für Prüfkörper D1-3. (Die Nummerierung stimmt in den beiden Abbildungen überein.)	52
3.9 Fotos geprüfter Proben im Drillversuch	53
3.10 Übersicht Messpunkte zur Durchsenkung w_z der Drillplatte	54
3.11 Durchsenkung w_z der Drillplatte - Schraube	54
3.12 Durchsenkung w_z der Drillplatte - Kerne	55
4.1 Herleitung der zweiachsigen Versuchskonfiguration	57
4.2 Grundriss des Plattenversuchs mit $L = 3,40$ m	58
4.3 Ansicht des Plattenversuchsaufbaus	58
4.4 Anordnung der Kerven in der Gesamtplatte	60
4.5 Brettsperrholz mit Kervenschnitt	60
4.6 Schraubenanordnung im Versuchskörper G2	61

4.7	Anordnung der Schubverbindungsmitel im Prüfkörper	62
4.8	Betonieren eines Probekörpers	62
4.9	Rissbild der Betonoberseite nach der Versuchsbeanspruchung exemplarisch für die Prüfkörpertypen G1 und G2. Über die Fotos ist eine halbtransparente Zeichnung der Schubverbindungsmitelanordnung gelegt.	64
4.10	Kervenverbindung nach dem Versuch	65
4.11	Beispielhaftes Versagensbild an der Brettsperrholzunterseite	66
4.12	Qualitativ skizziertes Rissbild an der Brettsperrholzunterseite	66
4.13	Kraft-Verformungsdiagramm des Gesamtversuchs	67
4.14	Übersicht Messpunkte zur Aufnahme der vertikalen Verschiebung von Betonoberseite und Brettsperrholzunterseite	68
4.15	Differenz der vertikalen Verschiebung von Betonoberseite und Brettsperrholzunterseite - Kerne	69
4.16	Differenz der vertikalen Verschiebung von Betonoberseite und Brettsperrholzunterseite - Schraube	69
4.17	Übersicht Messpunkte zur Relativverschiebung zwischen Beton und den oberen Brettsperrholzlagen	70
4.18	Relativverschiebung zwischen Beton und den oberen Brettsperrholzlagen - Kerne	71
4.19	Relativverschiebung zwischen Beton und den oberen Brettsperrholzlagen - Schraube	71
4.20	Übersicht zu den Messpunkten der Dehnung ϵ an Betonoberseite und Brettsperrholzunterseite	72
4.21	Dehnung ϵ an Betonoberseite und Brettsperrholzunterseite - Kerne	73
4.22	Dehnung ϵ an Betonoberseite und Brettsperrholzunterseite - Schraube	73
4.23	Übersicht FEM-Modellausschnitt	74
4.24	Spezifikation FEM-Modell [ANSYS 17.1] - Fügung	76
4.25	Spezifikation FEM-Modell [ANSYS 17.1] - Material	76
4.26	Einflussfläche der Schraube	77
4.27	Modifizierte Decklage des Brettsperrholzes im FEM-Volumenmodell	78
4.28	Entwicklung des effektiven Schubmoduls G_{eff} nach Gleichung 4.4	79
4.29	Untersuchter Plattenausschnitt	80
4.30	Detailliertes Modell: Durchbiegung w_z [mm] (Verformung geometrisch stark vergrößert dargestellt.) - Ansicht 1	81
4.31	Detailliertes Modell: Durchbiegung w_z [mm] (Verformung geometrisch stark vergrößert dargestellt.) - Ansicht 2	81
4.32	Vereinfachtes Modell (NV2): Durchbiegung w_z [mm] (Verformung geometrisch stark vergrößert dargestellt.)	82
4.33	Untersuchte Auflagerreaktionen	83
4.34	Schubspannung τ_{xz} drillsteif ($G_{xy} = G_{xy,Material}$) [N/mm ²]	85
4.35	Schubspannung τ_{xz} drillweich ($G_{xy} = 0$) [N/mm ²]	85
4.36	Schubspannung τ_{yz} drillsteif ($G_{xy} = G_{xy,Material}$) [N/mm ²]	86
4.37	Schubspannung τ_{yz} drillweich ($G_{xy} = 0$) [N/mm ²]	86
4.38	Untersuchte Schnittachsen	87
4.39	Detailliertes Modell: Schubspannung τ in L/2 [N/mm ²]	88
4.40	Vereinfachtes Modell (NV3): Schubspannung τ in L/2 [N/mm ²]	88
4.41	Detailliertes Modell: Normalspannung σ in L/2 [N/mm ²]	89

