

Trag- und Verformungsverhalten von Kernen bei Brettstapel-Beton-Verbunddecken

Von der Fakultät Bau- und Umweltingenieurwissenschaften
der Universität Stuttgart zur Erlangung der Würde eines Doktors
der Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.) genehmigte Abhandlung

vorgelegt von

Birgit Christiane Michelfelder

aus Heilbronn-Neckargartach

Hauptberichterin:	Professorin Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann
Mitberichter:	Professor Dr.-Ing. Hans Joachim Blaß
	Professor Dr.-Ing. Rolf Eligehausen

Tag der mündlichen Prüfung: 25.April 2006

Institut für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart

2006

Mitteilungen des Instituts für Konstruktion und Entwurf; Nr. 2006-1

Birgit Christiane Michelfelder Trag- und Verformungsverhalten von Kerven bei Brettstapel-Beton-Verbunddecken

Herausgeber Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann
Pfaffenwaldring 7
70569 Stuttgart
Telefon: (0711) 685 66245
Telefax: (0711) 685 66236

Redaktion Dipl.-Ing. Bernadette Froschmeier

D 93

© Institut für Konstruktion und Entwurf; Stuttgart 2006

Alle Rechte vorbehalten

ISSN 1439-3751

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftliche Mitarbeiterin am Institut für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart.

Mein besonderer Dank gilt Frau Professorin Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann, Institut für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart, für das entgegengebrachte Vertrauen, ihre Unterstützung und ihr Engagement bei der Anfertigung der Arbeit und für die Übernahme des Hauptberichts. Auch möchte ich mich für die Möglichkeit bedanken, gemeinsame Veröffentlichungen zu schreiben und Vorträge zu halten.

Herrn Professor Dr.-Ing. Hans Joachim Blaß, Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen der Universität Karlsruhe und Herrn Professor Dr.-Ing. Rolf Eligehausen, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart danke ich sehr herzlich für die anregenden Diskussionen, die kritische Durchsicht der Arbeit und die Übernahme des Mitberichts.

Danken möchte ich auch Herrn Dr. Simon Aicher, sowie allen Mitarbeitern der Abteilung 12 Holzbau der MPA Universität Stuttgart, für die Unterstützung und die Diskussionen im Rahmen meiner Versuche.

Ein weiterer Dank gilt der Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen „Otto von Guericke“ e.V. (AiF) und der Deutschen Gesellschaft für Holzforschung e.V. (DGfH) für ihre finanzielle Unterstützung der experimentellen und theoretischen Untersuchungen.

Mein persönlicher Dank gilt meinen Holzbaukollegen Gabriele Teichmann und Jörg Schänzlin für die fruchtbaren Diskussionen, Bastian Keller für die Unterstützung bei den Versuchen, meinen Diplomanden/Innen für die Mithilfe und Unterstützung meiner Arbeit, Annette Detzel und Nils Albrecht für die Durchsicht des Manuskripts und allen Kolleginnen und Kollegen, sowie wissenschaftlichen Hilfskräften für die Anregungen und die gute Zusammenarbeit.

Ein ganz besonderer Dank gilt meinem Freund, meiner Familie und meinem Freundeskreis für die Unterstützung und das Verständnis in kritischen Phasen. Sie haben durch ihre Geduld und Toleranz entscheidend zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen.

Stuttgart im April 2006

Kurzdarstellung

Holz-Beton-Verbunddecken, ursprünglich entstanden als effiziente Sanierungs- und Verstärkungsmaßnahme bestehender Holzbalkendecken, finden auch in Neubauten beispielsweise in Form von Brettstapel-Beton-Verbunddecken immer mehr Anwendung. Die Vorteile dieser Bauweise liegen in der Kombination günstiger Eigenschaften beider Materialien, die über einen effizient ausgebildeten Verbund gekoppelt werden. Durch Kombination der Werkstoffe Holz und Beton kann eine deutliche Steigerung von Tragfähigkeit und Steifigkeit, Schall- und Brandschutz, sowie der Ausgleich von Temperatur- und Feuchteschwankungen erreicht werden, als durch den alleinigen Einsatz von Holz bzw. Beton.

Durch die Anordnung in der Zugzone ersetzt das Holz mit seiner vergleichsweise hohen Zugfestigkeit die gerissene Zugzone des Betons und trägt durch seine Funktion als verlorene Schalung zu einer wirtschaftlichen Fertigung bei. Der Beton wird zur Aufnahme der Druckkräfte an der Deckenoberseite angeordnet. Entscheidend beeinflusst wird das Trag- und Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken durch die Wahl und Anordnung der Verbundmittel. Die Verbundfuge soll idealerweise so ausgebildet sein, dass Relativverschiebungen zwischen Holz und Beton vermieden werden.

Die vorliegende Arbeit behandelt das Trag- und Verformungsverhalten von Kerven als Verbundmittel bei Brettstapel-Beton-Verbunddecken. Die Motivation liegt dabei vor allem in der Optimierung des bisher relativ aufwändig gestalteten Verbundmittels Kerbe, das i.d.R. mit zusätzlich eingebauten Verbindungsmitteln zur Abhebesicherung ergänzt wird. Auf Grundlage experimenteller Untersuchungen wird das lokale Trag- und Verformungsverhalten des Verbundmittels durch numerische und mechanische Modellierung erfasst und optimiert. Durch die Ermittlung entsprechender Kennwerte wie Traglast, Verbundmittelsteifigkeit und Kriechfaktor der Verbindung, wird deren zutreffende Erfassung im Rahmen bestehender Berechnungsverfahren möglich.

Globale Untersuchungen am Gesamtsystem der Decke bilden die Basis konkreter Konstruktions- und Bemessungsregeln. Diese ermöglichen eine optimierte Ausführung und verhindern, dass kritische Bereiche bei der Bemessung unberücksichtigt bleiben.

Da Kerven üblicherweise an den Verlauf der Schubkraft angepasst in den Deckenrandbereichen angeordnet werden, liegt eine starke Abstufung des Verbundmittelabstandes vor. Um diese bei der Berechnung berücksichtigen zu können, werden die bestehenden Berechnungsverfahren unter Berücksichtigung des Langzeitverhaltens beurteilt und angepasst.

Die Ergebnisse der vorliegenden Arbeit ermöglichen eine effiziente Anwendung des Verbundmittels Kerbe und führen somit zu einer wirtschaftlichen Fertigung von Brettstapel-Beton-Verbunddecken. Konkrete Hinweise hinsichtlich Ausführung und Bemessung ermöglichen eine realistische Erfassung verschiedener Einflüsse und verhindern Schäden durch Vernachlässigung lokaler Spannungsspitzen. Die Verfasserin hofft, mit dieser Arbeit einen Beitrag zur breiteren Akzeptanz und vermehrten Ausführung dieser Bauweise geleistet zu haben.

Abstract

Originally timber-concrete composite slabs have been developed to strengthen existing timber joist floors with a concrete slab. But this construction technique is also applied in new buildings, usually as a combination of nail-laminated board stacks and above lying concrete. The advantage of this construction technique is the combination of favourable properties of both materials, which are coupled with an effective shear connection. By combining timber and concrete in a composite structure a considerable upgrading of strength and stiffness, improved sound insulation and fire protection and a compensation of temperature and moisture can be reached more efficient, than by using timber respectively pure reinforced concrete.

The timber, with its high tensile strength, is placed in the tension zone of the composite slab. It also has the benefit of being a permanent formwork of the concrete slab and thereby leads to a more economic manufacturing. The concrete is placed on top to carry the compressive forces.

The global structural and deformation behaviour of a timber-concrete composite slab strongly depends on the load-slip behaviour and the arrangement of the connectors between the two components. The shear-connection has to be performed in such a way, that relative displacements between timber and concrete are avoided.

The presented doctoral thesis deals with the load- and deformation behaviour of grooves as shear-connectors in timber-concrete composite structures. The main intention is to optimise this type of connection, which so far has been configured very complex and costly, caused by additionally installed mechanical joints to avoid uplift.

Based on several experimental investigations, the local load- and deformation behaviour of this type of connection is described and optimised by numerical and mechanical models. By developing reference values, such as the ultimate load, the stiffness and the creeping coefficient of the connection, it is possible to integrate the behaviour of grooves in the existing methods of analysis. Global investigations on real size composite structures are being performed to derive structural and design rules. These rules lead to efficient structures and avoid that critical areas within the calculation are neglected.

As grooves are usually placed at the edges of the composite slab in the sections of the maximum shear forces, the connectors are partially placed in higher distances to each other. In order to find out, if the existing methods of analysis are capable of taking various connection distances into account, comparisons of calculations of different methods are performed. If necessary, suggestions of improvement are pointed out.

The results presented in this doctor thesis ensure an efficient application of grooves as shear-connectors and lead to an economic manufacturing of nail-laminated timber-concrete composite slabs. Detailed information concerning the construction and the calculation allow to consider different influences and avoid damages caused by neglecting local sections with high stresses. With this thesis the author aims at a wider acceptance and augmented implementation of this construction technique.

Inhaltsverzeichnis

1	Einführung	1
1.1	Allgemeines	1
1.2	Begriffsbestimmung	3
1.3	Fragestellung	3
1.4	Zielsetzung und Abgrenzung	5
1.5	Vorgehen	5
1.6	Übersicht	6
2	Untersuchungen zum Verbundmittel „Kerve“	7
2.1	Lokale Analyse des Trag- und Verformungsverhaltens	7
2.1.1	Einführung	7
2.1.2	Stand der Forschung	8
2.1.3	Experimentelle Untersuchungen	10
2.1.3.1	Kurzzeit-Scherversuche	10
2.1.3.2	Langzeit-Scherversuche	23
2.1.3.3	Erkenntnisse und offene Fragen	26
2.1.4	Numerische Untersuchungen	27
2.1.4.1	Einführung	27
2.1.4.2	Modellierung	27
2.1.4.3	Ergebnisse	31
2.1.5	Mechanische Modellierung	38
2.1.5.1	Einführung	38
2.1.5.2	Modellentwicklung	39
2.1.5.3	Analyse des Tragverhaltens	44
2.2	Parameterstudie	45
2.2.1	Einführung	45
2.2.2	Einfluss der Kervertiefe	45
2.2.3	Einfluss der Vorholzlänge	46
2.2.4	Einfluss des Kervenwinkels	47

2.2.5	Einfluss der Schraubenlage	50
2.2.6	Einfluss des Holz-E-Moduls	51
2.2.7	Zusammenfassung	52
2.3	Entwicklung von Kennwerten für die Bemessung	53
2.3.1	Einführung	53
2.3.2	Verbundmitteltragfähigkeit	53
2.3.2.1	Allgemeines	53
2.3.2.2	Tragfähigkeit der Holzkomponente	53
2.3.2.3	Untersuchungen zur Betonkomponente	55
2.3.2.4	Tragfähigkeit der Betonkomponente	59
2.3.2.5	Tragfähigkeit des Verbundmittels Kerne	61
2.3.3	Verbundmittelsteifigkeit	62
2.3.3.1	Probabilistische Untersuchung	62
2.3.3.2	Ergebnisse der Simulation	67
2.3.3.3	Ableitung der Verbundmittelsteifigkeit für die Berechnung im GZT und GZG	69
2.3.3.4	Einordnung der Verbundmittelsteifigkeit	69
2.3.4	Kriechfaktor des Verbundmittels	70
2.4	Zusammenfassung	73
3	Untersuchungen am Biegeträger	75
3.1	Globale Analyse des Trag- und Verformungsverhaltens	75
3.1.1	Einführung	75
3.1.2	Stand der Forschung	76
3.1.3	Experimentelle Untersuchungen	80
3.1.3.1	Versuchsprogramm	80
3.1.3.2	Versuchsbeschreibung	80
3.1.3.3	Versuchsergebnisse	82
3.1.4	Numerische Untersuchungen	85
3.1.4.1	Einführung	85
3.1.4.2	Modellierung	85
3.1.4.3	Ergebnisse	86

3.1.5	Mechanische Modellierung	90
3.1.5.1	Einführung	90
3.1.5.2	Modellentwicklung	91
3.1.5.3	Analyse des Tragverhaltens	94
3.2	Weiterführende Parameteruntersuchungen	95
3.2.1	Einführung	95
3.2.2	Parameteruntersuchungen zur Notwendigkeit zusätzlicher stiftförmiger Ver- bindungsmittel zur Abhebesicherung	97
3.2.2.1	Allgemeines	97
3.2.2.2	Schwinden des Betons	98
3.2.2.3	Auflagerungsart	106
3.2.3	Parameteruntersuchungen zur Entwicklung von Konstruktionsregeln	108
3.2.3.1	Allgemeines	108
3.2.3.2	Kervenzahl und Kervenanordnung in Abhängigkeit von der Trägerlänge	109
3.2.3.3	Verhältnis Brettstapelhöhe zu Betonhöhe	117
3.2.3.4	Verhältnis Kerventiefe zu Brettstapelhöhe	118
3.2.3.5	Belastung durch Linienlast in Querrichtung	119
3.2.4	Ableitung von Konstruktionsregeln	121
3.2.4.1	Allgemeines	121
3.2.4.2	Wahl des Höhenverhältnissen Brettstapel / Beton	121
3.2.4.3	Wahl der Kerventiefe	122
3.2.4.4	Wahl der Kervenzahl und Anordnung	122
3.2.4.5	Idealisierung des Auflagers	123
3.2.4.6	Anordnung von Linienlasten in Querrichtung	123
3.2.5	Zusammenfassung der Parameterstudie	123
3.3	Zusammenfassung	124
4	Beurteilung vorhandener Berechnungsverfahren	125
4.1	Einführung	125
4.2	Berechnung als nachgiebig zusammengesetzter Biegeträger	126
4.2.1	Allgemeines	126
4.2.2	Berücksichtigung abgestufter Verbundmittelanordnung	126

4.2.2.1	Allgemeines	126
4.2.2.2	Ansätze zur Ermittlung des effektiven Verbundmittelabstandes	128
4.2.3	Berechnung und Nachweis von Brettstapel-Beton-Verbunddecken nach dem γ -Verfahren unter Berücksichtigung des Langzeitverhaltens	131
4.2.3.1	Allgemeines	131
4.2.3.2	Verbundmittelsteifigkeit unter Berücksichtigung des Langzeitverhalten	132
4.2.3.3	Verbundmitteltragfähigkeit unter Berücksichtigung des Langzeitverhaltens:	132
4.2.3.4	Beurteilung des γ -Verfahrens unter Berücksichtigung des Langzeitverhaltens	132
4.3	Berechnung als Stabwerk	133
4.3.1	Allgemeines	133
4.3.2	Vergleich zwischen FE- und Stabwerksberechnung	134
4.3.3	Berechnung und Bemessung von Brettstapel-Beton-Verbunddecken als Stabwerk unter Berücksichtigung des Langzeitverhaltens	135
4.3.3.1	Allgemeines	135
4.3.3.2	Verbundmittelsteifigkeit unter Berücksichtigung des Langzeitverhalten	136
4.3.3.3	Verbundmitteltragfähigkeit unter Berücksichtigung des Langzeitverhalten	136
4.3.3.4	Beurteilung der Stabwerksberechnung unter Berücksichtigung des Langzeitverhaltens	136
4.4	Berechnung nach dem Schubanalogieverfahren	137
4.4.1	Allgemeines	137
4.4.2	Vergleich zwischen FE- und Schubanalogieverfahren	139
4.4.3	Berechnung und Bemessung von Brettstapel-Beton-Verbunddecken mit dem Schubanalogieverfahren unter Berücksichtigung des Langzeitverhaltens	140
4.4.3.1	Allgemeines	140
4.4.3.2	Verbundmittelsteifigkeit unter Berücksichtigung des Langzeitverhalten	141
4.4.3.3	Verbundmitteltragfähigkeit unter Berücksichtigung des Langzeitverhalten	141

4.4.3.4	Beurteilung des Schubanalogieverfahrens unter Berücksichtigung des Langzeitverhaltens	141
4.5	Zusammenfassung	142
5	Zusammenfassung und Ausblick	145
5.1	Zusammenfassung	145
5.1.1	Allgemeines	145
5.1.2	Lokale Untersuchung am Verbundmittel	145
5.1.3	Globale Untersuchung am Biegeträger	146
5.1.4	Anwendung der Ergebnisse in der Berechnung	146
5.1.5	Schlussbetrachtung	147
5.2	Ausblick	147
6	Bezeichnungen	149
6.1	Lateinische Bezeichnungen	149
6.2	Griechische Bezeichnungen	152
6.3	Indizes	153
7	Literatur	154
Anhang		
A	Ablauf der Berechnung von Brettstapel-Beton-Verbunddecken nach dem γ -Verfahren	163
B	Bemessung von Brettstapel-Beton-Verbunddecken	169

1 Einführung

1.1 Allgemeines

Ursprünglich entstanden als effiziente Sanierungsmaßnahme bestehender Holzbalkendecken, stellt die Holz-Beton-Verbundbauweise durch fortwährende Weiterentwicklung auch bei Neubauten eine sowohl ökologische als auch ökonomische Alternative zur reinen Holz- bzw. Stahlbetondecke dar. Die Bauweise zeichnet sich vor allem durch die Kombination der Vorteile beider Werkstoffe aus. So weist das Holz als umweltschonender nachwachsender Rohstoff ein geringes Eigengewicht bei vergleichsweise hoher Zugfestigkeit auf. Es wird an der Deckenunterseite angeordnet und ersetzt die gerissene Zugzone des Stahlbetonquerschnitts. Der nicht brennbare Baustoff Beton wird zur Aufnahme der Druckkräfte an der Deckenoberseite herangezogen. Gegenüber reinen Holzbalkendecken weisen Holz-Beton-Verbunddecken Vorteile bzgl. Gebrauchstauglichkeit, Schall- und Brandschutz auf und können in größeren Spannweiten unter Aufnahme höherer äußerer Lasten ausgeführt werden. Temperaturschwankungen werden durch den Beton als Speichermasse, Feuchteschwankungen durch den hygroskopischen Werkstoff Holz aufgefangen.

Um bestehende Holzbalkendecken zu ertüchtigen bzw. an neue Nutzungs- und/oder Belastungsverhältnisse anzupassen, werden diese mit einer Aufbetonschicht versehen und weisen dadurch eine deutlich erhöhte Tragfähigkeit und Steifigkeit auf. Man spricht in diesem Fall von Holzbalken-Beton-Verbunddecken (Bild 1.1).

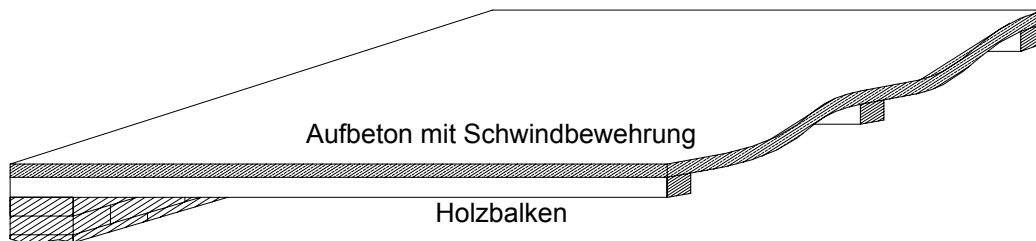


Bild 1.1: Holzbalken-Beton-Verbunddecke

Immer mehr Anwendung finden aber auch so genannte Brettstapel-Beton-Verbunddecken (Bild 1.2). In der Zugzone werden dabei vorgefertigte Brettstapелеlemente angeordnet. Diese sind aus senkrecht stehenden Brettern zusammengenagelt oder verdübelt und dienen gleichzeitig als verlorene Schalung. Die Brettstapel werden elementweise auf die Baustelle geliefert, verlegt und mit Bewehrung und Aufbeton versehen.

Ein in diesem Zusammenhang ganz wesentlicher Aspekt ist die Sicherung des Verbundes zwischen den einzelnen Teilkomponenten Holz und Stahlbeton. In den vergangenen Jahren wurden zahlreiche Systeme entwickelt und teilweise auch bauaufsichtlich zugelassen, um diesen Verbund sicherzustellen. Eine Übersicht über die verschiedenen Verbundmittel ist in [Natterer und Hoeft 1992] enthalten. Die Verbundsicherung bei Holzbalken-Beton-Verbunddecken wird i.d.R. durch stiftförmige Verbindungsmittel wie Schrauben, Nägel und

Gewindestangen, aber auch Spezialformteile wie den BVD-Verbundanker [Bertsche 2000] realisiert. Umfangreiche Untersuchungen zu Verbundmitteln bei Holzbalken-Beton-Verbunddecken führten [Blaß u.a. 1995] durch.