4.42 Vereinfachtes Modell (NV3): Normalspannung σ für Variante NV3 in L/2 [N/mm ²] . . .	89
4.43 Ergebnis der Parameterstudie: Durchbiegung in Abhängigkeit der Verbundsteifigkeit .	94
4.44 Ergebnis der Parameterstudie: Verhältnis der Auflagerkräfte A_x und A_y in Abhängigkeit der Verbundsteifigkeit	95
4.45 Ergebnis der Parameterstudie zur Variation der Materialsteifigkeiten	96
4.46 Ergebnis der Parameterstudie zur Lagenanordnung des Brettspertholzes	97
5.1 Kraftschlüssiger Elementstoß zwischen zwei Elementen	99
5.2 Maßgebende Beanspruchung des kraftschlüssigen Elementstoßes in Nebenträgerichtung (y)	100
5.3 Referenzaufbau mit durchgehender Brettlage zur Bewertung des Verschiebungsmoduls einer Elementstoßverbindung (Schnitt)	100
5.4 Referenz mit durchgehender Brettlage zur Bewertung des Verschiebungsmoduls einer Elementstoßverbindung (Statisches Modell)	101
5.5 Elementstoßverbindung durch diagonal eingebrachte Vollgewindeschrauben (Schnitt)	101
5.6 Grundlagen zur Bewertung des Verschiebungsmoduls eines Elementstoßes mit geneigten Vollgewindeschrauben	102
5.7 Statisches Modell zur Ermittlung eines Ersatz-Verschiebungsmoduls	102
5.8 Steifigkeitsentwicklung des Elementstoßes mit 45°-geneigten Vollgewindeschrauben unter Zugbeanspruchung (vergleiche Abbildung 5.6)	105
5.9 Abstrahierte Konstruktion einer geklebten Schraubenpressklebeverbindung	106
5.10 Statisches Modell zur Ermittlung eines Ersatz-Verschiebungsmoduls einer geklebten Schraubenpressklebeverbindung	106
5.11 Grundlagen zur Bewertung des Verschiebungsmoduls eines Elementstoßes mit geneigten Vollgewindeschrauben	107
5.12 Elementstoßverbindung durch eingeklebte Bewehrungsstäbe und einer Betonkonsole	108
5.13 Qualitativer Spannungsverlauf einer zugbeanspruchten parallel zur Faser eingeklebten Gewindestange [Winter 2016]	110
5.14 Abstandslängen im Beton eingebrachte hakenförmige Rippenstähle	112
5.15 Vier-Punkt-Biegeversuch am Plattenstreifen	115
5.16 Aufbau der Prüfkörper in Schnitt und Grundriss	117
5.17 Konstruktionsdetail des im Versuch verbauten eingeklebten Bewehrungsstabs	118
5.18 Herstellung der Stoßverbindung mit eingeklebten Bewehrungsstäben - Teil 1	119
5.19 Herstellung der Stoßverbindung mit eingeklebten Bewehrungsstäben - Teil 2	119
5.20 Vergleich des Gesamtversagensbildes der Prüfkörper im Vier-Punkt-Biegeversuch . .	120
5.21 Versagensbilder der Stoßverbindung	121
5.22 Versagensbild der eingeleimten Bewehrungsstäbe an der Stoßunterseite	121
5.23 Übersicht Messpunkte: Horizontale Längenänderung u_H in Feldmitte auf Höhe der gestoßenen, zweiten Brettlage von unten	122
5.24 Horizontale Längenänderung u_H in Feldmitte auf Höhe der gestoßenen, zweiten Brettlage von unten	122
5.25 Übersicht Messpunkt: Mittendurchbiegung w_z im Vier-Punkt-Biegeversuch	123
5.26 Mittendurchbiegung w_z im Vier-Punkt-Biegeversuch	123
5.27 Planmäßige Fuge für die Ausbildung eines statisch nicht wirksamen Unterzugs	125
6.1 Kontaktvolumen im vereinfachten FEM-Volumenmodell	130

6.2	Der kraftschlüssige Elementstoß im vereinfachten Volumenmodell	131
6.3	Zusammenstellung der Durchbiegung w_{inst} und w_{fin} sowie deren Ausnutzung η gegenüber gegebener Grenzwerte. Schubverbindungsmittel: Kerbe. Die Ergebnisse sind nach der Höhe der Holzlage (120 140 160 180) und nach einachsiger (1achs) und zweiachsiger (2achs) Tragwirkung sortiert.	133
6.4	Zusammenstellung der Durchbiegung w_{inst} und w_{fin} sowie deren Ausnutzung η gegenüber gegebener Grenzwerte. Schubverbindungsmittel: Schraube. Die Ergebnisse sind nach der Höhe der Holzlage (120 140 160 180) und nach einachsiger (1achs) und zweiachsiger (2achs) Tragwirkung sortiert.	134
6.5	Ausgewählte Aufbauten	135
6.6	Zusammenstellung der Durchbiegung w_{inst} und w_{fin} sowie deren Ausnutzung η gegenüber gegebener Grenzwerte für ausgewählte Aufbauten nach Abbildung 6.5)	135
6.7	Verhältnis der Durchbiegung des Referenzaufbaus „BSP-HBV zweiachsig gestoßen“ (B 80 BSP 160 (20-20-40-40-40) K E 2achs) nach Abbildung 6.5 im Vergleich zu gegebenen Aufbauten i	136
6.8	Stützweitenverhältnis des Aufbaus „BSP-HBV zweiachsig (B 80 BSP 160 (20-20-40-40-40))“	137
A.1	S1	144
A.2	S2	145
A.3	S3	145
A.4	S4	146
A.5	S5	146
A.6	Holzfeuchte der Schubprüfkörper in Bezug auf das Betonalter t_B	147
A.7	Messpunkte zur Holzfeuchtemessung an den Schubprüfkörpern	148
A.8	Exemplarische Last-Verformungskurve der Push-Out-Versuche; L: Linke Prüfkörperseite, R: Rechte Prüfkörperseite	148
A.9	D1	149
A.10	D2	150
A.11	D3	151
A.12	D4	152
A.13	Übersicht Messpunkte Holzfeuchte Drillprüfkörper	153
A.14	Holzfeuchte Drillprüfkörper - Schrauben nach $t_B = 19d$	154
A.15	Holzfeuchte Drillprüfkörper - Kerbe $t_B = 19d$	154
A.16	G1-1	155
A.17	G1-2	156
A.18	G2-1 und G2-2	157
A.19	Übersicht Messpunkte Holzfeuchte Gesamtplattenprüfkörper	158
A.20	Holzfeuchte Gesamtplattenprüfkörper - Kerbe nach $t_B = 21d$	159
A.21	Holzfeuchte Gesamtplattenprüfkörper - Schraube nach $t_B = 21d$	159
A.22	Rissbild der Betonoberfläche der Gesamtplattenprüfkörper nach dem Versuch - Kerbe	160
A.23	Rissbild der Betonoberfläche der Gesamtplattenprüfkörper nach dem Versuch - Schraube	161
A.24	E1	162
A.25	E2	163



A.26 Übersicht Messpunkte Holzfeuchte Elementstoßprüfkörper	164
A.27 Holzfeuchte Elementstoßprüfkörper - Kerne nach $t_B = 19d$	165
A.28 Spannungs-Dehnungs-Diagramm der im Elementstoßversuch verwendeten zugbeanspruchten Bewehrungsstäbe	165