Bei Brettstapel-Beton-Verbunddecken werden einzelne Plattenbauteile miteinander verbunden, es liegt ein Flächenverbund vor. Der Einsatz stiftförmiger Verbundmittel, die bei Holzbalken-Beton-Verbunddecken verwendet werden, ist für den Flächenverbund ungünstig. Stiftförmige Verbundmittel weisen eine geringe Steifigkeit auf und müssen, um eine ausreichend steife, flächige Schubübertragung sicherzustellen, in großer Anzahl eingebaut werden. Eine wirtschaftliche Ausführung von Brettstapel-Beton-Verbunddecken ist dann vor allem hinsichtlich Personal- und Materialkosten nur schwer realisierbar [Hollenbach 2000].

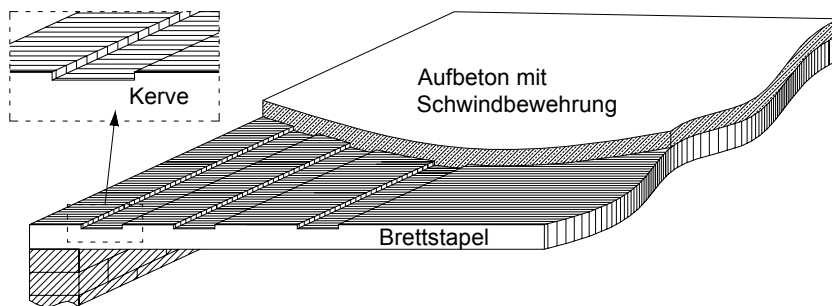


Bild 1.2: Brettstapel-Beton-Verbunddecke mit Kerfen

Bei Brettstapel-Beton-Verbunddecken sind Möglichkeiten relativ steifer Schubkraftübertragung durch Kerfen [Natterer und Hoefft 1992] (Bild 1.2), Flachstahlschlösser [Rautenstrauch u.a. 2000] (Bild 1.3) oder durch den TC Schubverbinder [Z-9.1-557 2003] (Bild 1.4) gegeben.

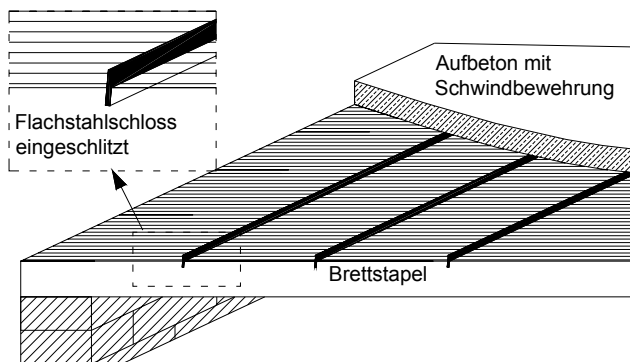


Bild 1.3: Flachstahlschlösser als Schubverbindung

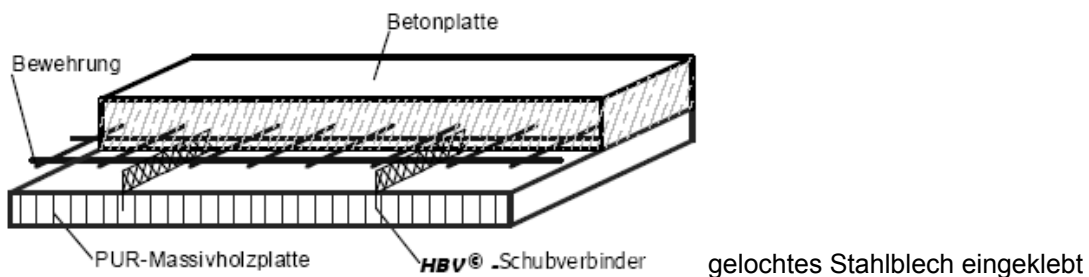


Bild 1.4: TC Schubverbinder [HBV Systeme 2003]

1.2 Begriffsbestimmung

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit soll das Verbundmittel Kerve (Bild 1.2) genauer untersucht werden. Auf dem Hintergrund der Entwicklung eines neuen, individuell einsetzbaren Verbundmittels entstand durch überwiegend experimentelle Untersuchungen von [Natterer und Hoefft 1992] ein Verbundsystem, das hauptsächlich auf Formschluss basiert.

So genannte Kerben werden in vorgefertigte Brettstapелеlemente, meist in den äußeren Trägerbereichen in Querrichtung eingefräst und übertragen die aus der Verbundwirkung entstehende Längsschubkraft über Druckkontakt an der Kerbenflanke. Um ein lokales Abheben des Betons infolge der Lastexzentrizität am Verbundmittel zu verhindern, werden bislang zusätzlich stiftförmige Verbindungsmittel zur Abhebesicherung eingebaut (Bild 1.5).

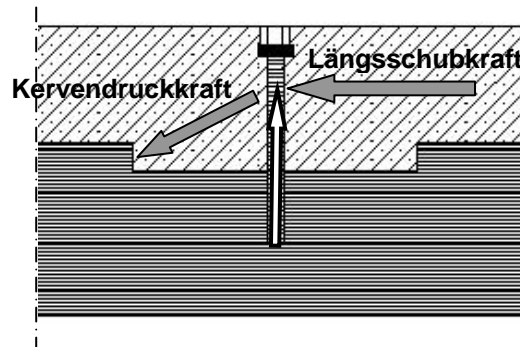


Bild 1.5: Kerve mit stiftförmigem Verbindungsmittel

Ein von der Firma Hilti in Zusammenarbeit mit der EPFL Lausanne entwickeltes Verbundmittel zur Abhebesicherung ist der HILTI-HBV-Dübel (Bild 1.6) [Natterer und Hoefft 1992]. Diese Dübel werden in Kerbenmitte eingeklebt. Nach dem Erhärten des Betons wird der in einem Hüllrohr angeordnete Dübel durch Anziehen einer Mutter zur Verbesserung der Fugensteifigkeit vorgespannt.

Eine weitere Möglichkeit ist der Einsatz herkömmlicher Sechskant-Holzschrauben (Schlüsselschrauben) nach [DIN 571 1986] mit Hüllrohr und Abdeckkappe (Bild 1.7). Diese werden nach dem Vorbohren des Holzes ebenfalls in der Mitte der Kerve eingeschraubt und nach dem Erhärten des Betons vorgespannt [Braun u.a. 1998].



Bild 1.6: Hilti-Dübel [Fontana und Frangi 2000]

Bild 1.7: Schlüsselschraube

1.3 Fragestellung

Obwohl das Verbundmittel Kerve vorwiegend mit zusätzlichen stiftförmigen Verbindungsmitteln eingesetzt wird, liegen bislang keine genaueren Erkenntnisse hinsichtlich der Notwendigkeit dieser Abhebesicherung vor. Verglichen mit dem Einfräsen der Kerben, verursacht jedoch der Einbau zusätzlicher stiftförmiger Verbindungsmittel ca. $\frac{2}{3}$ der Kosten der Verbundsicherung. Es ist offensichtlich, dass eine Reduktion der Schraubenanzahl eine wesentlich kostengünstigere Herstellung der Verbindung mit sich bringen würde und sich somit auch die Bauweise an sich wirtschaftlicher ausführen ließe [Hollenbach 2000].

Erstmals veröffentlicht wurden Untersuchungen an Brettstapel-Beton-Verbundelementen mit Kerven von [Zöllig 1999]. Diese wurden mit SFS-Schrauben [Z-9.1-342 1998] ergänzt. Hierzu wurden im Rahmen von Scherversuchen zwei verschiedene Kervenausführungen untersucht (Abschnitt 2.1.2). Allerdings konnte im Rahmen dieser Untersuchungen keine Aussage hinsichtlich der Effizienz dieser zusätzlichen Schrauben getroffen werden, da keine Parallelversuche ohne Schrauben vorlagen.

[Frangi 2001] untersuchte das Brandverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken und führte in diesem Zusammenhang experimentelle Untersuchungen an Brettstapel-Beton-Verbundelementen bei Raumtemperatur durch. Dabei wurden Kerven mit und ohne zusätzliche Verbindungsmittel eingesetzt. Die Untersuchungen ergaben, dass auch ohne Verwendung zusätzlicher Verbindungsmittel kein lokales Abheben des Betons vom Holz auftrat. Die zusätzlichen stiftförmigen Verbindungsmittel wurden lediglich auf Biegung beansprucht und trugen somit zur Abtragung der Längsschubkraft bei.

Weitere Untersuchungen an Kerven in Brettstapel-Beton-Verbunddecken führte [Gutkowski 2001] durch. Im Rahmen von Scherversuchen wurden verschiedene Kervenabmessungen untersucht, wobei alle Kerven mit zusätzlichen Spezialdübeln [Natterer und Hoeft 1992] ergänzt wurden.

Normativ erwähnt werden Kerven in [Eurocode 5 Teil 2 1997]. Dabei wird gefordert, dass Kervenverbindungen die auftretenden Schubkräfte durch Druckkontakt übertragen. Es ist nachzuweisen, dass sowohl der Schubwiderstand der Holz-, als auch der Betonkomponente ausreichend ist. Ergänzend wird angemerkt, dass die verbundenen Teile normalerweise durch Schrauben o.ä. zusammengehalten werden (Bild 1.8).

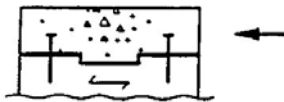


Bild 1.8: Beispiel einer Kervenverbindung in [Eurocode 5 Teil 2 1997]

Jedoch finden sich in diesem Zusammenhang keine weiteren Angaben hinsichtlich der Art, Anzahl und Anordnung dieser zusätzlichen Verbindungsmittel. Auch werden keine konstruktiven Hinweise zur Ausbildung des Verbundmittels Kerve gegeben.

Alle oben vorgestellten Untersuchungen wurden mit einer geringen Anzahl an Versuchskörpern durchgeführt und wurden nicht durch numerische Untersuchungen ergänzt. Auch erfolgte die Variation einzelner Einflussparameter nur in sehr geringem Maße. Da die Materialeigenschaften und somit auch die mittels Versuchen ermittelten Kennwerte des natürlichen Baustoffs Holz z.T. sehr stark streuen, bedarf die gesicherte Ermittlung von Kennwerten wie Verschiebungsmodul und Traglast entweder einer ausreichend großen Anzahl an Versuchskörpern ($n > 20$) oder zusätzlicher probabilistischer Untersuchungen auf numerischer Basis. So liegen bislang weder gesicherte Erkenntnisse hinsichtlich Tragfähigkeit und Verschiebungsmodul des Verbundmittels Kerve vor, noch Angaben über deren optimale Ausbildung und Anordnung. Auch ist nicht bekannt, ob die infolge der Lastexzentrizität entstehenden abhebenden Kräfte im Kervenbereich vollständig von den Schrauben aufgenommen werden, oder ob auch der Beton zu deren Abtragung beiträgt.

1.4 Zielsetzung und Abgrenzung

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit soll das Trag- und Verformungsverhalten des Verbundmittels Kerbe zur Schubkraftübertragung bei Brettstapel-Beton-Verbunddecken untersucht werden.

Insbesondere analysiert wird die Wirkungsweise zusätzlicher stabförmiger Verbindungsmittel, die bislang zur Abtragung des Exzentrizitätsmoments im Kervenbereich eingebaut werden. Es werden verschiedene Last-, Geometrie- und Materialparameter untersucht, um einerseits die Notwendigkeit zusätzlicher Verbindungsmittel zu beurteilen und um andererseits das Trag- und Verformungsverhalten des Verbundmittels Kerbe zu optimieren und daraus Kennwerte zur Bemessung abzuleiten.

Infolge der baupraktisch üblichen Anordnung der Verbundmittel entsprechend des Schubkraftverlaufs in den Deckenrandbereichen, liegt eine starke Abstufung der Verbundmittelabstände und damit auch der Verbundmittelsteifigkeit vor. In diesem Zusammenhang soll deshalb eine optimale Verbundmittelanordnung ermittelt und die Anwendung bestehender Berechnungsverfahren bei abgestufter Verbundmittelanordnung untersucht werden. Da man von einem Einsatz des Verbundmittels bei Brettstapel-Beton-Verbunddecken überwiegend im Hochbau, d.h. unter vorwiegend ruhender Belastung ausgehen kann, werden dynamische Beanspruchungen im Rahmen dieser Arbeit nicht untersucht.

1.5 Vorgehen

Die Analyse der oben genannten Faktoren erfolgt lokal am Verbundmittel und global am Biegeträger mittels experimenteller, numerischer und rechnerischer Untersuchungen.

Die experimentelle Erfassung des Trag- und Verformungsverhaltens des Verbundmittels erfolgt dabei lokal durch Scherversuche und global durch Biegeversuche. Kurzzeit-Scherversuche dienen der Ermittlung des Last-Verformungsverhaltens und der Verbundmitteltragfähigkeit. Hierbei sollen die maßgebenden Einflussparameter auf das Tragverhalten ermittelt werden. Durch Langzeit-Scherversuche werden die Auswirkungen von Schwinden und Kriechen, Temperatur und wechselnder Luftfeuchte auf das Verformungsverhalten untersucht und Kriechzahlen für das Verbundmittel ermittelt. Mit Hilfe der Kurzzeit-Biegeversuche werden die Erkenntnisse aus den Kurzzeit-Scherversuchen überprüft. Hauptaugenmerk wird hierbei auf die Verifikation der zuvor ermittelten Verbundmittelsteifigkeiten und das Bruchverhalten gelegt.

Aufbauend auf den experimentellen Untersuchungen wird ein numerisches Modell sowohl auf lokaler, als auch auf globaler Ebene entwickelt und verifiziert, mit dessen Hilfe sich die Versuche abbilden und nachvollziehen lassen. Auch können hiermit Einflüsse wie variierende Geometrien oder streuende Materialeigenschaften erfasst und verschiedene Ausführungsarten der Kerven berücksichtigt werden.

Mit der mechanischen Modellierung der Lastabtragung durch den Beton mit Hilfe eines Stabwerkmodells wird visualisiert, welchen Beitrag zusätzliche stabförmige Verbindungsmittel leisten und wie die Lastabtragung ohne diese verläuft.

Durch einen Vergleich der numerischen Ergebnisse mit den Ergebnissen verschiedener Berechnungsverfahren wird deren Eignung für die Berechnung von Brettstapel-Beton-Verbunddecken mit Kerven analysiert und werden gegebenenfalls entsprechende Anpassungsmöglichkeiten vorgeschlagen.

1.6 Übersicht

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit werden zur Ermittlung des Trag- und Verformungsverhaltens von Kerven lokale und globale Untersuchungen auf experimenteller, numerischer und rechnerischer Basis durchgeführt.

In *Kapitel 2* wird das lokale Trag- und Verformungsverhalten des Verbundmittels Kerve genauer untersucht. Dazu werden experimentelle und numerische Untersuchungen an Scherkörpern durchgeführt und das Tragverhalten des Verbundmittels anhand eines mechanischen Modells erläutert. Durch die sich daraus ergebenden Verbundmittelkennwerte wie Tragfähigkeit, Verbundmittelsteifigkeit und dem Kriechfaktor des Verbundmittels wird eine exakte Berechnung und Bemessung von Verbunddecken mit Kerven möglich.

Kapitel 3 befasst sich mit der globalen Analyse des Trag- und Verformungsverhaltens von Brettstapel-Beton-Verbunddecken mit Kerven als Verbundmittel. Durch experimentelle und numerische Untersuchungen am Biegeträger und durch weitere mechanische Modellierung werden die im Rahmen der lokalen Analyse gewonnenen Erkenntnisse in der realen Einbausituation überprüft. Weiterführende Parameteruntersuchungen auf numerischer Basis dienen der Ableitung konkreter Konstruktions- und Bemessungsregeln. Dabei werden maßgebende Einflussfaktoren des Trag- und Verformungsverhaltens aufgezeigt und durch Variation beurteilt.

Kapitel 4 zeigt, wie die in den vorangegangenen Kapiteln gewonnenen Ergebnisse in den bestehenden Berechnungsverfahren berücksichtigt werden können. Durch Gegenüberstellung der Berechnungsergebnisse dieser Verfahren mit numerisch gewonnenen Ergebnissen werden die einzelnen Berechnungsverfahren bei stark abgestufter Verbundmittelanordnung beurteilt. Im Rahmen einer abschließenden Vergleichsberechnung werden die einzelnen Verfahren unter Berücksichtigung des Langzeitverhaltens bewertet und konkrete Hinweise für eine exakte Erfassung des Langzeitverhaltens gegeben.

In *Kapitel 5* werden die wichtigsten Erkenntnisse der vorliegenden Arbeit zusammengefasst und die sich daraus ergebenden, weiterführenden Untersuchungen aufgezeigt.

Kapitel 6 und 7 fasst die Bezeichnungen und Literaturstellen der einzelnen Kapitel zusammen.

In *Anhang A* ist die Berechnung von Holz-Beton-Verbunddecken nach dem γ -Verfahren unter Berücksichtigung des Langzeitverhaltens erläutert. Es beinhaltet zudem Eingangswerte zur Berücksichtigung des Langzeitverhaltens in den übrigen Berechnungsverfahren.

Anhang B veranschaulicht die Bemessung von Brettstapel-Beton-Verbunddecken entsprechend [DIN 1045-1 2001] und [DIN 1052 2004].

2 Untersuchungen zum Verbundmittel „Kerfe“

2.1 Lokale Analyse des Trag- und Verformungsverhaltens

2.1.1 Einführung

Um das lokale Trag- und Verformungsverhalten des Verbundmittels Kerfe genauer zu analysieren und um daraus Kennwerte wie die Tragfähigkeit und den Verschiebungsmodul des Verbundmittels ableiten zu können, werden experimentelle und numerische Untersuchungen durchgeführt und das Tragverhalten anhand eines mechanischen Modells erläutert.

Durch eine Zusammenfassung der bisher in diesem Zusammenhang durchgeführten lokalen Untersuchungen am Verbundmittel Kerfe wird die Notwendigkeit aufgezeigt, weiterführende Untersuchungen durchzuführen.

Mit den in Abschnitt 2.1.3 durchgeführten experimentellen Untersuchungen soll unter Variation verschiedener Parameter das Trag- und Verformungsverhalten des Verbundmittels analysiert und der Einfluss geänderter Geometrie, veränderten Materials und der Einfluss zusätzlicher Schrauben beurteilt werden. Auch bilden die durchgeführten Versuche die Basis zur Entwicklung und Verifikation numerischer Modelle. Die zuverlässige Beurteilung der Effektivität zusätzlicher stiftförmiger Verbindungsmittel zur Abhebesicherung ist auf Basis dieser Scherversuchen nicht möglich. Diese stellen jedoch eine für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verschiebungsmodul hinreichend genaue Näherung der realen Biegesituation dar. Die Analyse spezieller Effekte, wie die Wirkung dieser zusätzlichen Verbindungsmittel als Abhebesicherung, kann nur über eine Betrachtung in der wirklichen Einbausituation erfolgen. Diese berücksichtigt die Überlagerung von Exzentrizitätsmoment aus der Schubkraftabtragung und globalen Biegemoment aus Eigengewicht und Verkehrslast. Aussagen über die Notwendigkeit zusätzlicher stiftförmiger Verbindungsmittel zur Abhebesicherung werden deshalb im Rahmen der globalen Analyse (Kapitel 3), Aussagen über deren Beteiligung an der Abtragung der Längsschubkraft jedoch bereits im Rahmen der lokalen Analyse (Kapitel 2) diskutiert.

Um einen größeren Parameterbereich untersuchen zu können, werden in Abschnitt 2.1.4 numerische Modelle entwickelt. Damit ist es möglich, Lastabtragungsmechanismen genauer zu durchleuchten, um kritische Bereiche durch eine geänderte Ausführung zu entschärfen.