Tabellenverzeichnis

1.1	Eingrenzung der Untersuchungen	10
2.1	Vergleich der Steifigkeiten eines Vollholzes C24 in Faserrichtung ($\alpha = 0^\circ$) und quer zur Faserrichtung ($\alpha = 90^\circ$)	16
2.2	Übersicht Prüfkörper Schubversuch	21
2.3	Ergebnisse der Push-Out-Versuche an der Kervenverbindung nach [DIN EN 26891:1991-7]	23
2.4	Steifigkeitskennwerte des orthotropen Materials Holz der Festigkeitsklasse C24	23
2.5	Vergleich resultierender Verschiebungsmoduln der FEM-Simulationen nach Abbildung 2.15 und Abbildung 2.15	25
2.6	Vergleich resultierender Verschiebungsmoduln der FEM-Simulationen	28
2.7	Vergleich der Schubtragfähigkeit und -steifigkeit einer HBV-Schraubenverbindung mit Würth ASSYplus Vollgewindeschrauben getrennt nach [ETA-13/0029] und [Z-9.1-648] mit $\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$	34
2.8	Vergleich der maximalen Tragfähigkeit einer Holz-Beton-Verbund-Schraubenverbindung mit Würth ASSYplus Vollgewindeschrauben in Abhängigkeit des Winkels β zwischen Schubkraft und Ausrichtung der Schraube in der Grundebene (xy)	38
2.9	Verschiebungsmodul der Schraubenschubverbindung in Abhängigkeit von β in [kN/m-m/Stk]	41
2.10	Übersicht Prüfkörper Schubversuch	42
2.11	Ergebnisse der Push-Out-Versuche an Schrauben als Schubverbindungsmittel nach [DIN EN 26891:1991-7]	43
2.12	Vergleich der Verschiebungsmoduln Zulassung - Versuch in Abhängigkeit von β	44
3.1	Prüfkörperkonfiguration Drillversuch	49
3.2	Zusammenstellung der Drillsteifigkeiten B_{xy} als Ergebnis der Drillversuche getrennt nach „ungerissen“ (\Rightarrow ucrk) und „gerissen“ (\Rightarrow crk)	55
4.1	Prüfkörperkonfiguration Gesamtplatte	59
4.2	Ergebnis des Gesamtplattenversuchs	68
4.3	Material FEM-Simulation [N/mm ²]	75
4.4	Effektiver Schubmodul G_{eff} in Abhängigkeit der Material- und Verbundsteifigkeiten	79
4.5	FEM-Simulationen der Gesamtplatte: Durchbiegung in Feldmitte	82
4.6	FEM-Simulationen der Gesamtplatte: Auflagerkräfte mit $F_{ges} = A_x + A_y = 300,0 \text{ kN}$; Simulationsbedingt besteht eine Abweichung von maximal $\Delta 0,1\%$	83
4.7	FEM-Simulationen der Gesamtplatte: Reduktion der Drillsteifigkeit zu $G_{xy} = 0$; Vergleich mit Ergebnissen drillsteifer Konfigurationen mit $G_{xy} = G_{xy,Material}$	84
4.8	Übersicht Parameter	90
4.9	FEM-Parameterstudie am Gesamtplattenmodell: Eingangparameter	92
4.10	FEM-Parameterstudie: Übersicht Durchbiegung und äquivalenter Verschiebungsmodul	93
4.11	FEM-Parameterstudie: Übersicht Auflagerkräfte	94
4.12	Vergleich der Versuchs- und FEM-Simulationsergebnisse	97

5.1	Parameterstudie zur Steifigkeitsentwicklung von eingeklebten Bewehrungsstäbe und deren Reihungsdichte	109
5.2	Prüfkörperkonfiguration Elementstoß	116
5.3	Ergebnis des Vier-Punkt-Biegeversuchs	124
6.1	Flächenbezogener Verschiebungsmodul der Schubverbindungen	127
6.2	Steifigkeit Elementstoß	127
6.3	Lastannahme Eigengewicht	128
6.4	Lastannahme Nutzlast	128
6.5	Resultierende Lastkombinationen	128
A.1	Allgemeine Angaben zu den Betoneigenschaften	142
A.2	Mittleres E-Modul	142
A.3	Mittlere Würfeldruckfestigkeit	142
A.4	Mittlere Zylinderdruckfestigkeit	143
A.5	Mittlere Spaltzugfestigkeit	143
A.6	Mittlere Zugfestigkeit	143
A.7	Holzfeuchte vor Betonage	147
A.8	Holzfeuchte vor Betonage	153
A.9	158
A.10	Holzfeuchte vor Betonage	164
A.11	Versuchsergebnisse der Zugprüfung der Bewehrungsstäbe	166

Literaturverzeichnis

- [ANSYS 17.1] ANSYS 17.1: *Finite-Element-Software*. Workbench, Release 17.1, Ansys Inc., 2016,
- [Blaß 1993] BLASS, H. J.: Verbundkonstruktion Holz-Beton - Stand der Technik, Bemessungsgrundlagen, ausgeführte Bauten. In: *Tagungsband der 15. Dreiländer-Holztagung in Garmisch-Partenkirchen* (1993), S. 187–195
- [Blaß u. a. 2006] BLASS, H. J. ; BEJTKA, I. ; UIBEL, Thomas: *Tragfähigkeit von Verbindungen mit selbstbohrenden Holzschrauben mit Vollgewinde: Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau 4*. Karlsruher Institut für Technologie, Karlsruhe, 2006
- [Blaß u. a. 1995] BLASS, H. J. ; EHLBECK, J. ; LINDEN, M. L. R. van d. ; SCHLAGER, M.: *Trag- und Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen*. 1995
- [Colling 2014] COLLING, F.: *Holzbau: Grundlagen und Bemessungen nach EC 5*. 4. Auflage, Springer Vieweg, 2014
- [DIN 1052:2004-08] DIN 1052:2004-08: *Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken - Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau (zurückgezogen)*
- [DIN EN 16351:2015-12] DIN EN 16351:2015-12: *Holzbauwerke - Brettsper Holz - Anforderungen*
- [DIN EN 1991-1-1:2010-12] DIN EN 1991-1-1:2010-12: *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau*
- [DIN EN 1991-1-1/NA:2010-12] DIN EN 1991-1-1/NA:2010-12: *Nationaler Anhang und national festgelegte Parameter zu Eurocode 1, Teil 1-1*
- [DIN EN 1992-1-1:2011-01] DIN EN 1992-1-1:2011-01: *Eurocode 2: Bemessung von Konstruktionen von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken*
- [DIN EN 1995-1-1:2010-12] DIN EN 1995-1-1:2010-12: *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau*
- [DIN EN 1995-1-1/A2] DIN EN 1995-1-1/A2: *Berichtigung zu DIN EN 1995-1-1:2010-12*
- [DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08] DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08: *Nationaler Anhang und national festgelegte Parameter zu Eurocode 5, Teil 1-1*
- [DIN EN 26891:1991-7] DIN EN 26891:1991-7: *Holzbauwerke - Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln; Allgemeine Grundsätze für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens*
- [DIN EN 338:2016-07] DIN EN 338:2016-07: *Bauholz für tragende Zwecke - Festigkeitsklassen*
- [ETA-09/0036] ETA-09/0036: *MM-crosslam, Massive plattenförmige Holzbaulemente für tragende Bauteile in Bauwerken, Geltungsdauer 06/2013-06/2018*.