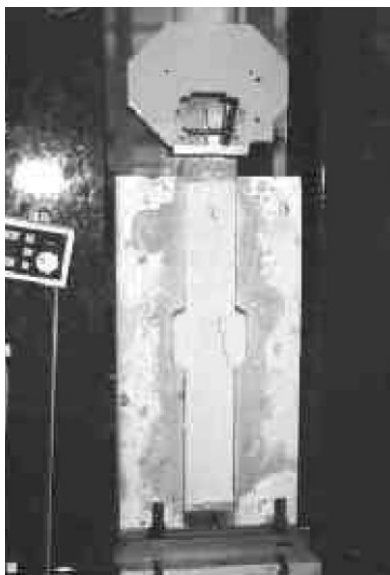
Zur Visualisierung der Lastabtragung im Beton werden in Abschnitt 2.1.5 im Rahmen der mechanischen Modellierung, auf Grundlage der experimentellen und numerischen Untersuchungen Stabwerkmodelle entwickelt. Diese geben zudem Hinweise auf die Wirkungsweise der Schrauben bei der Abtragung der Längsschubkraft.

2.1.2 Stand der Forschung

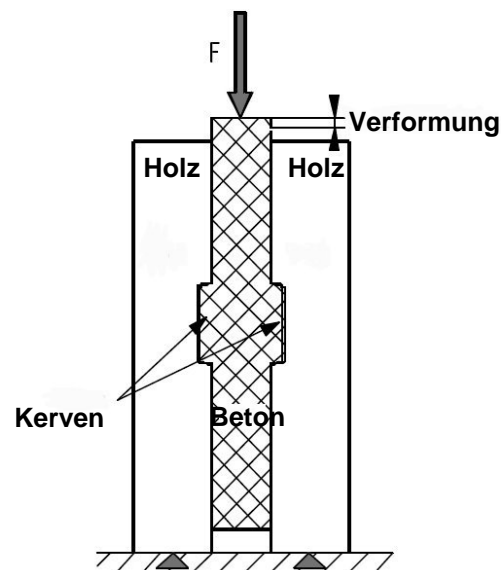
Zur Analyse des lokale Trag- und Verformungsverhalten von Kerven und zur Ermittlung von Kennwerten für die Berechnung bei Holz-Beton-Verbundkonstruktionen mit Kerven, wurden bislang auf nationaler und internationaler Ebene zahlreiche Untersuchungen an Scherkörpern durchgeführt. Durch Variation unterschiedlicher Einflussparameter kann das Trag- und Verformungsverhalten des Verbundmittels Kerfe mit und ohne zusätzliche Verbindungsmittel wie Spezialdübel, Schrauben oder Gewindestangen beurteilt und bewertet werden (Abschnitt 2.2).

[Godycki u.a. 1984] berichten von einer bereits im Jahr 1981 durchgeführten Sanierungsmaßnahme, in deren Vorfeld Schubversuche am Verbundmittel Kerfe mit zusätzlichen Nägeln durchgeführt wurden. Insgesamt wurden 17 symmetrische Scherkörper mit außen liegenden Betonplatten und innen liegendem Holzbalken getestet, davon 14 statisch und 3 dynamisch. Die Untersuchungen wurden als Grundlage für die Gestaltung der daran anschließenden Biegeversuche verwendet, deren Ergebnisse innerhalb der Veröffentlichung aber nicht weiter ausgeführt.

Während alle bis dahin veröffentlichten Verbundmitteluntersuchungen des Holz-Beton-Verbundbaus unter dem Hintergrund der Ertüchtigung bestehender Holzbalkendecken mit einer Aufbetonschicht durchgeführt wurden, veröffentlichte [Zöllig 1999] erstmals Scherverversuche an Kerven mit zusätzlichen SFS-Schrauben [Z-9.1-342 1998] bei Brettstapel-Beton-Verbunddecken (Bild 2.1).



(a) Versuchsaufbau



(b) Prinzipskizze Versuch

Bild 2.1: Scherverversuche [Zöllig 1999]

Die doppelsymmetrischen Scherkörper wurden mit innen liegender Betonschicht ausgeführt und dienten dem Vergleich der Kervenverbindung mit anderen Verbindungsarten. Zur Optimierung der Kerfe wurden zwei verschiedene Kervengeometrien ausgeführt, wobei Kervengeometrie 1 einen flacheren Kervenwinkel ($\alpha=14^\circ$ gegen die Vertikale) und eine kürzere Kervlänge ($l_K=152$ mm) als Kervengeometrie 2 ($\alpha=8^\circ$; $l_K=177$ mm) aufwies. Dabei ergab sich,

dass für beide Kerfentypen die gleiche Gebrauchs- und Bruchlast erreicht wurde, der Verschiebungsmodul bei steilerem Kerfenwinkel aber größer ist.

[Fontana und Frangi 2000] untersuchten das Tragverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken unter Raumtemperatur und Normbrand. Im Rahmen dieser Untersuchung wurden Scherversuche an Kerfen in Brettstapel-Beton-Verbunddecken durchgeführt (Bild 2.2).

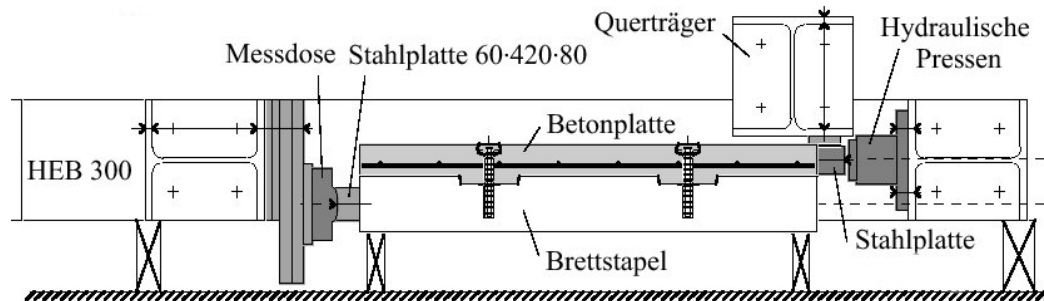


Bild 2.2: Scherversuche [Fontana und Frangi 2000]

Diese wurden zum Teil mit zusätzlichen Spezialdübeln [Natterer und Hoefft 1992] oder Gewindestangen ausgeführt und teilweise nach dem Erhärten des Betons vorgespannt. Die Scherkörper wurden mit jeweils zwei Kerfen ausgeführt, deren Kerfenflanken um 10° gegen die Vertikale geneigt waren. Alle Versuchskörper versagten durch Stauchung der auf Druck beanspruchten Kerfenflanken und bei Vorhandensein von Dübeln bzw. Gewindestangen zusätzlich durch Lochleibungsversagen des Holzes im Bereich der Dübel bzw. Gewindestangen. Dabei konnte das Lastniveau bis zur Beendigung des Versuchs bei einer Verschiebung von 10 mm nahezu konstant gehalten werden. Hinsichtlich des Verschiebungsmoduls konnte kein signifikanter Unterschied zwischen der Ausführungsart mit und ohne zusätzliches stiftförmiges Verbindungsmittel festgestellt werden. Die Traglast lag bei den Versuchen mit Dübeln bzw. Gewindestangen zwischen 7% und 47% höher als bei den Versuchen mit der reinen Kerfe. Dies weist auf eine starke Streuung hin, die neben materialbedingten Ursachen auch stark mit dem Versuchsaufbau und der Kerfenanordnung zusammenhängt.

Um Kennwerte für Kerfen für den Einsatz bei Holz-Beton-Verbundbrücken zu erhalten und um den Einfluss der Kerfenabmessungen auf das Trag- und Verformungsverhalten festzulegen, wurden von [Gutkowski 2001] 60 einschnittige Scherversuche durchgeführt. Die stehenden Holzlamellen wurden teilweise zu einem Brettstapel vernagelt, teilweise wurden sie verklebt. Alle Kerfen wurden mit einem Flankenwinkel von 15° gegen die Vertikale mit zusätzlichen Spezialdübeln [Natterer und Hoefft 1992] ausgeführt und variierten hinsichtlich ihrer Länge und Tiefe. Bis zum spröden Versagen zeigten alle Versuchskörper ein linear-elastischen Verhalten. Das Versagen trat bei der Mehrzahl der Versuchskörper entweder infolge Abscheren des Vorholzes oder infolge Abscheren der Betonnocke auf. Tiefere und längere Kerfen wiesen dabei einen höheren Verschiebungsmodul auf als weniger tiefe, kürzere Kerfen. Welchen Einfluss hierbei die Länge, welchen die Tiefe hat, kann nicht festgestellt werden. Hinsichtlich Traglast war kein signifikanter Einfluss erkennbar, was vermutlich mit der gleich bleibenden Vorholzlänge zusammenhängt.

Die bisher im Rahmen von Scherversuchen gewonnenen Erkenntnisse beziehen sich im Wesentlichen auf die Ermittlung von Kennwerten, wobei teilweise auch Tendenzen einzelner Einflussparameter aufgezeigt werden. So wird aufgrund lokaler Spannungsspitzen generell von einer geneigten Kerfenflanke ausgegangen, ohne dass diese lokalen Spannungsspitzen

genauer untersucht und quantifiziert wurden. Auch wurde der Einfluss der zusätzlichen stiftförmigen Verbindungsmittel in keiner der genannten Untersuchungen explizit diskutiert. Hinzu kommt, dass die Messdaten und Versuchsergebnisse der bisher durchgeführten Versuche nicht in einem Maße dokumentiert sind, das eine Nachrechnung und Beurteilung der bisher ermittelten Kennwerte ermöglicht.

Die nachfolgenden Untersuchungen sollen deshalb vor allem hinsichtlich der Kervengeometrie Klarheit bringen, maßgebende Einflussparameter auf das Trag- und Verformungsverhalten aufzeigen und somit zu einem optimierten Verbundmittel Kerbe führen.

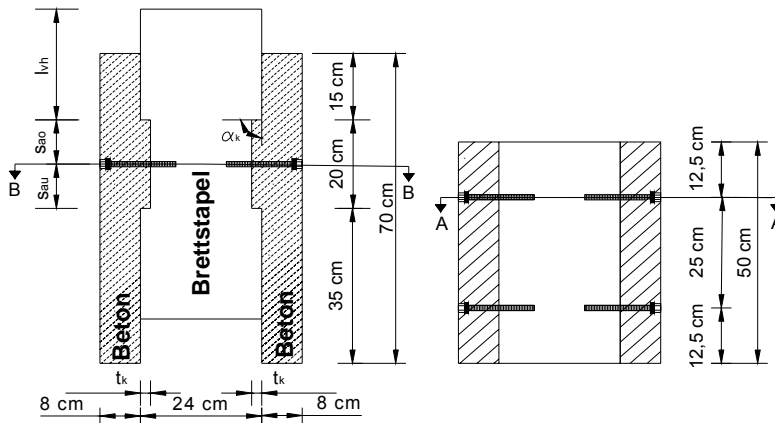
2.1.3 Experimentelle Untersuchungen

2.1.3.1 Kurzzeit-Scherversuche

Allgemeines Ziel der Kurzzeit-Scherversuche war die Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens und des Verschiebungsmoduls des Verbundmittels Kerbe mit und ohne zusätzliche Schrauben unter Variation verschiedener Parameter. Es wurde aufgezeigt, welche Parameter für das Trag- und Verformungsverhalten von Bedeutung sind und ob der Einsatz zusätzlicher Schrauben hinsichtlich Traglast und Last-Verformungsverhalten generelle Unterschiede im Vergleich zur reinen Kerbe mit sich bringt. Durch die Vielzahl der untersuchten Parameter musste die Anzahl der Prüfkörper innerhalb der einzelnen Versuchsreihen auf 2 bis 3 begrenzt werden. Die durchgeführten Untersuchungen sollten daher nicht die Basis für statistische Aussagen liefern, sondern vielmehr Tendenzen und Eckwerte aufzeigen, die durch numerische Untersuchungen ergänzt und erweitert werden.

Versuchsprogramm Die Versuchsserie der Kurzzeit-Scherversuche untergliederte sich in zwölf Versuchsreihen (KSV1 bis KSV12), wobei die einzelnen Versuchsreihen aus 2 bzw. 3 Körpern identischen Aufbaus gebildet wurden. Unter Berücksichtigung der Abmessungen der Prüfmaschine und der maximal möglichen Kolbenkraft wurden insgesamt 30 symmetrische Druck-Scherkörper entworfen. Bei der Konzeption der verschiedenen Versuchskörper lag der Schwerpunkt auf der Untersuchung des Einflusses möglichst vieler verschiedener Parameter. Tabelle 2.1 zeigt eine Übersicht über die variierten Parameter. Die Versuchskörper der Versuchsreihe KSV1 wurden als Tast- bzw. Referenzversuche konzipiert. Die Tastversuche KSV1-1 und KSV1-2 dienten dazu, den Versuchsaufbau und die Versuchsdurchführung zu optimieren. Sie wurden in der weiteren Auswertung nicht berücksichtigt. Der Versuchskörper KSV1-3 wurde als Referenzversuch herangezogen. Bei der Wahl der Parameter des Referenzversuchs wurden sowohl baupraktisch übliche, als auch wirtschaftlich herstellbare Abmessungen und Werte angesetzt. Die Variationsparameter sind in Bild 2.3 und Bild 2.4 dargestellt.

Zu Gunsten einer wirtschaftlicheren Fertigung wurden die Kervenflanken senkrecht ausgeführt (Ausnahme: variiertes Kervenwinkel KSV6), da sowohl Tastversuche, als auch numerische Vergleichsberechnungen gezeigt haben, dass auch bei senkrechter Ausführung keine Schädigung durch lokale Überbeanspruchung auftritt. Eine ergänzende Untersuchung dazu wird in Abschnitt 2.2.4 erläutert.



(a) Schnitt A-A

(b) Schnitt B-B

Bild 2.3: Versuchskörper der Kurzzeit-Scherversuche

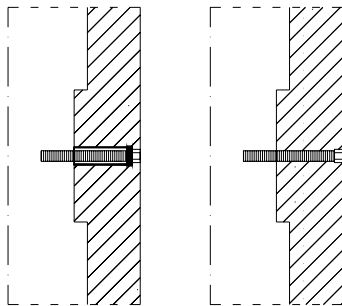


Bild 2.4: Schraube mit /ohne Hüllrohr

Ausgehend von den Referenzparametern wurde in den folgenden Versuchsreihen jeweils ein Parameter variiert. Da es in der Praxis bisher üblich ist, die Schrauben nach dem Betonieren vorzuspannen, um Schwindverformungen entgegenzuwirken, wurden diese bei einigen Versuchsreihen in einem Hüllrohr eingebaut, so dass kein direkter Kontakt zwischen Schraube und Beton bestand (Bild 2.4).

In den Versuchsreihen KSV1 bis KSV4 wurde der Einfluss der Schraubenart, des Schraubendurchmessers und der Vorspannung unter Vorhandensein eines Hüllrohres untersucht. Es kamen dabei sowohl Schlüsselschrauben in zwei verschiedenen Durchmessern, als auch selbstbohrende Holzbauschrauben zum Einsatz.

Versuchsreihe KSV5 sollte aufzeigen, wie sich eine geänderte Schraubenlage innerhalb der Kerfe auf das Trag- und Verformungsverhalten auswirkt. Die sich aus der Abflachung des Winkels der Kervenflanke ergebende Veränderung hinsichtlich Traglast und Steifigkeit wurde mit der Versuchsreihe KSV6 ermittelt. Die Versuchsreihen KSV7 und KSV8 gaben durch eine reduzierte Vorholzlänge und eine vergrößerte Kerventiefe Aufschluss über maßgebende Versagensmechanismen. Die folgenden vier Versuchsreihen wurden ohne Hüllrohr ausgeführt, Schraube und Beton traten direkt miteinander in Kontakt. Ein nachträgliches Vorspannen der Schrauben war hierbei nicht mehr möglich. Es wurden in Versuchsreihe KSV9 Schlüsselschrauben und in Versuchsreihe KSV10 selbstbohrende Holzbauschrauben eingesetzt. Gänzlich ohne Schraube wurde die Versuchsreihe KSV11 ausgeführt. Es wirkte demnach nur die Kerfe als Schubverbindung. Um zu visualisieren, welche Beanspruchungen der Beton bei der Übertragung der Längsschubkraft erfährt, wurde die Betonfestigkeit innerhalb der Versuchsreihe KSV12 auf C12/15 herabgesetzt. Es wurde erwartet, dass dadurch entsprechende Schädigungen infolge Zug- und Druckbeanspruchung im Beton sichtbar werden.

Tabelle 2.1: Parametervariation der verschiedenen Versuchsreihen

Versuchsreihe	Anzahl	Betongüte	Hüllrohr	Schraubenart	Schraubendurchmesser	Schaftlänge	Abstand zur UK Kerfe	Abstand zur OK Kerfe	Kerfenwinkel	Vorholzlänge	Kervertiefe
	n				\varnothing [mm]	l_s [mm]	s_{au} [cm]	s_{ao} [cm]			
KSV1	3	C20/25	ja	SS	16	140	10	10	90	25	2
KSV2	2	C20/25	ja	SS	12	140	10	10	90	25	2
KSV3	2	C20/25	ja	SS-v	12	140	10	10	90	25	2
KSV4	3	C20/25	ja	H	12	120	10	10	90	25	2
KSV5	2	C20/25	ja	SS	16	140	0	20	90	25	2
KSV6	2	C20/25	ja	SS	16	140	10	10	45	25	2
KSV7	2	C20/25	ja	SS	16	140	10	10	90	15	2
KSV8	2	C20/25	ja	SS	12	160	10	10	90	25	4
KSV9	3	C20/25	nein	SS	16	140	10	10	90	25	2
KSV10	3	C20/25	nein	H	12	140	10	10	90	25	2
KSV11	3	C20/25	nein	-	-	-	-	-	90	25	2
KSV12	3	C12/15	nein	SS	16	140	10	10	90	25	2

SS=Schlüsselschraube SS-v=Schlüsselschraube-vorgespannt H=Holzbauschraube

Versuchsbeschreibung Die Druck-Scherkörper bestanden aus 70 cm langen Brettstapелеlementen, die beidseitig von einer 8 cm dicken Betonplatte eingeschlossen werden. Als Verbundmittel kam pro Seite eine ins Holz eingefräste Kerfe zum Einsatz, die in fast allen Fällen (Ausnahme KSV11) mit jeweils 2 Schrauben ergänzt wurde. Dies entsprach einem praxisüblichen Schraubenabstand von 25 cm. Zwischen Holz und Beton befand sich eine 0,15 mm dicke Trennschicht aus PE-Folie, um das Holz vor Befeuchtung durch den Beton zu schützen und um Reibungseffekte auszuschließen. Alle Körper wurden, um den Eigenspannungen beim Abbinden des Betons entgegenzuwirken, konstruktiv mit einer Betonstahl-Lagermatte Q131 aus BSt 500M nach [DIN 488 1984] bewehrt. Die symmetrischen Scherversuchskörper wurden, wie in Bild 2.5 und Bild 2.6 gezeigt, stehend in den Versuchsstand eingebaut. Die Betonaufstandsflächen wurden für eine exakte vertikale und horizontale Ausrichtung des Druckprüfkörpers in ein Mörtelbett gestellt. Um die Betonplatte im unteren Bereich am horizontalen Ausweichen zu hindern und gleichzeitig die unter realen Bedingungen weiterlaufende Betonplatte zu simulieren, wurde eine horizontale Halterung aus U-Profilen und Gewindestangen angebracht. Bei Versuchsbeginn wurde von den Gewindestangen durch entsprechend vorsichtiges Anziehen der Muttern keine unrealistischen Zwängung auf die Betonplatten ausgeübt. Da die aus der Lastexzentrizität entstehenden Kräfte senkrecht zur Verbundfuge teilweise von dieser horizontalen Halterung aufgenommen werden, kann die Wirksamkeit zusätzlicher stoffförmiger Verbindungsmittel als Abhebesicherung im Rahmen dieser Scherversuche nicht geklärt werden. Genauere Untersuchungen hierzu werden

in Kapitel 3 auf numerischer Basis geführt. Die Belastung wurde durch den Kolben der Prüfmaschine aufgebracht. Eine gleichmäßige Lasteinleitung über die gesamte Körperbreite erfolgte über ein hochverdichtetes Furnierschichtholz und über eine Stahlplatte. Die Messung des Schlupfes zwischen Holz und Beton wurde mit 4 Ohm'schen Wegaufnehmern durchgeführt. Diese waren an der Unterseite der Holzkomponente symmetrisch an allen 4 Ecken angeordnet (Bild 2.6). Die Versuchskörper wurden in einer servohydraulischen Universal-Zug-Druck Prüfmaschine ohne Vorbelastung mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 0,01 mm/s bis zum Erreichen der Bruchlast oder einer Verschiebung von ca. 20 mm weggesteuert belastet. Zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung betrug das Alter der Versuchskörper zwischen 45 und 59 Tagen.

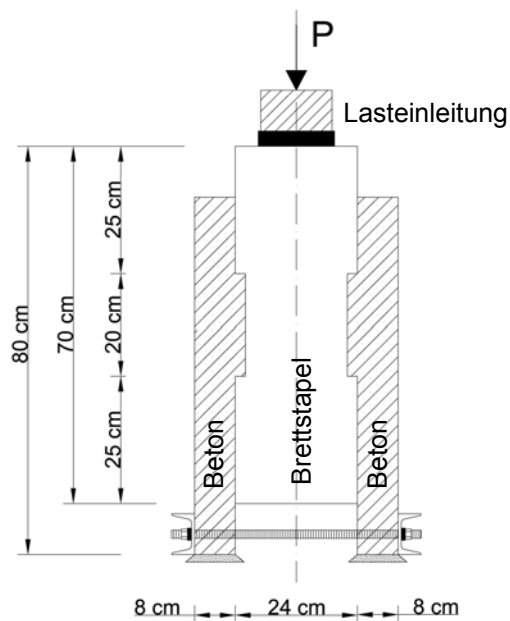


Bild 2.5: Versuchsaufbau Kurzzeit-Scherversuche



Bild 2.6: Versuchsstand Kurzzeit-Scherversuche

Der E-Modul der Brettstapel mit den werkseitig eingefrästen Kerven wurde durch eine Biegeprüfung gemäß [DIN E 408 2000] mit anschließender Berechnung des E-Moduls erfasst. Die Betonkomponenten der Versuchskörper wurden aus der gleichen Charge Beton hergestellt. Zur Ermittlung der tatsächlichen vorhandenen Druckfestigkeit wurden 3 Betonwürfel nach 28 Tagen gemäß [DIN 1048-5 1991] geprüft. Unter Berücksichtigung der zeitlichen Festigkeitsentwicklung des Betons wurden die Materialkennwerte für den Zeitpunkt der Prüfung nach [Hilsdorf und Reinhardt 2000] berechnet. Die E-Moduli des Holzes und des Betons der einzelnen Versuchskörper kann Tabelle 2.2 bis Tabelle 2.5 entnommen werden.

Versuchsergebnisse Bei den Kurzzeit-Scherversuchen wurden drei verschiedene Versagensarten beobachtet (Bild 2.7). Bei allen Versuchskörpern mit horizontal ausgeführten Kervenflanken und einer Betongüte von C20/25 zeigte sich als primäre Versagensursache das Abscheren des Vorholzes ohne Schädigung des Betons. Die Scherbeanspruchungen im Vorholz wurden durch Druckbeanspruchung der Kervenflanke verursacht. Durch das Abflachen des Kervenwinkels α_K von 90° auf 45° kam es bei den Versuchskörpern mit geneigten Kervenflanken zu einem Abrutschen des Holzes vom Beton. Dies war im Wesentlichen auf die fehlende Klemmwirkung und den Haftverlust zwischen Holz und Beton zurückzuführen. Die durch die Prüfmaschine eingeleitete vertikale Druckkraft wurde im Bereich der Kerven

senkrecht zur Kerfenflanke umgelenkt. Zur Erhaltung des Gleichgewichts entstand dabei eine Horizontalkraft, die durch die Schrauben aufgenommen werden musste. Da die Horizontalkomponente jedoch größer war als der Auszieh Widerstand der Schraube, wurde diese aus dem Holz gezogen, was letztlich zu einem Öffnen der Fuge führte. Bei der Verwendung eines Betons geringerer Festigkeit versagte der Beton im Bereich des Vorholzes durch Überschreitung der Druckfestigkeit. Auch bildete sich auf Höhe der Unterkante Kerfe in der Betonplatte durch Überschreitung der Betonzugfestigkeit ein Riss, der auf eine infolge der Lastexzentrizität auftretende Zugbeanspruchung hinwies.

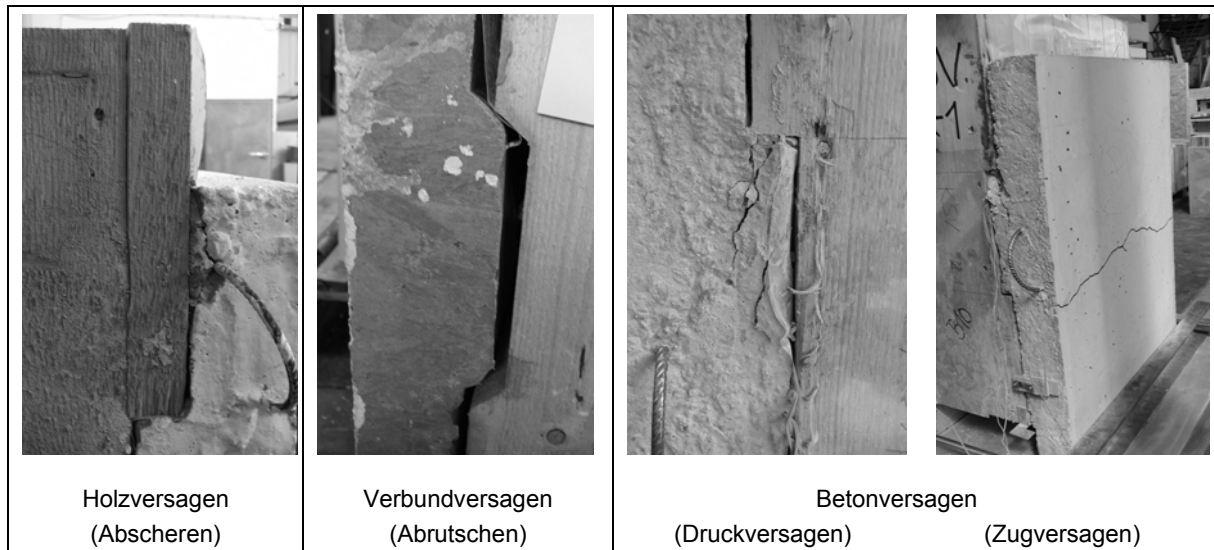


Bild 2.7: Versagensarten Kurzzeit-Scherversuche

Um die Versagensarten genauer zu erläutern, soll im Folgenden auf den Zusammenhang zwischen Last-Verformungsverhalten und Versagensart eingegangen werden. Dazu wird eine für das jeweilige Versagen charakteristische Last-Verformungskurve dargestellt. Die Kurven ergeben sich aus der Mittelung aller Wegaufnehmer und der zugehörigen Pressenkraft.

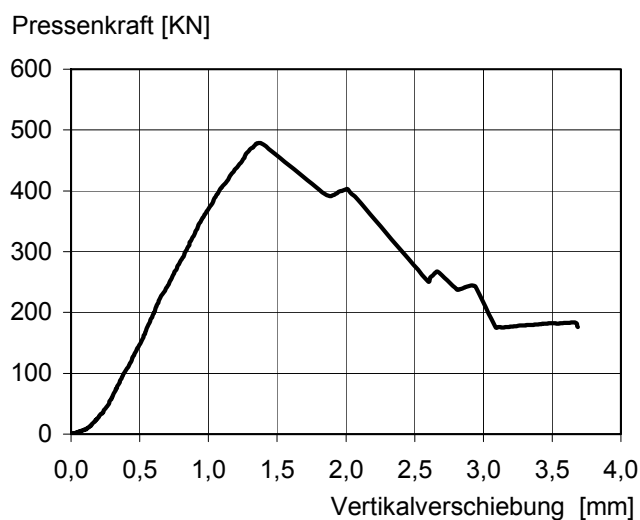


Bild 2.8: Charakteristische Last-Verformungskurve bei Abscherversagen (KSV9-2)

Bild 2.8 zeigt exemplarisch die Last-Verformungskurve des Versuchskörpers KSV9-2 bis zum Versuchsabbruch. Nach Überwinden eines Anfangsschlupfes wies der Versuchskörper ein linear-elastisches Last-Verformungsverhalten auf und versagte nach Erreichen der Traglast infolge Abscheren der einzelnen Lamellen des Vorholzes spröde. Dieser Verlauf ist charakteristisch für die durch Abscheren versagenden Versuchskörper und ist unabhängig vom Vorhandensein, sowie der Art und Anordnung der Schrauben.

Es zeigt sich, dass das Last-Verformungsverhalten in erster Linie von der Geometrie und Anordnung der Kerfen, sowie von den Materialeigenschaften der Verbundpartner Holz und Beton abhängig ist.

Pressenkraft [kN]

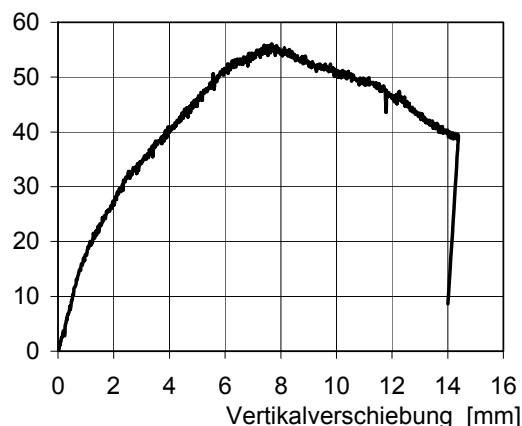


Bild 2.9: Charakteristische Last-Verformungskurve bei Versagen durch Abrutschen (KSV6-2)

Pressenkraft [kN]

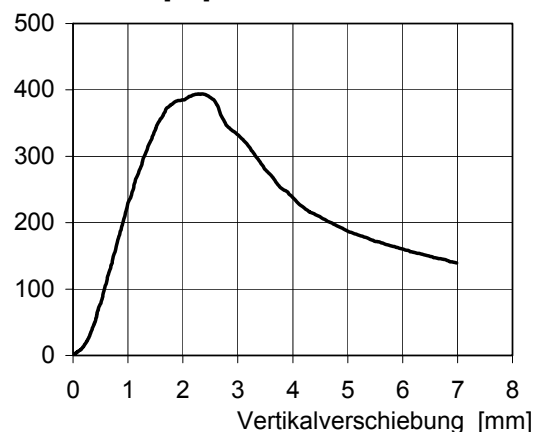


Bild 2.10: Charakteristische Last-Verformungskurve bei Betonversagen (KSV12-2)

In Bild 2.9 ist der für das Verbundversagen charakteristische, schon von Beginn an deutlich nichtlineare Verlauf erkennbar. Dieser wird primär durch den Haftverlust und sekundär durch das Herausziehen der Schrauben verursacht. Der Verlauf ist somit weitestgehend unabhängig von den Festigkeitseigenschaften der Verbundpartner und führt auch im Nachtraglastbereich zu keinem globalen Materialversagen

Bild 2.10 stellt eine charakteristische Last-Verformungskurve bei Versagen des Betons auf Druck im Bereich der Kerfenflanke dar. Nach Überwindung des Anfangsschlupfes verläuft die Last-Verformungskurve bei allen drei Prüfkörpern bis ca. 70% der Traglast linear, danach nimmt die Vertikalverschiebung überproportional zu. Dieses nichtlineare Verhalten wurde durch das beginnende Druckversagen des Betons im Flankenbereich verursacht.

Die Materialkennwerte zum Versuchszeitpunkt und die Ergebnisse der Kurzzeit-Scherversuche sind in Tabelle 2.2 - Tabelle 2.5 gruppiert nach den jeweils variierten Hauptparametern zusammengestellt. Alle Werte beziehen sich auf 1 m Deckenbreite.

Trotz sorgfältiger Herstellung der Versuchskörper und deren Lagerung in einem Mörtelbett konnten geringfügige, werkstoffbedingte Maßabweichungen, sowie wuchsbedingte Festigkeitstoleranzen im Bereich der druckbeanspruchten Kerfenflanke nicht vermieden werden. Diese führten im Allgemeinen zu einer ungleichmäßigen Lastaufteilung beim Versuch, d.h. die beiden symmetrisch angeordneten Kerfen wurden nicht exakt gleich stark beansprucht. Bei allen durchgeführten Scherversuchen trat das Abscherversagen dadurch einseitig, d.h. entweder im Vorholz der rechten oder im Vorholz der linken Kerfe auf. Abweichend von der Auswertung in [Kuhlmann u.a. 2004], die über die Mittelung aller Wegaufnehmer und die gesamte Pressenlast erfolgte, werden die oben vorgestellten Kurzzeit-Scherversuche deshalb in Bezug auf die maximal belastete Kerfe ausgewertet.

Die Gesamtlast wird gemäß Gleichung (2.1) bis (2.4) anhand der rechten und linken Wegdifferenz im elastischen Zustand auf die beiden Kerfen aufgeteilt.

$$P_{\text{gesamt}} = P_{\text{rechts}} + P_{\text{links}} \quad (2.1)$$

$$\frac{P_{\text{rechts}}}{P_{\text{links}}} = \frac{v_{m,\text{rechts}}}{v_{m,\text{links}}} \quad (2.2)$$

Aus den Gleichungen (2.1) und (2.2) ergibt sich:

$$P_{\text{rechts}} = \frac{P_{\text{gesamt}}}{1 + \frac{v_{m,\text{links}}}{v_{m,\text{rechts}}}} \quad (2.3)$$

$$P_{\text{links}} = P_{\text{gesamt}} - P_{\text{rechts}} \quad (2.4)$$

Bei jedem Versuchskörper wird die maximal beanspruchte Kerfe ($\max \{P_{\text{rechts}}; P_{\text{links}}\}$) hinsichtlich Traglast und Verbundmittelsteifigkeit ausgewertet. Die Traglasten in Tabelle 2.2 bis Tabelle 2.5 zeigen, dass teilweise geringere Traglasten erreicht wurden, als dies bei Abscherversagen mit einer Scherfläche von $A = l_{\text{vh}} \cdot b$ und einer charakteristischen Scherfestigkeit von $f_{\text{vk}}=0,20 \text{ kN/cm}^2$ nach [DIN 1052 2004] zu erwarten ist. Bei der Herstellung von Brettstapeln werden i.d.R. Brettlamellen verwendet, die mindestens der Sortierklasse S7 (C16) entsprechen ([RAL 2002]). Jedoch zeigt sich bei den vorliegenden Versuchskörpern, dass einige Lamellen dieser Sortierklasse nicht entsprechen (Bild 2.11). Diese extremen Fehlstellen im Kerfenbereich beeinflussen die Traglast negativ.

Tabelle 2.2: Versuchsergebnisse bei geänderter Schraubenausführung (Schraube mit Hüllrohr)

Versuchsreihe	Prüfkörper	mittlere Druckfestigkeit f_{cm} [N/mm ²]	E-Modul Beton E_{B} [N/mm ²]	E-Modul Holz E_{H} [N/mm ²]	Parameter	Traglast F_{max} [kN]	Verschiebungsmodul K_{ser} [kN/mm]	Versagensart
KSV1	- 3	43,8	33513	9340	Standard SS16	426	433	H
KSV2	- 1	43,8	33513	9810	Schraubendurchmesser SS 12	396	335	H
	- 2	43,9	33513	9810		446	425	H
KSV3	- 1	44,3	33538	9810	Vorspannung der Schrauben SS16	442	487	H
	- 2	44,3	33538	9700		368	332	H
KSV4	- 1	44,4	33614	9700	geänderte Schraubenart <i>selbstbohrende Holzschraube</i> H12	398	523	H
	- 2	44,4	33614	9340		418	457	H
	- 3	44,4	33614	9700		404	263	H
KSV5	- 1	44,4	33640	9700	Randlage SS16	400	360	H
	- 2	44,3	33614	9340		484	426	H

Versagensart: H = Holzversagen durch Abscheren

Tabelle 2.3: Versuchsergebnisse bei geänderter Geometrie (Schraube mit Hüllrohr)

Versuchsreihe	Prüfkörper	mittlere Druckfestigkeit f_{cm} [N/mm ²]	E-Modul Beton E_B [N/mm ²]	E-Modul Holz E_H [N/mm ²]	Parameter	Traglast F_{max} [kN]	Verschiebungsmodul K_{ser} [kN/mm]	Versagensart
KSV1	- 3	43,8	33513	9340	Standard	426	433	H
KSV6	- 1	44,4	33640	9700	abgeflachter Kervenwinkel $\alpha_k=45^\circ$	71	58	F
	- 2	44,5	33665	9700		64	15	F
KSV7	- 1	44,5	33665	9340	verkürzte Vorholzlänge $l_{vh}=15cm$	251	282	H
	- 2	44,5	33665	9340		292	275	H
KSV8	- 1	44,5	33665	9340	vergrößerte Kervertiefe $t_k=4cm$	654	474	H
	- 2	44,5	33665	9340		770	713	H

Versagensart: H = Holzversagen durch Abscheren F = Fugenversagen durch Abrutschen

Tabelle 2.4: Versuchsergebnisse mit/ohne Hüllrohr bzw. mit/ohne Schraube

Versuchsreihe	Prüfkörper	mittlere Druckfestigkeit f_{cm} [N/mm ²]	E-Modul Beton E_B [N/mm ²]	E-Modul Holz E_H [N/mm ²]	Parameter	Traglast F_{max} [kN]	Verschiebungsmodul K_{ser} [kN/mm]	Versagensart
KSV1	- 3	43,8	33513	9340	Standard (mit Hüllrohr) SS16	426	433	H
KSV4	- 1	44,4	33614	9700	selbstbohrende Holzschraube (mit Hüllrohr)H12	400	810	H
	- 2	44,4	33614	9340		370	740	H
	- 3	44,4	33614	9700		375	440	H
KSV9	- 1	40,6	32651	8940	SS16 (ohne Hüllrohr) Verbund zwischen Schraube und Beton	406	277	H
	- 2	40,5	32624	8940		488	325	H
	- 3	40,5	32624	8940		460	320	H
KSV10	- 1	40,6	32651	8940	H12 (ohne Hüllrohr) Verbund zwischen Schraube und Beton	290	263	H
	- 2	40,8	32651	8940		488	428	H
	- 3	40,8	32705	8940		352	368	H
KSV11	- 1	41	32758	8940	ohne Schraube	554	466	H
	- 2	40,9	32731	8940		438	465	H
	- 3	40,9	32731	8940		438	300	H

Versagensart: H = Holzversagen durch Abscheren

Tabelle 2.5: Versuchsergebnisse bei geänderter Betonfestigkeit

Versuchsreihe	Prüfkörper	mittlere Druckfestigkeit f_{cm} [N/mm ²]	E-Modul Beton E_B [N/mm ²]	E-Modul Holz E_H [N/mm ²]	Parameter	Traglast	Verschiebungs- modul	Versagensart
						F_{max} [kN]	K_{ser} [kN/mm]	
KSV9	- 1	40,6	32651	8940	SS16 ohne Hüllrohr <i>Verbund zwischen Schraube und Beton C20/25</i>	406	277	H
	- 2	40,6	32624	8940		488	325	H
	- 3	40,5	32624	8940		460	320	H
KSV12	- 1	18,5	25126	8940	verringerte Betonfestigkeit SS16 ohne Hüllrohr <i>C12/15</i>	522	350	B
	- 2	18,5	25126	8940		424	206	B
	- 3	18,5	25126	8940		436	257	B

Versagensart: H = Holzversagen durch Abscheren B = Betonversagen



Bild 2.11: Fehlstellen im Kervenbereich

Da die charakteristische Scherfestigkeit an fehlerfreien Proben ermittelt wird, kann diese nur dann zu Traglastberechnungen herangezogen werden, wenn Fehlstellen im Kervenbereich ausgeschlossen werden können. Ist dies nicht der Fall, so sollten diese Scherfestigkeiten abgemindert werden (vgl. Abschnitt 2.3.2.2)

Einfluss einzelner Parameter auf Traglast und Steifigkeit

a. Schrauben (Schraubenart, Vorspannung, Schraubenlage, Hüllrohr)

Bild 2.12 zeigt eine Übersicht über die mittleren Traglasten der Versuchskörper mit Schrauben und die Traglasten der einzelnen Versuche innerhalb der Versuchsreihen. Verglichen werden dabei die Versuchsreihen, die sich nur hinsichtlich der Art und Anordnung der Schrauben voneinander unterschieden (KSV 1÷5 und KSV 9÷10; vgl. Tabelle 2.1). Zum Vergleich wird darüber hinaus der Versuch KSV 11 (ohne Schraube) eingefügt.