- [ETA-13/0029] ETA-13/0029: *Wuerth ASSY Plus VG: Selbstbohrende Schrauben für Holz-Beton-Verbund Konstruktionen, Geltungsdauer 01/2013-07/2017*
- [Franz u. Timm 1973] FRANZ, G. ; TIMM, G.: Versuche zur Haken- und Schlaufenverbindung bei biegebeanspruchten Platten. In: *Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Band 226* (1973)
- [Glaser 2005] GLASER, R.: *Zum Kurz- und Langzeitverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen*, TU Cottbus, Diss., 2005
- [Kordina u. Fuchs 1973] KORDINA, K. ; FUCHS, G.: Untersuchungen an Übergreifungs- Vollstößen mit hakenförmig-gebogenen Rippenstählen. In: *Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Band 266* (1973)
- [Kreuzinger u. Scholz 1999] KREUZINGER, H. ; SCHOLZ, A.: *Wirtschaftliche Ausführungs- und Bemessungsmethode von ebenen Holzelementen (Brücken, Decken, Wände)*. Forschungsbericht. Institut für Tragwerksbau, Fachgebiet Holzbau, TU München, 1999
- [Kreuzinger u. Scholz 2003] KREUZINGER, H. ; SCHOLZ, A.: *Flächentragwerke. Berechnung und Konstruktion*. Schlussbericht zum AiF-Forschungsvorhaben Nr. 12979; Fachgebiet Holzbau, TU München, 2003
- [Kudla 2015] KUDLA, K.: *Notched Connections for TCC Structures as Part of the Standard: COST Action FP1402 - Short Term Scientific Mission*. Universität Stuttgart, 2015
- [Küng 1987] KÜNG, R.: *Verbunddecke Holz-Leichtbeton*. Forschungsbericht F 1108, Technische Universität Graz, 1987
- [Lechner 2016] LECHNER, M.: *Entwicklung einer Elementstoß-Verbindung für zweiachsig spannende Brettsperrholz-Beton-Verbunddecken*. Masterarbeit, Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion, TU München, 2016
- [Leonhardt u. a. 1973] LEONHARDT, F. ; WALTHER, R. ; DIETERLE, H.: Versuche zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Zugschlaufenstößen. In: *Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Band 226* (1973)
- [Mestek 2011] MESTEK, P.: *Punktgestützte Flächentragwerke aus Brettsperrholz (BSP) – Schub-bemessung unter Berücksichtigung von Schubverstärkungen*, Technische Universität München, Diss., 2011
- [Mestek u. a. 2011] MESTEK, P. ; KREUZINGER, H. ; WINTER, S.: *TEILPROJEKT 15: TP 15 Flächen aus Brettstapeln, Brettsperrholz und Verbundkonstruktionen*. 2011
- [Mestek u. Winter 2014] MESTEK, P. ; WINTER, S.: *Skript zur Vorlesung Ingenieurholzbau II*. Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion, TU München, 2014
- [Michelfelder 2006] MICHELFELDER, B. C.: *Trag- und Verformungsverhalten von Kerven bei Brettstapel-Beton-Verbunddecken*. Stuttgart, Universität Stuttgart, Diss., 2006
- [Möler 1956] MÖLER, K.: *Über das Tragverhalten von Biegeträgern und Druckstäben mit zusammengesetzten Querschnitten und nachgiebigen Verbindungsmitteln*. Habilitationsschrift, Universität Karlsruhe, 1956

- [Natterer u. Hoeft 1987] NATTERER, J. ; HOEFT, M.: *Zum Tragverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen*. Forschungsbericht CERS Nr. 1345. Ecole Polytechnique Federale de Lausanne, 1987
- [Rautenstrauch u. a. 2001] RAUTENSTRAUCH, K. ; GROSSE, M. ; LEHMANN, S.: *Untersuchung des Tragverhaltens von Brettstapel-Beton-Verbunddeckenplatten*. 2001
- [Ringhofer 2016] RINGHOFER, Andreas: *Stiffness Properties of Axially Loaded Self-Tapping Screws: COST Action FB1402 - Short Term Scientific Mission*. Graz, 2016
- [Schoenborn 2006] SCHOENBORN, F.: *Holz-Beton-Fertigteilelemente*. Innsbruck, Leopold-Franzens-Universität, Diss., 2006
- [Scholz 2003] SCHOLZ, A.: *Ein Beitrag zur berechnung von Flächentragwerken aus Holz*. München, Technische Universität München, Diss., 2003
- [Steiger 2012] STEIGER, René: In Brettschichtholz eingeklebte Gewindestangen: Stand des Wissens zu einer leistungsfähigen Verbindungstechnik. In: *Tagungsband 18. Internationales Holzbau-Forum* (2012)
- [Wallner-Novak u. a. 2013] WALLNER-NOVAK, M. ; KOPPELHUBER, J. ; POCK, K. ; PROHOLZ AUSTRIA (Hrsg.) ; WALLNER-NOVAK, Markus (Hrsg.): *Brettsperrholz Bemessung: Informationen für die Berechnung und konstruktive Gestaltung von Holztragwerken*. 2013
- [Winter 2016] WINTER, S.: *Vorlesungsunterlagen zum Ingenieurholzbau I*. Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion, TU München, 2016
- [Z-9.1-648] Z-9.1-648: *Würth ASSYplus VG Schrauben als Verbindungsmittel für Holz-Beton-Verbundkonstruktionen, Geltungsdauer 11/2012-11/2017*.
- [Z-9.1-705] Z-9.1-705: *2K-EP-Klebstoff WEVO-Spezialharz EP 32 S mit WEVO-Härter B 22 TS zum Einkleben von Stahlstäben in Holzbaustoffe, WEVO Chemie GmbH*