Diese Gegenüberstellung weist einen Mittelwert von $\bar{x} = 425 \text{ kN}$, mit einer Standardabweichung von $s = 48 \text{ kN}$ auf. Dies zeigt, dass zwischen den einzelnen Ausführungsarten hinsichtlich der Traglast praktisch keine Unterschiede bestanden. Bei den Versuchskörpern der Versuchsreihen KSV 1÷5 wurden die Schrauben mit Hüllrohr eingebaut. Bedingt durch den Unterschied zwischen Innendurchmesser Hüllrohr und Außendurchmesser Schraube, müssen sich die Komponenten Holz und Beton um ca. 2 mm gegeneinander verschieben, bevor die Schrauben aktiviert werden können. Es traten demzufolge auch keine erwähnenswerten Beanspruchungen in den Schrauben auf (vgl. [Kuhlmann u.a. 2004]).

Wurden die Schrauben jedoch ohne Hüllrohr eingebaut (KSV 9÷10), bestand eine schon von Beginn an kraftschlüssige Verbindung zwischen Beton und Schraube. Die Schrauben wurden auf Biegung beansprucht. Jedoch tritt keine traglaststeigernde Wirkung im Vergleich zur reinen Kerbe (KSV 11) auf. Auch keine Traglaststeigerung ergibt sich durch Variation der Schraubenart (KSV 2÷4), der Vorspannung der Schrauben (KSV3) und der Lage der Schrauben (KSV5).

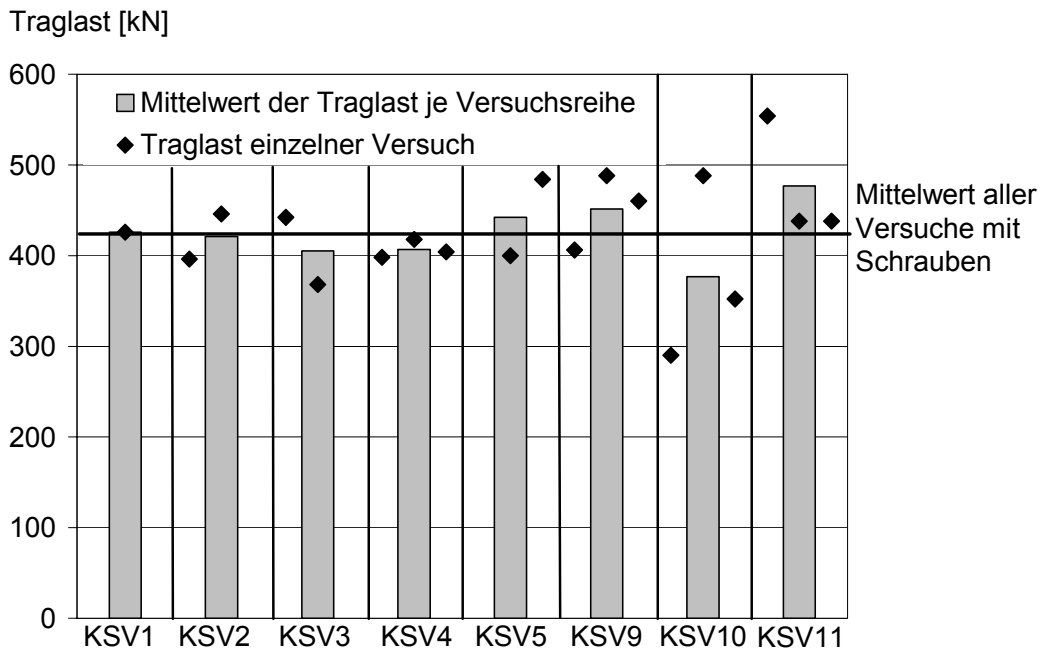


Bild 2.12: Traglasten der Versuchsreihen mit geändertem Parameter Schraube

Ein Vergleich der mittleren Traglasten der einzelnen Versuchsreihen mit den Mittelwert aller Versuchsreihen ergibt eine prozentuale Abweichung von $\approx \pm 10\%$. Vergleicht man diese mit der weitaus größeren Abweichung der Traglasten innerhalb der einzelnen Versuchsreihen (vgl. Bild 2.12), kann kein signifikanter Einfluss der variierten Schraubenparametern auf die Traglast beobachtet werden. Die Begründung liegt in der Tatsache, dass vor Erreichen der Traglast bereits die Lochleibungsfestigkeit des Holzes überschritten ist und somit der Längsschubkraftanteil der Schraube auf die Kervenflanke umgelagert wird. Im Traglastzustand wird so die gesamte Längsschubkraft von der Kerbe übertragen, die im vorliegenden Fall schließlich auf Abscheren versagt. Dieser Versagensmodus war bei allen Versuchen zur Untersuchung des Schraubeneinflusses identisch. Im Rahmen der numerischen Analyse in Abschnitt 2.1.4 und der mechanischen Modellbildung in Abschnitt 2.1.5.2 wird die Abtragung des Exzentrizitätsmomentes durch den Beton und die Beanspruchung zusätzlicher Schrauben genauer erläutert.

Der Vergleich der Steifigkeiten (Bild 2.13) ergibt einen Mittelwert von $\bar{x} = 376 \text{ kN/mm}$, mit einer Standardabweichung von $s = 78 \text{ kN/mm}$. Dies weist auf eine relativ hohe Streuung hin (Bild 2.13). Jedoch streuten die Steifigkeiten innerhalb der einzelnen Reihen, wie beispielsweise innerhalb KSV4, materialbedingt in einem noch viel größeren Bereich (vgl. Bild 2.13).

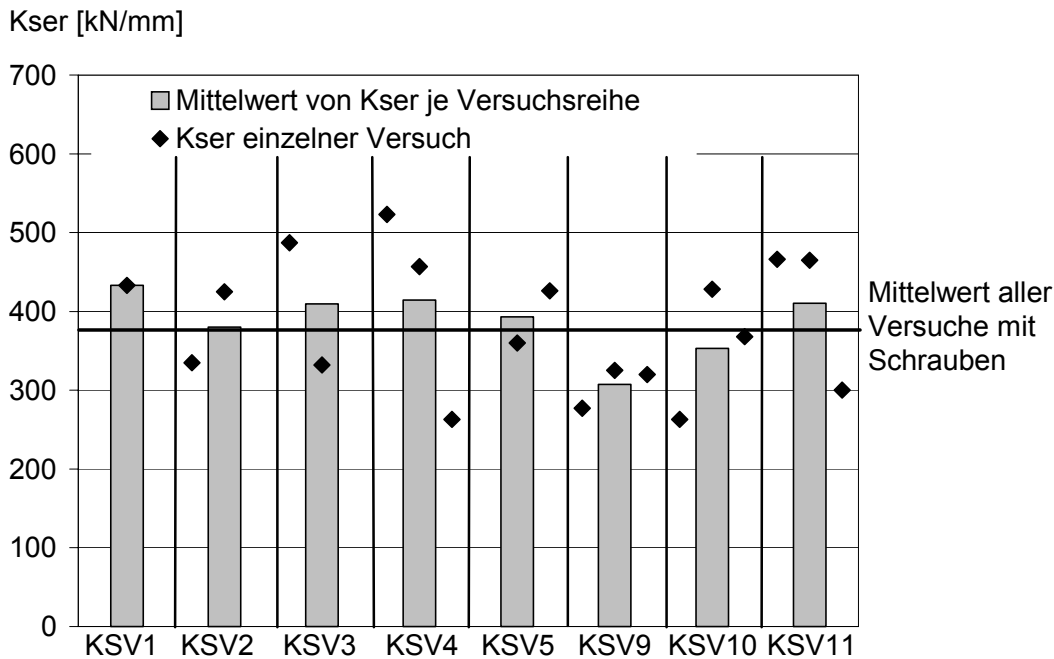


Bild 2.13: Mittlere Steifigkeit der Versuchsreihen mit geändertem Parameter Schraube

Es können somit keine zuverlässigen Aussagen bezüglich des Einflusses der Schrauben auf die Steifigkeit im Rahmen der hier vorgestellten Versuche gemacht werden. Zur Klärung dieses Sachverhalts wird in Abschnitt 2.3.3.1 eine probabilistische Untersuchung auf numerischer Basis durchgeführt.

b. Kerfenwinkel

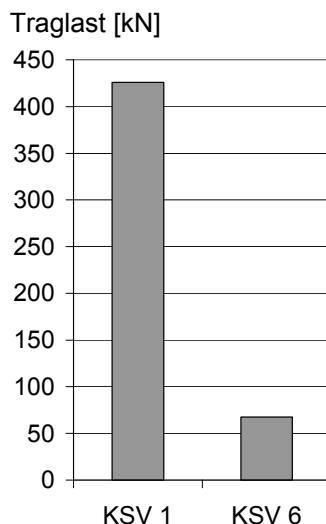


Bild 2.14: Mittlere Traglasten bei variiertem Kerfenwinkel

Bild 2.14 zeigt die mittlere Traglast der Versuchsreihe KSV6 (Kerfenwinkel $\alpha_K = 45^\circ$) und des Referenzversuchs KSV1 (Kerfenwinkel $\alpha_K = 90^\circ$). Die Verringerung des Kerfenwinkels auf 45° zeigt einen deutlichen Abfall der Traglast.

Durch das Abflachen des Kerfenwinkels kam es nach Überwindung des Haftreibungswiderstandes zu einem Abrutschen. Es konnte wesentlich weniger Kraft über die Kerfenflanke übertragen werden.

Auch bei der Verbundmittelsteifigkeit trat ein deutlicher Abfall bei Verringerung des Kerfenwinkels auf (Bild 2.15). Dies liegt daran, dass die Holzkomponente schon bei einem niedrigen Lastniveau von der Kerfe abrutscht und somit zu einer überproportionalen Zunahme der Verformungen führt. Eine Reduzierung des Kerfenwinkels auf 45° erweist sich wegen der unzulänglichen Kraftübertragung als nicht empfehlenswert.

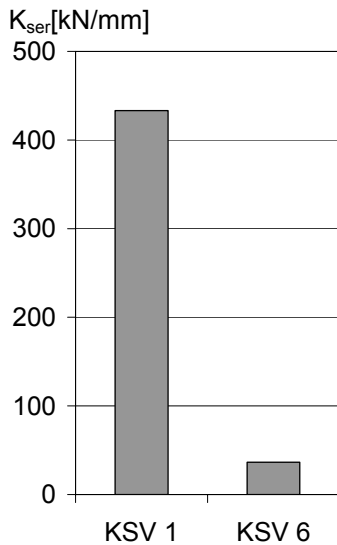


Bild 2.15: Mittlere Steifigkeit bei variiertem Kerfenwinkel

Bisher werden für die Praxis Kerfenwinkel von $\alpha_K = 80^\circ$ (10° gegenüber der Vertikalen) empfohlen. Damit sollen Spannungskonzentrationen im Eckbereich der druckbeanspruchten Kerfenflanke herabgesetzt und somit frühzeitige Schädigungen vermieden werden.

Im Rahmen der durchgeführten Versuche konnte jedoch bei keinem der 26 Versuchskörper mit senkrechten Kerfenflanken ($\alpha_K=90^\circ$) eine Schädigung des Holzes oder des Betons im Eckbereich festgestellt werden. Es wird deshalb sowohl im Hinblick auf eine wirtschaftliche Fertigung, als auch aufgrund des besseren Last-Verformungsverhaltens ein Kerfenwinkel von $\alpha_K = 90^\circ$ empfohlen.

c. Vorholzlänge

Ersichtlich ist, dass die Verringerung der Vorholzlänge von $l_{vh} = 25$ cm (KSV1) auf $l_{vh} = 15$ cm (KSV7) einen direkten Einfluss auf die Traglast des Verbundmittels hat (Bild 2.16). Durch die reduzierte Scherfläche sinkt die Traglast deutlich im Vergleich zum Referenzwert.

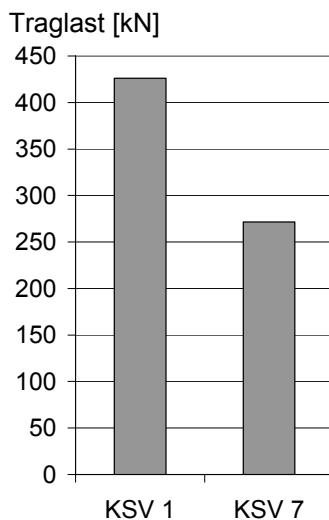


Bild 2.16: Mittlere Traglasten bei variiertem Vorholzlänge

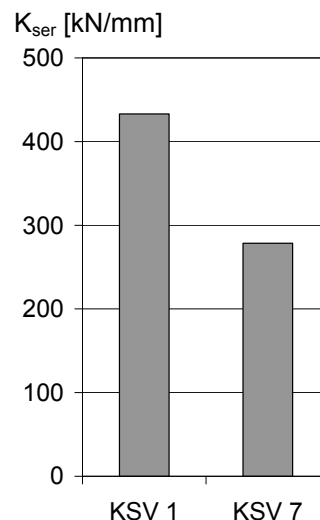
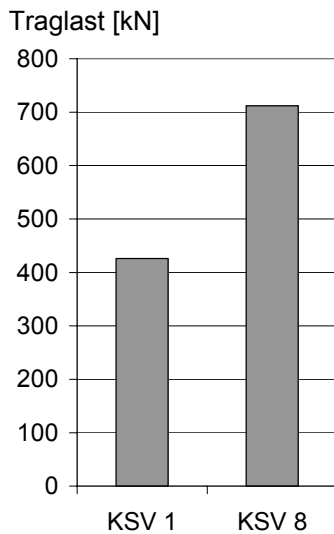


Bild 2.17: Mittlere Steifigkeit bei variiertem Vorholzlänge

Vergleicht man den mittleren Verschiebungsmodul mit dem Referenzversuch (Bild 2.17), so tritt bei Reduzierung der Vorholzlänge ein deutlicher Abfall der Verbundmittelsteifigkeit auf. Der Vergleich mit den mittleren Steifigkeiten der anderen Versuchsreihen (Tabelle 2.2 bis Tabelle 2.5) relativiert dies jedoch. Es zeigt sich, dass die Steifigkeit im Bereich der Versuchsstreuung der anderen Parameterkonfigurationen liegt und somit keine eindeutige Aussage über die Verringerung der Steifigkeit bei Reduzierung der Vorholzlänge getroffen werden kann.

d. Kervertiefe



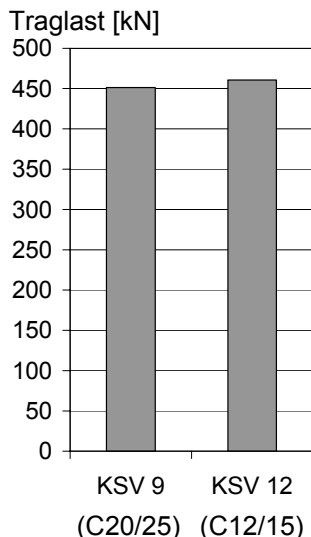
Die Verdoppelung der Kervertiefe von 2 cm (KSV1) auf 4 cm (KSV8) führt, verglichen mit dem Referenzversuch, zu einer Steigerung der Traglast um rund 40%. Dies kann zum einen aus der verringerten Lastexzentrizität im Holzteilquerschnitt und dem damit einhergehenden reduzierten Querkzuganteil herrühren, zum anderen von der Reduzierung der maximalen Schubspannung (vgl. Abschnitt 2.1.4.3, Bild 2.45). Nähere Untersuchungen hierzu werden in Abschnitt 2.1.4.3 und Abschnitt 2.2.4 erläutert. Hinsichtlich des Verschiebungsmoduls ist keine eindeutige Aussage aufgrund der großen Streuung innerhalb der Versuchsreihe 8 möglich.

Bild 2.18: Mittlere Traglasten bei variiertem Kervertiefe

Vergleicht man jedoch die Steifigkeiten der Versuchskörper der Versuchsreihe KSV8 mit den Steifigkeiten der anderen Versuchsreihen (Tabelle 2.2 bis Tabelle 2.5), so kann tendenziell von einer höheren Steifigkeit ausgegangen werden. Eindeutige Erkenntnisse können jedoch nur über weitere Versuche und/oder numerische Berechnungen (Abschnitt 2.2.2) gewonnen werden.

e. Betongüte

Wie vorab erläutert, versagte das Verbundmittels Kerbe bei herabgesetzter Betongüte (KSV12 mit C12/15) im Bereich des Betons (Bild 2.7).



Bei reduzierter Betongüte besitzt der Beton keine ausreichende Festigkeit, um das infolge der vorhandenen Lastexzentrizität entstehende Moment und die Druckbeanspruchung im Bereich der Kerwenflanke ohne Schädigung abzutragen. Es traten schon bei ca. 70% der Traglast Schädigungen des Betons im Flankenbereich der Kerbe auf, wohingegen die Versuchskörper mit Beton der Festigkeitsklasse C 20/25 erst bei Erreichen der Traglast durch das Abscheren des Vorholzes spröde versagten. Auch bildeten sich ab diesem Lastniveau bei allen 3 Versuchskörpern auf Höhe der Kerwenunterkante Risse im Beton aus (vgl. Bild 2.7), was bei den Körpern mit höherer Betongüte in keinem Fall auftrat.

Bild 2.19: Mittlere Traglasten bei variiertem Betongüte

Dass hierbei die gleiche Traglast erreicht werden konnte wie unter Verwendung eines baupraktisch üblichen Betons der Festigkeitsklasse C20/25 (Bild 2.19), lag zum einen an der gewählten Kerwenabmessung bzw. Vorholzlänge, zum anderen am Versuchsaufbau, der im Unterschied zu [Glaser 2005] mit überwiegend Betonversagen weder das Versagen des Hol-

zes, noch das Versagen des Betons unterbunden hat. Hinsichtlich des Einflusses der Betongüte auf den Verschiebungsmodul kann im Rahmen dieser experimentellen Untersuchungen aufgrund der ausgeprägten Streuung innerhalb der Versuchsreihe (vgl. Tabelle 2.5) keine eindeutige Aussage getroffen werden.

2.1.3.2 Langzeit-Scherversuche

Allgemeines Mit den Langzeit-Scherversuchen sollte die Verformungszunahme im Laufe der Zeit durch Push-Out Versuche unter einer ständig wirkenden, konstanten Last untersucht werden. Da die Feuchteänderung lediglich +/- 2% betrug und das Holz nur parallel zur Faser beansprucht wurde, wird der Einfluss des Holzschwindens als gering angesehen. Der Hauptanteil an Verformungszunahme entsteht somit aus Holzkriechen und dem Schwinden und Kriechen des Betons. Ergänzend dazu sollte das Verhalten der unterschiedlich ausgeführten Verbindungsmittel (Kerbe mit/ohne Schraube) analysiert werden. In Anlehnung an die im Vorfeld durchgeführten Kurzzeit-Scherversuche wurden insgesamt drei Versuchskörper hergestellt, die dieselben geometrischen und materiellen Eigenschaften wie die Versuchskörper unter Kurzzeitbelastung aufwiesen (vgl. Abschnitt 2.1.3.1). Auch die Ermittlung der Materialkennwerte zu Versuchsbeginn erfolgte analog. Aufbauend auf den Erkenntnissen der Kurzzeit-Scherversuche wurden die Schrauben jedoch ohne Hüllrohr eingebaut.

Versuchsprogramm Tabelle 2.6 zeigt die materiellen und geometrischen Eigenschaften der Prüfkörper der Langzeitversuche.

Tabelle 2.6: Versuchsprogramm der Langzeit- Scherversuche

Versuchsreihe	Anzahl	E-Modul Beton	E-Modul Holz	Schraubenart	Schraubendurchmesser	Schaftlänge	Abstand zu UK Kerbe	Abstand zu OK Kerbe	Kerwenwinkel	Vorholzlänge	Kervertiefe
	n	[N/mm ²]	[N/mm ²]		∅ [mm]	l _s [mm]	s _{au} [cm]	s _{ao} [cm]			
LSV1	1	28535	9810	ohne	-	-	-	-	90°	25	2
LSV2	1	28535	9810	SS	16	140	10	10	90°	25	2
LSV3	1	28535	9810	H	12	120	10	10	90°	25	2
		ohne= nur Kerbe		SS=Schlüsselschraube			H=Holzbauschraube				

Variiert wurde hierbei lediglich die Schraubenart, beziehungsweise die Ausführung des Verbindungsmittels.

Bei LSV1 wurde als Verbindungsmittel nur die Kerbe, ohne Vorhandensein einer Schraube hergestellt. Der Versuchskörper war identisch mit der Versuchsreihe KSV11 aus den Kurzzeit-Scherversuchen. LSV2 entsprach dem Versuch KSV9 der Kurzzeit-Scherversuche. Er wurde mit Schlüsselschrauben vom Durchmesser 16 mm ausgeführt. Eine Variation der Schraubenart erfolgte mit LSV3. Hierbei wurden selbstbohrende Holzschrauben mit Durchmesser 12 mm eingesetzt. Dieser Versuchskörper war identisch mit der Versuchsreihe 10 unter Kurzzeitbeanspruchung. Mit der vorliegenden Parametervariation zwischen den einzelnen Versuchskörpern sollte zum einen der Einfluss der Schrauben auf das Trag- und Verformungsverhalten bei Langzeitbeanspruchung untersucht werden. Zum anderen sollten die Unterschiede bzgl. zeitabhängiger Verformungszunahme ermittelt werden.

Versuchsbeschreibung Der Versuchsaufbau der Langzeit-Scherversuche ist in Bild 2.20 und Bild 2.21 dargestellt. Als Gebrauchsprüflast wurde ca. 30% der in den Kurzzeit-Versuchen ermittelten mittleren Bruchlast angesetzt. Dabei wurde die Belastung über Lasteinleitungsprofile durch eine planmäßige Vorspannung von Rundstählen aufgebracht (Bild 2.22). Mit Dehnmessstreifen, die paarweise auf die Rundstähle aufgeklebt wurden, erfolgte eine regelmäßige Kraftkontrolle. Aus den gemessenen Dehnungen konnten die Normalkräfte in den Zugstangen über die Querschnittsfläche und E-Modul ermittelt werden. Die Tellerfedern wurden gemäß [DIN 2092 1990] so konzipiert, dass trotz Zunahme der Verformungen die Vorspannkraft der Stangen konstant blieb. Da sich die Versuchskörper jedoch in einer zwar überdachten, aber seitlich offenen Versuchshalle befanden und somit ständigen Klimaschwankungen ausgesetzt waren, war diese Annahme ungenau. Wegen der steifen Verbindung und der damit verbundenen geringen Verschiebungen hatten schon die Temperaturdehnungen der Federn selbst einen großen Einfluss auf die Last. Aus diesem Grund wurde in regelmäßigen Abständen die Last kontrolliert und über Nachspannen bzw. Entlasten konstant gehalten.

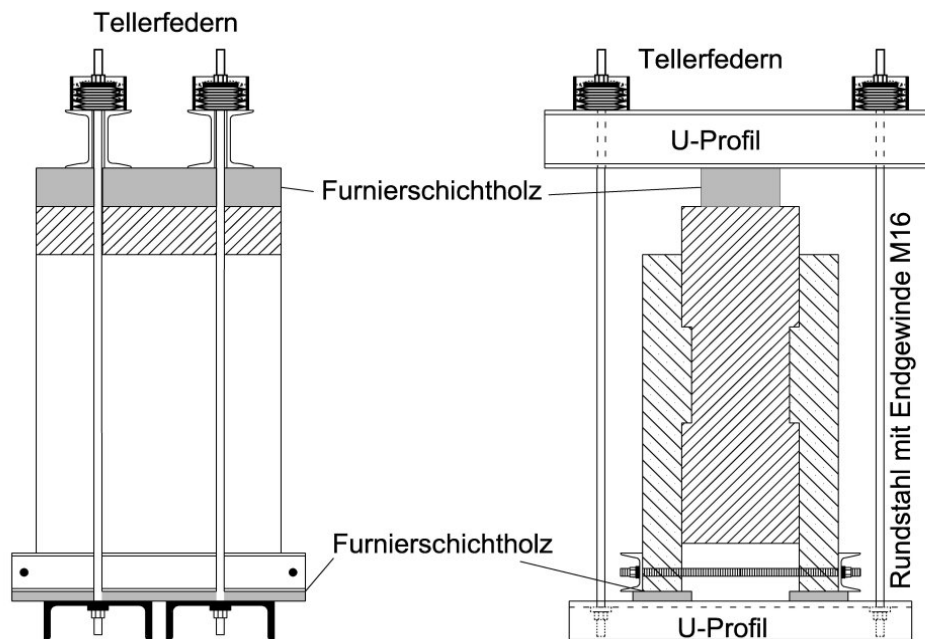


Bild 2.20: Versuchsaufbau Langzeit- Scherversuche

Zur Verhinderung des horizontalen Ausweichens der Betonplatte im unteren Bereich und zur Simulation der unter realen Bedingungen weiterlaufenden Betonplatte wurden wie in den Kurzzeit-Versuchen U-Profile mit handfest angezogenen Gewindestangen eingesetzt.

Der zeitabhängige Verbindungsmittelschlupf wurde mittels vier Wegaufnehmern gemessen (Bild 2.21). Zur Holzfeuchtemessung wurden zwei Messelektroden in verschiedenen Tiefen (2,0 und 5,0 cm) dauerhaft eingesetzt. Das Umgebungsklima, wie Temperatur und relative Luftfeuchte, wurden über stationäre Aufnehmer kontinuierlich aufgezeichnet. Für die Ermittlung der tatsächlich wirkenden Kräfte in den Zugstangen (Belastungseinrichtung) und den Schrauben (Verbindungsmittel) wurden Dehnmessstreifen paarweise appliziert.

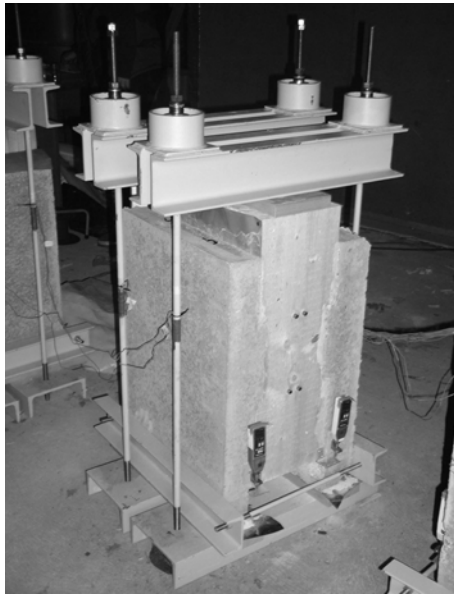


Bild 2.21: Versuchsstand Langzeit-Scherversuche Bild 2.22: Spannvorrichtung

Die Langzeitversuchsprüfkörper wurden 61 Tage nach dem Betonieren in den oben beschriebenen Versuchsstand eingebaut. Dabei wurden alle 4 Stangen gleichzeitig so lange vorgespannt, bis das ermittelte Gebrauchslastniveau in Höhe von $P=120$ kN erreicht war. Die Messhäufigkeit kann Tabelle 2.7 entnommen werden.

Tabelle 2.7: Messhäufigkeit der Langzeitversuche

Wegmessung		Dehnungsmessung	
Belastungsphase	kontinuierlich	Belastungsphase	kontinuierlich
1. und 2. Tag	alle 30 Sekunden	1. und 2. Tag	alle 5 Stunden
3. - 24. Tag	2 mal täglich	3. - 30. Tag	täglich
25. - 150. Tag	täglich	30. - 115. Tag	3 mal pro Woche
150. - 230. Tag	3 mal pro Woche	115. - 175. Tag	2 mal pro Woche
ab 230. Tag	2 mal pro Woche	ab 175. Tag	1 mal pro Woche

Die gesamte Messdauer beträgt 1 Jahr.

Versuchsergebnisse Die Beschreibung des Kriechens der Verbindungsmittel erfolgt durch den Kriechfaktor $\varphi_{VM}(t)$. Dieser wird gemäß Gleichung (2.1) ermittelt.

$$\varphi_{VM}(t) = \frac{u_{ges} - u_{elastisch}}{u_{elastisch}} \quad (2.5)$$

Die Entwicklung der mittleren Kriechfaktoren der drei verschiedenen Dauerstand-Druckprüfkörper über die Versuchsdauer ist in Bild 2.23 dargestellt. Dabei sei angemerkt, dass das Schwinden des Betons nicht eliminiert wurde und somit in den gemessenen Verformungen und damit in den Kriechfaktoren enthalten ist.

Es ist eine Abhängigkeit vom Schraubeneinsatz erkennbar. So weist das Verbindungsmittel Kerfe ohne Schraube (LSV1) einen größeren Kriechfaktor auf als die Kombination der Kerfe mit einer Sechskant-Holzschraube $\varnothing 16$ (LSV2). Das Verbindungsmittel Kerfe mit selbstbohrender Holzschraube $\varnothing 12$ (LSV3) liegt dazwischen. Es wird deutlich, dass das Vorhandensein einer Schraube eine Verminderung des Kriechfaktors bewirkt. Die Auswertung der im

Rahmen der experimentellen Untersuchungen durchgeführten Messungen und deren Approximation durch geeignete Ansätze wird in Abschnitt 2.3.4 vorgestellt.

Kriechfaktor [-]

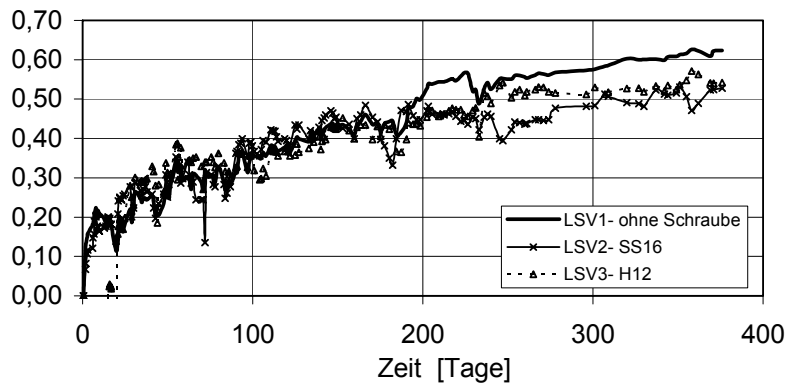


Bild 2.23: Kriechfaktorentwicklung

2.1.3.3 Erkenntnisse und offene Fragen

Die durchgeführten Grundlagenversuche unter Variation möglichst vieler Parameter haben gezeigt, dass das Trag- und Verformungsverhalten durch Anpassung der Kervengeometrie stark beeinflusst werden kann. So führt die Verkürzung der Vorholzlänge und die Neigung der Kervenflanke zu einem ungünstigeren Trag- und Verformungsverhalten. Eine Vergrößerung der Kerventiefe führt zu einer Verbesserung. Da eine Vergrößerung der Kerventiefe jedoch gleichzeitig eine Verringerung der Querschnittshöhe des Holzes im Kervenbereich bedeutet, kann diese nur in einem bestimmten Rahmen vergrößert werden, um die in der realen Einbausituation infolge Schub auftretenden Spannungen im Holz mit ausreichender Sicherheit aufnehmen zu können. Genauere Hinweise hierzu finden sich in Abschnitt 3.2.3.4.

Ein Einfluss zusätzlicher Schrauben auf die Traglast kann bei den gewählten Versuchskörpern nicht festgestellt werden, weil das Versagen durch Abscheren des Vorholzes erst nach Überschreitung der Lochleibungsfestigkeit im Schraubenbereich erfolgte. Bei der Verbundmittelsteifigkeit ist die Streuung innerhalb der einzelnen Versuchsreihen ausgeprägter als der Unterschied zwischen den Mittelwerten der verschiedenen Versuchsreihen. Die Materialeigenschaften der Verbundpartner Holz und Beton haben somit einen nachweislich höheren Einfluss auf die Steifigkeit als die Schrauben selbst. Die Abtragung des Exzentrizitätsmoments und der Längsschubkraft soll im Rahmen von numerischen Untersuchungen analysiert und durch die Entwicklung eines mechanischen Modells (Abschnitt 2.1.5) beschrieben werden.

Zur Vermeidung von Spannungsspitzen im Kervenbereich wurden Kerven bislang mit leicht geneigten Kervenflanken ausgeführt. Im Rahmen der in dieser Arbeit vorgestellten Versuche wurde der überwiegende Anteil der Versuchskörper mit senkrechten Kervenflanken ausgeführt. Dies hat zum einen fertigungstechnische Vorteile, da die Kerven in einem Arbeitsgang hergestellt werden können, zum anderen führt dies zu einem steiferen Verbund. Die Prüfung der Versuchskörper ergab keine frühzeitige lokale Schädigung durch Spannungsspitzen im Kervenbereich.

Mit der Gegenüberstellung der Ergebnisse numerischer Berechnungen für verschiedene Kerwenwinkel (Abschnitt 2.2.4) soll analysiert werden, welche Spannungsspitzen im Kervenbereich tatsächlich auftreten und welchen Einfluss eine geringfügige Abflachung auf diese hat.

Durch die materialbedingt großen Streuungen kann keine eindeutige Aussage hinsichtlich der Verbundmittelsteifigkeit gemacht werden. Aus diesem Grund werden in Abschnitt 2.3.3.1 probabilistische Untersuchungen durchgeführt, die unter Berücksichtigung der Variation streuender Eingangsparameter zuverlässige Werte liefern.

Hinsichtlich der durchgeführten Langzeituntersuchungen konnte ein Zusammenhang zwischen zusätzlich eingebauten Schrauben und der sich daraus ergebenden Kriechfaktorentwicklung festgestellt werden. Nach der Berechnung der Kriechfaktoren für die verschiedenen Ausführungen in Abschnitt 2.3.4 wird geklärt, ob ein infolge zusätzlicher Schrauben geänderter Kriechfaktor einen signifikanten Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten einer Brettstapel-Beton-Verbunddecke hat.

2.1.4 Numerische Untersuchungen

2.1.4.1 Einführung

Ausgehend von den experimentell gewonnenen Ergebnissen werden im Folgenden numerische Untersuchungen durchgeführt, um das Trag- und Verformungsverhalten von Kerven mit Schrauben genauer zu untersuchen. Im Bereich von Gebrauchs- und Traglast werden die gewonnenen Erkenntnisse bestätigt und durch eine Parameterstudie erweitert. Da der Schwerpunkt der lokalen Untersuchungen zum Verbundmittel Kerbe auf deren Optimierung liegt, wird insbesondere auf die Veränderung der Steifigkeit bei Änderung von Kervengeometrie oder Schraubeneinsatz eingegangen. Auch werden die in Abschnitt 2.1.3.1 dargestellten Versagensursachen näher analysiert. Die Modellierung und Berechnung erfolgt mit dem Finite-Elemente Programm ANSYS 6.1. Da sowohl bei den Scherversuchen, als auch bei den Biegeversuchen (vgl. Abschnitt 3.1.3) sprödes Versagen mit einem linearen Last-Verformungsverhalten auftrat, wird eine linear-elastische Berechnung durchgeführt.

2.1.4.2 Modellierung

Entwicklung verschiedener Modelle Insgesamt werden zur Abbildung der durchgeführten Versuche vier verschiedene Finite-Element-Modelle erstellt (Tabelle 2.8). Unter Ausnutzung der Symmetrie, wird jeweils nur $\frac{1}{4}$ des Versuchskörpers modelliert und in den einzelnen Schnittebenen Symmetrierandbedingungen in Form von zusätzlichen Lagern definiert. Um die Schrauben in ihrer realen Einbausituation abbilden zu können, wird für die Versuchskörper mit Schraube ein räumliches Finite-Element-Modell erstellt. Die Vernetzung erfolgt mit 20-knotigen Volumenelementen vom Typ Solid95, deren Elementgrößen an diskreten Punkten, wie beispielsweise Kervenflanke oder Schraubenbereich, verfeinert werden.

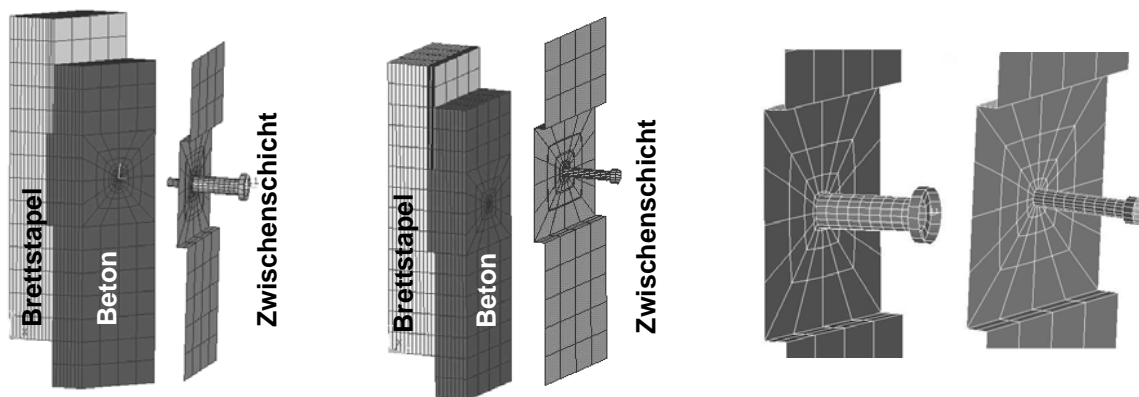
Die Materialeigenschaften werden gemäß Tabelle 2.2 bis Tabelle 2.5 gewählt. In Tabelle 2.8 sind die verschiedenen Modelle aufgelistet. Sie unterscheiden sich im Wesentlichen hinsichtlich der Modellierung und Applikation der Schrauben.

Tabelle 2.8: Modellunterscheidung

Modell-Nr.	Schraubenapplikation	Schraubenmodellierung	Besonderheit
S1	mit Hüllrohr	Volumenelement	Spalt mit Kontaktelementen zwischen Schraube und Beton / Holz
S2	ohne Hüllrohr	Volumenelement	direkter Kontakt zwischen Schraube und Beton/Holz über Kontaktelemente
S3	ohne Hüllrohr	Balkenelement	Schraube und Beton/Holz starr verbunden
S4	ohne Schraube	ohne Schraube	

Zur Herstellung des Kontaktes zwischen Holz- und Betonkomponente wird unter Berücksichtigung des Reibungsbeiwerts in der Verbundfuge und im Bereich der Schrauben ein Flächenkontakt in Form von Contact- und Target-Elementen (Conta174; Targe170) definiert. Die Kontaktschicht lässt Verschiebungen in ihrer Ebene in Abhängigkeit vom Reibungsbeiwert zu. Verschiebungen senkrecht zur Ebene zeigen sich als Lösen oder direktes Anliegen der Einzelkomponenten. Als Reibungsbeiwert zwischen Holz und Beton mit dazwischen liegender Folienschicht wird $\nu=0,2$ gewählt [Friction Center 2003]. Eindrückungen werden in Abhängigkeit von den Materialeigenschaften der angrenzenden Komponenten berücksichtigt. Die Belastung erfolgt in mehreren Lastschritten bis zur mittleren Versagenslast der jeweiligen Versuchsreihe. Die Lagerungsbedingungen folgen den im Rahmen der experimentellen Untersuchung vorliegenden Lagerungen an der Unterseite der Betonkomponente parallel und senkrecht zur Verbundfuge (vgl. Bild 2.5).

Bild 2.24 und Bild 2.25 zeigt die verschiedenen Modelle und die Kontaktschicht zwischen den Komponenten Brettstapel und Beton. Wie erwähnt, werden die Schrauben in den Modellen S1 und S2 mit Volumenelementen modelliert. Zwischen den Einzelkomponenten Beton, Holz und Schraube werden Kontaktelemente angeordnet (Bild 2.24). Im Modell S1 wird dadurch erreicht, dass sich die Komponenten Schraube und Beton nach Überwinden des Schlupfes im Hüllrohr gegenseitig berücksichtigen und durch das Anliegen der Schraube am Beton Kräfte übertragen werden können. Dies ist bei der Modellierung mit Balkenelementen (Bild 2.25) nicht möglich. Auch werden durch die Kontaktelemente im Schraubenbereich Eindrückungen der Schraube ins Holz berücksichtigt.



(a) Modell S1 (mit Hüllrohr) (b) Modell S2 (ohne Hüllrohr) (c) Kontaktmodell mit/ohne Hüllrohr

Bild 2.24: Modell S1 und S2 (Schraube als Volumenelement)

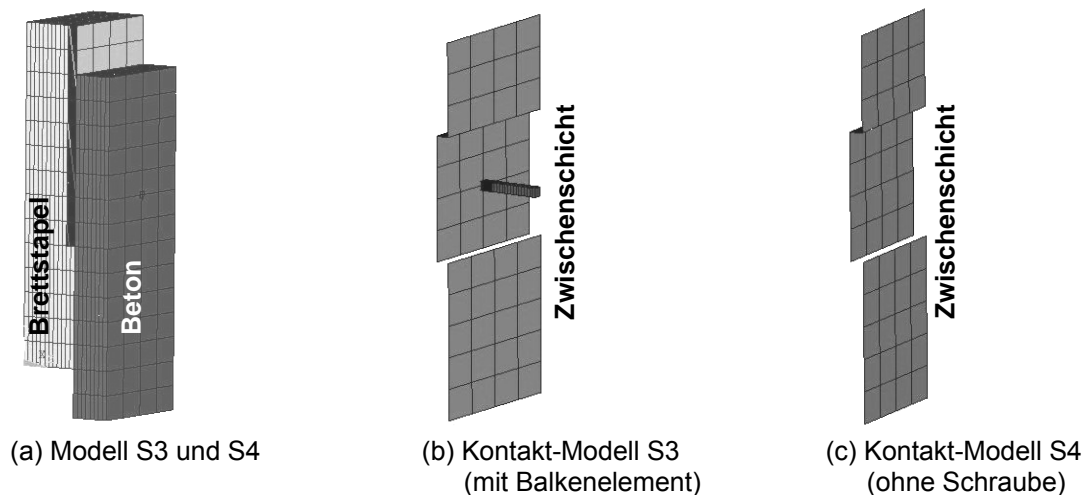


Bild 2.25: Modell S3 und S4 (Schraube als Balkenelement / ohne Schraube)

Ein Schnitt durch die Schraubenachse im Modell S1 ist in Bild 2.26 dargestellt. Der Nachteil dieser sehr detaillierten Art der Schraubenmodellierung ist die lange Berechnungszeit mit hohem Speicherbedarf. Bei dem Modell S3 entfällt die komplexe Kontaktmodellierung im Schraubenbereich. Die Schraube wird durch die direkte Knotenkopplung am Balkenelement als starr mit dem Holz bzw. dem Beton verbunden betrachtet (Bild 2.27). Eindrückungen werden hierbei nicht berücksichtigt.

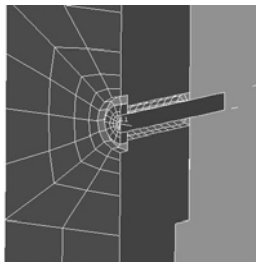


Bild 2.26: Schnitt durch die Schraube (Modell S1)

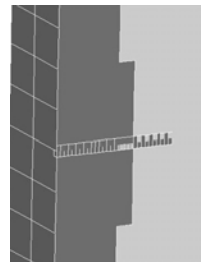


Bild 2.27: Schnitt durch die Schraube (Modell S3)

Im Modell S4 wird keine Schraube modelliert. Kontaktelemente liegen nur zwischen den Komponenten Holz und Beton vor (Bild 2.25). Durch den Wegfall des komplizierten Kontakts im Schraubenbereich kann die Rechenzeit und der Speicherbedarf der Modelle S3 und S4, verglichen mit Modell S1 und S2, deutlich reduziert werden.

Wahl eines Modells für Kerfe mit Schraube und Hüllrohr Das Modell S1 wird erstellt, um die Versuche der Versuchsreihen KSV 1÷8 (Schraube mit Hüllrohr) möglichst exakt abzubilden und nachrechnen zu können. Die numerische Berechnung des Modells S1 liefert jedoch, wie auch schon die experimentellen Untersuchungen an Schrauben mit Hüllrohr, vernachlässigbare Beanspruchungen der Schrauben. Dies liegt daran, dass die Kerfe infolge ihrer hohen Steifigkeit nicht genügend Verformung aufweist. Der Spalt zwischen Hüllrohr und Schraube kann somit nicht überwunden werden und die Schraube hat keinen Kontakt zum Beton. Sie beteiligt sich demnach nicht an der Lastabtragung. Es wird eine Vergleichsberechnung zwischen Modell S1 und Modell S4 (ohne Schrauben) mit gleichen Eingangswerten durchgeführt. Die Veränderung der Verschiebungen unter Traglast der verschiedenen

Versuchsreihen sind in Tabelle 2.9 dargestellt. Da sich die Verschiebungen und damit auch die Steifigkeiten nur in einem Bereich von ca. 3% verändern, die Berechnung aber in einer kürzeren Zeit mit wesentlich geringerem Speicheraufwand durchgeführt werden kann, wird für die Versuchskörper mit Schrauben und Hüllrohr (KSV 1÷8) das Modell S4 (ohne Schrauben) herangezogen.

Tabelle 2.9: Änderung der Verschiebungen bei Änderung des Modells unter Traglast

Versuchsreihe	KSV1	KSV2	KSV4	KSV5	KSV7	KSV8
$V_{\text{Modell S4}}/V_{\text{Modell S1}}$ [%]	98,8	97,6	96,6	100	96,7	99,5

Wahl eines Modells für Kerfe mit Schraube ohne Hüllrohr Die Schrauben werden in der Praxis im Kervenbereich eingesetzt, um auch Kräfte senkrecht zur Verbundfuge aufzunehmen. Diese Kräfte können, vergleichbar mit einem Kopfbolzendübel im Stahl-Beton-Verbundbau, aber nur dann effektiv in die Schraube eingeleitet werden, wenn sich eine Betondruckstrebe am Schraubenkopf abstützt. Aus diesem Grund wird die Schraube im Modell S2 mit Volumenelementen exakt modelliert. Die im Folgenden vorgestellten numerischen Untersuchungen sollen genauere Erkenntnisse hinsichtlich der Schraubenbeanspruchung liefern. Aus der numerischen Berechnung des Modells S2 ergibt sich, dass die Schraube in Axialrichtung keine Normalspannungen erfährt (Bild 2.28). Lediglich Biegespannungen treten im Schaft infolge der Vertikalverschiebung der Holzkomponente auf.

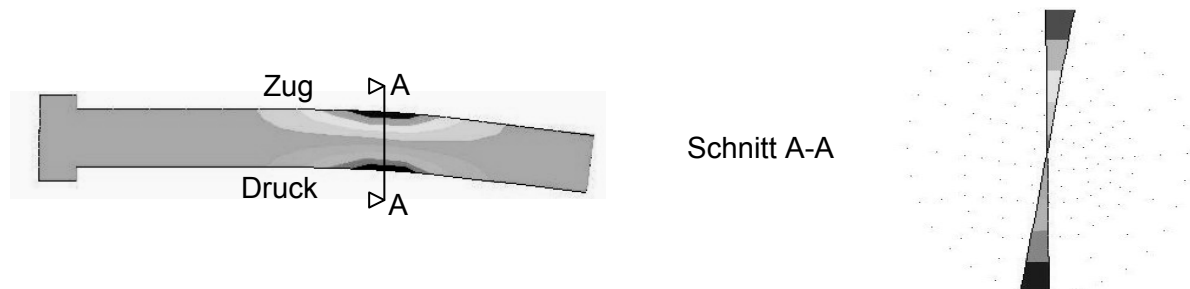


Bild 2.28: Schnitt durch die Schraube bei Modell S2 (Spannungen in Axialrichtung)

Da die Schrauben keine Normalkraft erfahren und sie sich nur über Biegung an der Lastabtragung in vertikaler Richtung beteiligen, wird das vorliegende Modell S2 mit dem vereinfachten Modell S3 (Schraube als Balkenelement) verglichen. Um abzuschätzen, ob das vereinfachte Modell anstelle des komplexen Volumenmodells verwendet werden kann, werden in Tabelle 2.10 die Verschiebungen unter Traglast bei gleichen Eingabeparametern verglichen.

Tabelle 2.10: Änderung der Verschiebungen bei Änderung des Modells

Versuchsreihe	KSV9	KSV10
$V_{\text{Modell S3}}/V_{\text{Modell S2}}$ [%]	92,2	92,0

Der Unterschied in den Verschiebungen des Modells S2 und S3 entsteht dadurch, dass die Eindrückung der Schraube in das Holz, die zu einer größeren Verformung führt, bei dem Balkenelement in S3 nicht abgebildet werden kann. Allerdings wird dieser Unterschied vor allem im Hinblick auf die große Streuung der Werkstoffeigenschaften des Holzes als vernachlässigbar angesehen.

Modell für Kerfe ohne Schraube

Für die Versuchskörper der Versuchsreihe 11 wird das Modell S4 (ohne Schrauben) herangezogen. Die Lastabtragung erfolgt ausschließlich über die Kerfenflanke.

2.1.4.3 Ergebnisse

Allgemeines Nach der detaillierten Analyse der erstellten Modelle werden die folgenden Modelle für die numerische Nachrechnung der Versuche und die Parameterstudie herangezogen:

- Modell S3 (Schraube als Balkenelement): Schrauben ohne Hüllrohr (KSV9 und 10)
- Modell S4 (ohne Schraube): Schrauben mit Hüllrohr (KSV 1-8)/ ohne Schrauben (KSV11)

Ergänzend sei angemerkt, dass es sich hierbei um zwei identische Modelle handelt, deren einziger Unterschied in dem zusätzlichen Einbau eines Balkenelements besteht. Zur Verifikation dieser Modelle werden insgesamt 9 Versuchsreihen nachgerechnet. Verzichtet wird auf die Nachrechnung der Versuchsreihe KSV3 (Vorspannung der Schrauben), da sich gezeigt hat, dass eine planmäßige Vorspannung bei Brettstapeln wegen der geringen Einzelbrettbreiten ($b = 32 \text{ mm}$) und damit geringen Randabstände praktisch nicht realisierbar ist. Als nicht sinnvoll erwiesen hat sich auch die Abflachung des Kerfenwinkels in KSV6, weshalb auch diese Versuchsreihe nicht nachgerechnet wird. Ebenfalls verzichtet wird auf die Nachrechnung der Versuchsreihe KSV12 (Magerbeton), da diese nur der besseren Analyse der Lastabtragung dient und durch die vorliegende linear elastische Berechnung nicht abgebildet werden kann. Die Modelle werden mit der mittleren Traglast der jeweiligen Versuchsreihe belastet. In den nachfolgenden Diagrammen ist die numerisch ermittelte Last-Verformungsbeziehung um den Anfangsschlupf der Versuche verschoben dargestellt.

Verifikation von Modell S3

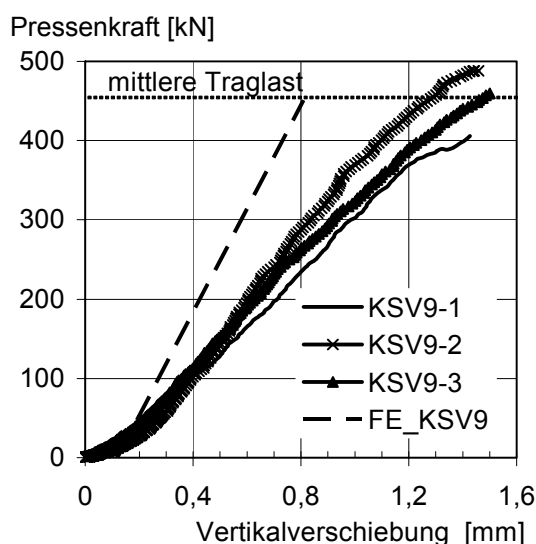


Bild 2.29: KSV9 (Versuch / FE)

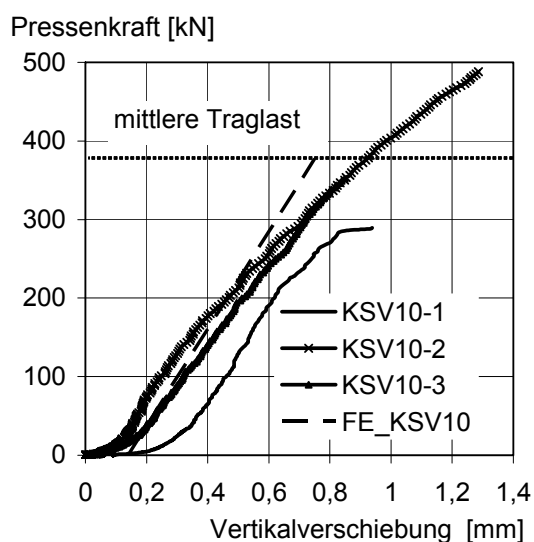


Bild 2.30: KSV10 (Versuch / FE)

Bild 2.29 und Bild 2.30 zeigen die experimentell und numerisch ermittelten Last-Verformungskurven der Versuche mit Schraube ohne Hüllrohr (KSV9 und KSV10).

Sie weichen z.T. hinsichtlich der Steigung, d.h. der Steifigkeit deutlich voneinander ab. Aufgrund der großen Streuungen innerhalb der einzelnen Versuchsreihen (Bild 2.31), ist kein Schluss hinsichtlich des Parametereinflusses durch die Versuchsergebnisse und somit auch keine genaue Verifikation möglich. Auf die Auswertung der stark streuenden Versuchsergebnisse bzw. auf die Ermittlung zuverlässiger Kennwerte wird in Abschnitt 2.3.3 genauer eingegangen. Jedoch werden mit der numerischen Analyse die erwarteten Tendenzen der Steifigkeit erreicht. Damit ergeben sich die Verhältnisse der Steifigkeiten gemäß Bild 2.32. Die Kerfe mit Schlüsselschrauben $\varnothing 16$ (KSV9) weist annähernd die gleiche Steifigkeit wie eine Kerfe mit einer selbstbohrenden Holzschraube $\varnothing 12$ (KSV10) auf. Die Steifigkeit der Kerfen ohne Schrauben (KSV11) liegt jedoch ca. 40% unter der Steifigkeit von Kerfen mit Schrauben.

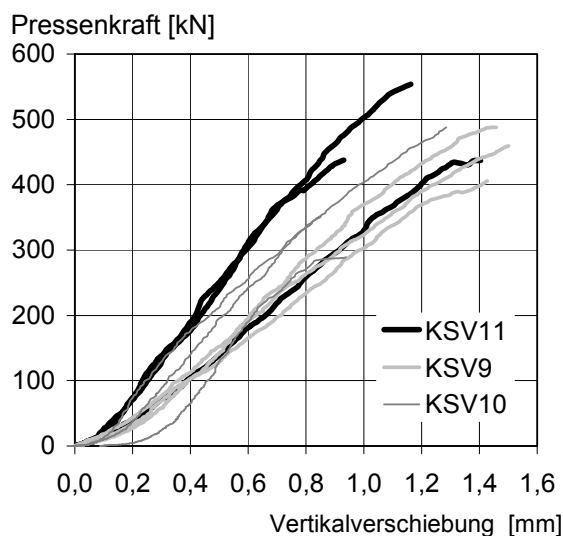


Bild 2.31: Versuchskurven KSV9 - KSV11

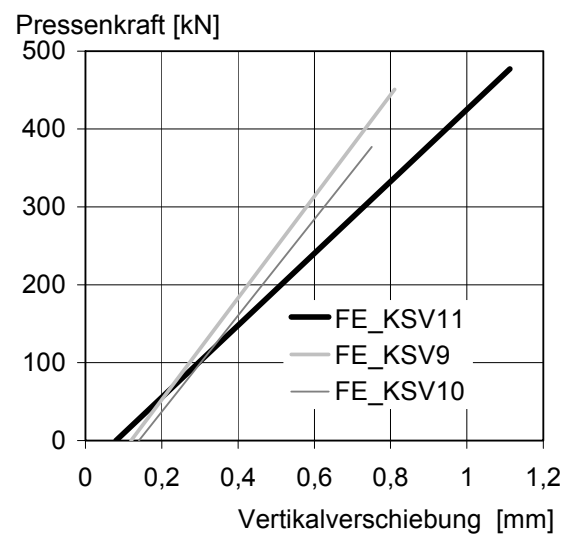


Bild 2.32: FE- Kurven KSV9 - KSV11

Die Plausibilität der numerischen Ergebnisse wird zudem gestützt durch die experimentellen Langzeit-Scherversuche (Abschnitt 2.1.3.2). Hierbei treten bei den Versuchskörpern mit Schrauben geringere Langzeitverformungen auf, als bei Versuchskörpern ohne Schrauben. Es erfolgt demnach eine Umlagerung der Scherkraft auf die Schrauben. Die numerischen Ergebnisse werden infolge dessen als verifiziert betrachtet.

Verifikation von Modell S4

Im Folgenden sind die Last-Verformungskurven der einzelnen Versuchsreihen bis zur Traglast und die der numerischen Berechnung bis zur mittleren Traglast der jeweiligen Versuchsreihe dargestellt. Es zeigt sich, dass sich die experimentell gewonnenen Last-Verformungskurven, unter Betrachtung der starken Streuung innerhalb der einzelnen Versuchsreihen, mit den numerischen Modellen abbilden lassen. Jedoch werden die vorhandenen Verbundmittelsteifigkeiten teilweise unterschätzt (Bild 2.40). Abschnitt 2.2.6 zeigt den starken Einfluss des Holz-E-Moduls auf die Verbundmittelsteifigkeit. Da die streuenden Materialeigenschaften des Holzes innerhalb und zwischen den einzelnen Lamellen des Brettstapels im Rahmen der numerischen Untersuchung bisher nicht berücksichtigt wurden, kommt es zu einer Fehleinschätzung der tatsächlichen Verbundmittelsteifigkeiten. Um dennoch gesicherte Kennwerte der Verbundmittelsteifigkeit zu ermitteln, werden in Abschnitt 2.3.3, aufbauend auf die bereits durchgeführten numerischen Untersuchungen, probabilistische Untersuchungen auf Basis der Monte Carlo Simulation durchgeführt.

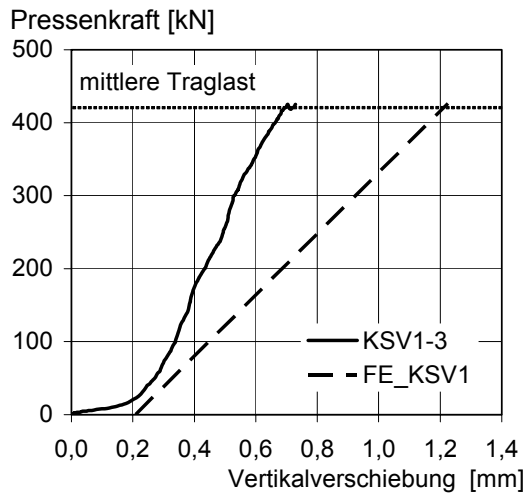


Bild 2.33: KSV1 (Versuch / FE)

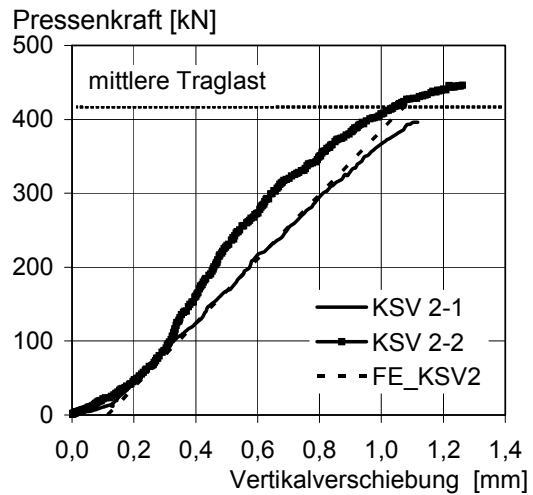


Bild 2.34: KSV2 (Versuch / FE)

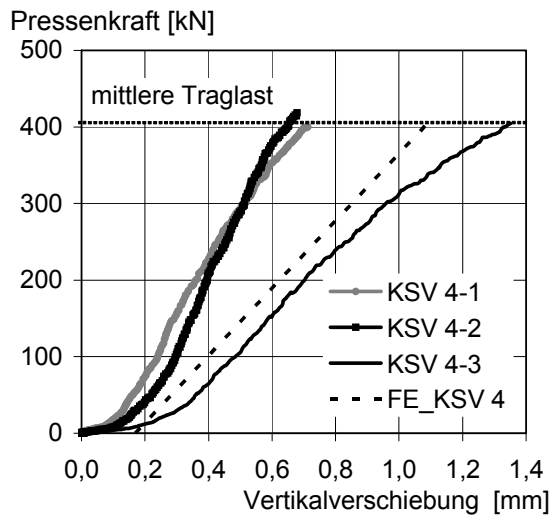


Bild 2.35: KSV4 (Versuch / FE)

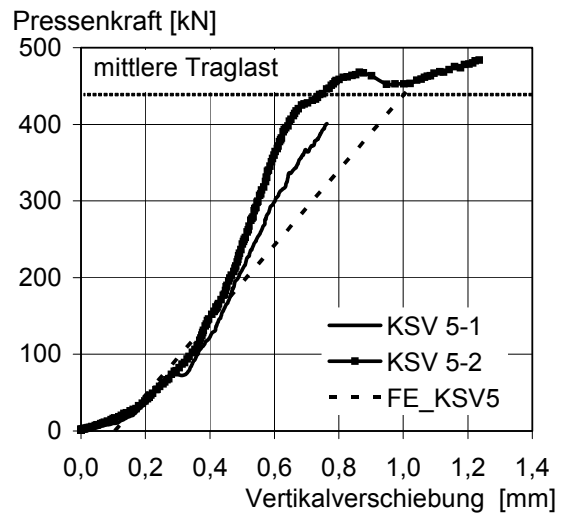


Bild 2.36: KSV5 (Versuch / FE)

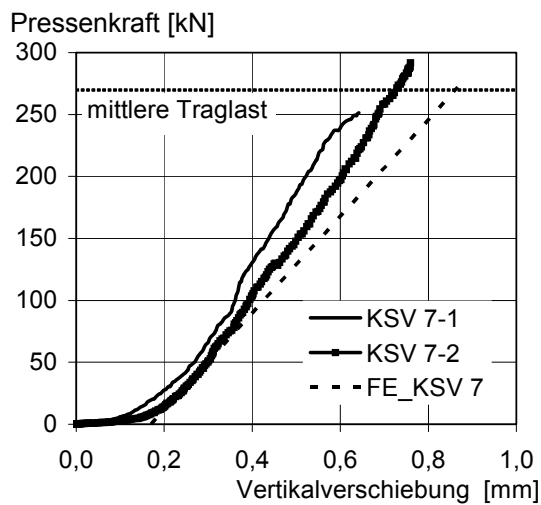


Bild 2.37: KSV7 (Versuch / FE)

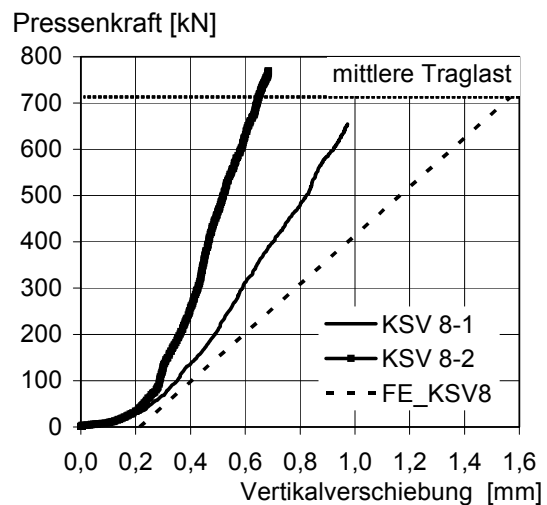


Bild 2.38: KSV8 (Versuch / FE)

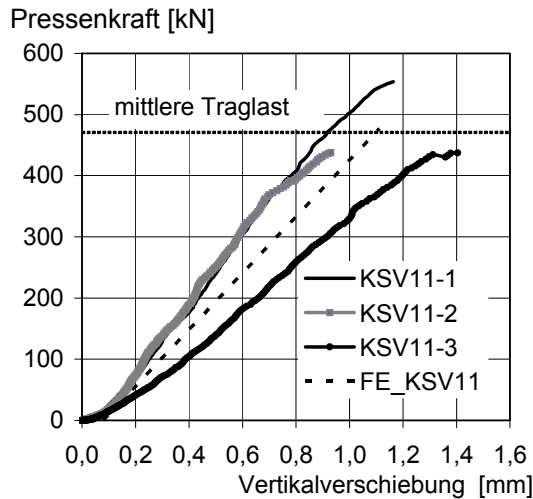


Bild 2.39: KSV11 (Versuch / FE)

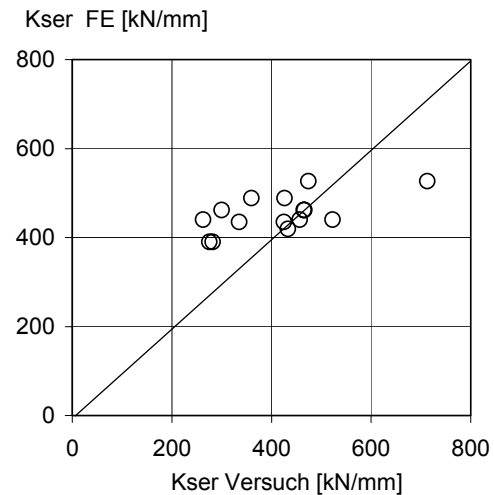
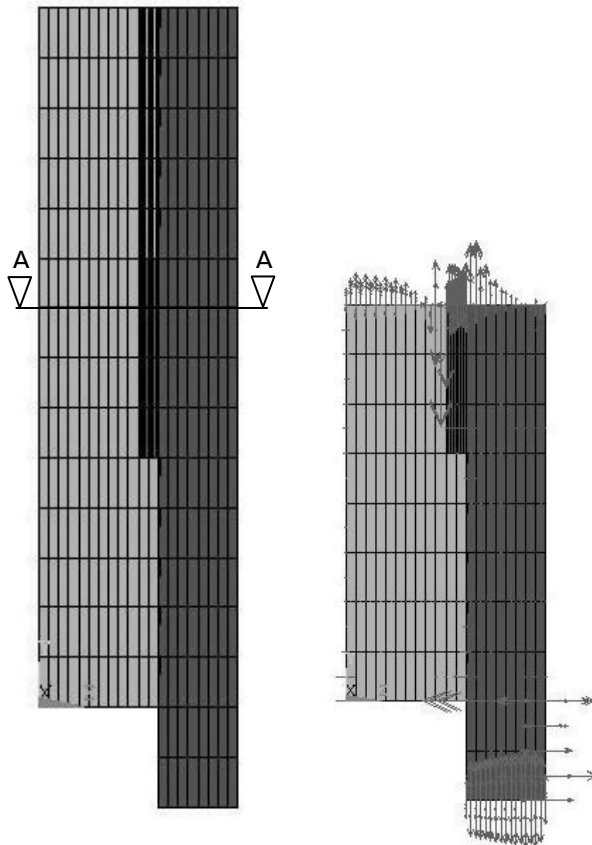


Bild 2.40: Vergleich der Verbundmittelsteifigkeiten

Schubkraftabtragung



(a) Schnittführung

(b) Knotenkräfte im Schnitt A-A

Bild 2.41: Ermittlung der Lastabtragungsanteile Schraube / Kerfe

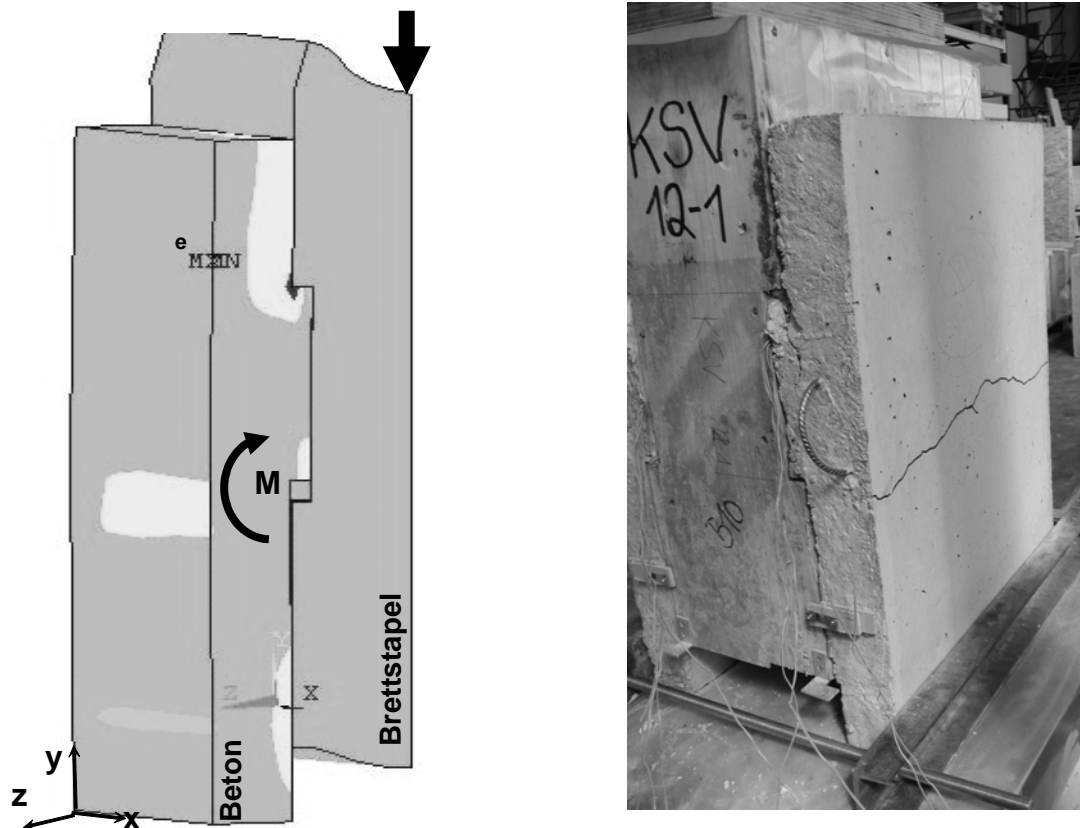
Durch Summation der Knotenkräfte der Komponenten Holz und Beton in verschiedenen Schnitten des numerischen Modells S3 (Bild 2.41) wird ermittelt, welcher Anteil der Scherkraft von der Schraube und welcher von der Kerfe übertragen wird. Dabei zeigt sich, dass sich die Schraube an der Abtragung der Lasten parallel zur Verbundfuge beteiligt. Unter Vorhandensein einer Schraube überträgt die Kerfe mit den Referenzparametern (vgl. Tabelle 2.1, KSV 1) rund 63% der Scherkraft vom Holz auf den Beton, 37% wird über die Schrauben eingeleitet.

Diese Lastaufteilung gilt bis zum Erreichen der Lochleibungsfestigkeit des Holzes (vgl. Abschnitt 2.1.3.1). Danach wird die gesamte Längsschub von der Kerfe übertragen.

Beim Verbundmittel ohne Schraube hingegen wird die Vertikallast generell über die Kerfenflanke eingeleitet. Diese Erkenntnis deckt sich mit den Ausführungen von [Frangi 2001].

Abtragung des Exzentrizitätsmoments Das Verbundmittel Kerfe dient bei Brettstapel-Beton-Verbunddecken der Übertragung der aus dem Verbund resultierenden Längsschubkraft. Dabei wird die dem Auflager zugewandte Kerfenflanke auf Druck beansprucht. Im Rahmen von Push-Out-Tests wird diese Kraftübertragung isoliert abgebildet. Die auf den Brettstapel aufgebrachte vertikale Last wird über die Kerfenflanke in den Beton weitergeleitet. Dabei entsteht infolge der Exzentrizität zwischen der druckbeanspruchten Kerfenflanke und der Längsachse der Betonplatte ein lokales Exzentrizitätsmoment (Bild 2.42).

Bislang wurde davon ausgegangen, dass zusätzlich zu den Kerfen Schrauben eingebaut werden müssen, die die aus dem Exzentrizitätsmoment resultierenden Zugspannungen senkrecht zur Plattenlängsachse aufnehmen und somit ein Abheben des Betons von Holz verhindern. Wie bereits in Abschnitt 2.1.3.1 anhand von Versuchen mit reinen Kerfen (KSV 11) gezeigt, kann die Abtragung des Exzentrizitätsmoments ohne Schädigung allein durch den Beton erfolgen. Ergänzende Untersuchungen in der realen Einbausituation werden in Kapitel 3 vorgestellt.



(a) Numerische Berechnung

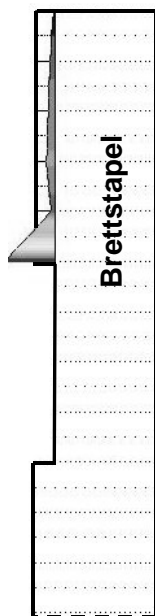
(b) Versuch KSV12-1 mit Betongüte C12/15

Bild 2.42: Beanspruchung der Betonplatte durch die Lastexzentrizität

Es bleibt zu klären, wie die Abtragung des Exzentrizitätsmoments durch den Beton vollzogen wird. Erste Hinweise gibt die vergleichende Betrachtung numerischer und experimenteller Untersuchungen. Wie sowohl die numerische Berechnung mit gleichen Lagerbedingungen wie im Versuch, als auch der Versagensmodus bei minderfestem Beton (KSV12) zeigen (Bild 2.42), entstehen infolge lokaler Biegung an der Betonoberfläche Zugbeanspruchungen.

In Bild 2.42 sind diese Spannungen σ_y hell dargestellt. Es ist eine erhöhte Spannung an der Betonoberkante auf Höhe der unteren Kervenflanke, d.h. an der Umlenkstelle der Längskraft erkennbar. Infolge der Lagerung senkrecht zur Verbundfuge durch die U-Profile wird diese lokale Biegebeanspruchung zusätzlich verstärkt. Diese lokale Biegebeanspruchung tritt auch in der realen Einbausituation beim Biegeträger (Kapitel 3) infolge der Abtragung der Längsschubkraft auf, wird dabei jedoch von der globalen Biegung aus Eigengewicht und Verkehrslast reduziert (Abschnitt 3.1.5). Bei den Versuchskörpern der Versuchsreihe KSV12 (mit Beton C12/15; mittlere Zugfestigkeit $f_{ctm}=1,6 \text{ N/mm}^2$) tritt infolge Überschreitung der Zugfestigkeit an dieser Stelle ein Riss auf. Die Plausibilität der Berechnungsergebnisse ist damit erneut bestätigt. Die genauere Analyse der Lastabtragung erfolgt in Abschnitt 2.1.5 durch die Entwicklung eines mechanischen Modells. Mit dessen Hilfe wird zudem die Beanspruchung der Schrauben diskutiert.

Versagen Die maßgebende Versagensursache bei den Versuchen ist das Abscheren des Vorholzes. Bild 2.43 veranschaulicht die Schubbeanspruchung im Vorholz. Dargestellt ist die numerisch berechnete Schubspannung der Holzkomponente in der Scherfuge. Es ist ein deutlich nichtlinearer Verlauf der Schubspannung erkennbar, dessen anfängliche Spannungsspitze zum Ende hin deutlich abfällt. Sowohl hinsichtlich der Beanspruchungsart, als auch hinsichtlich der sich ergebenden Spannungsverteilung zeigt sich eine deutliche Parallele zur zimmermannsmäßigen Verbindung Versatz.



Im Rahmen von Untersuchungen zu Versätzen führte [Stephan 1950] grundlegende Untersuchungen zur Verteilung der Schubspannung im Vorholz durch. Dabei ergab sich ein nichtlinearer Verlauf der Schubspannung, der für eine Strebenneigung von 0° (vgl. Kerbe) eine Spannungsspitze am Einschnittspunkt aufweist (Bild 2.44). Je länger das Vorholz bzw. die Scherfläche ausgebildet wird, desto mehr fällt der Verlauf der Schubspannung zum Ende hin ab. Ab einer bestimmten Vorholzlänge hat deren Vergrößerung keinen Einfluss mehr auf das Versagen, da die für den Bruchzustand maßgebende Schubspannungsspitze gleich bleibt. [Stephan 1950] entwickelte diesen Grenzwert der Vorholzlänge l_v in Abhängigkeit von der Versattiefe t_v zu $l_v = 8 \cdot t_v$.

Bild 2.43: Schubspannungen im Bereich des Vorholzes

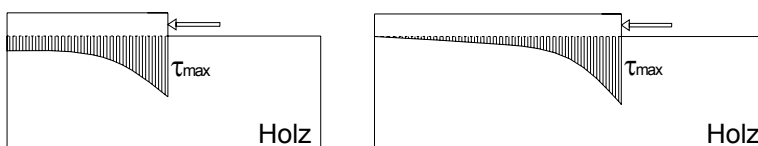


Bild 2.44: Verlauf der numerisch ermittelten Schubspannung im Vorholz

Im Folgenden sollen die Ergebnisse von [Stephan 1950] durch numerische Berechnung bestätigt werden. Darauf aufbauend werden Berechnungen am Verbundquerschnitt durchgeführt, die die Abhängigkeit der maximalen Schubspannung von der Vorholzlänge l_{vh} bzw. der Kervertiefe t_k in der Verbundsituation klären sollen.

Bild 2.45 zeigt die Ergebnisse numerischer Berechnungen an dem in Bild 2.46 dargestellten Modell. Variiert wurden dabei sowohl die Kervertiefe t_k , als auch die Vorholzlänge l_{vh} . Es ist erkennbar, dass der von [Stephan 1950] ermittelte Grenzwert der Vorholzlänge von $l_{vh} = 8 \cdot t_k$ auch mittels numerischer Untersuchungen bestätigt werden kann. Der Grenzwert der Vorholzlänge wurde für Versätze so auch in [DIN 1052 2004] aufgenommen. Eine Erweiterung dazu ergibt sich aus [Informationsdienst Holz 1990]. Darin wird empfohlen, die Vorholzlänge konstruktiv mindestens mit einer Länge von $l_v \geq 20\text{cm}$ auszuführen, um der Spaltgefahr des Holzes durch Trocknungsrisse entgegenzuwirken.

max. Schubspannung am Einschnitt [N/mm²]

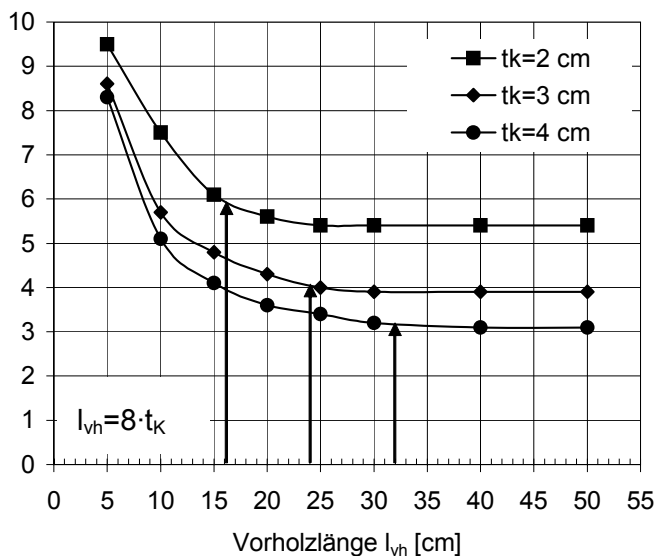


Bild 2.45: Maximale Schubspannung am Einschnitt in Abhängigkeit von Vorholzlänge und Kervertiefe

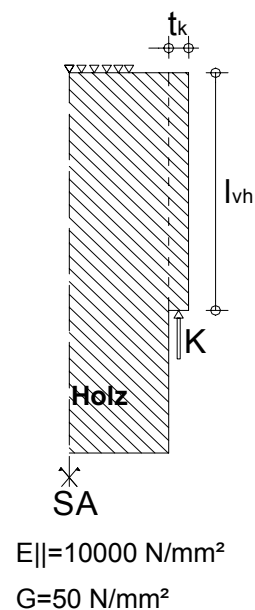


Bild 2.46: Untersuchter Scherkörper

Durch eine Parameterstudie mit dem in Bild 2.47 dargestellten Schermodell soll unter Variation der Vorholzlänge l_{vh} und der Kervertiefe t_k geklärt werden, ob die Grenzbedingung $l_{vh} \leq 8 \cdot t_k$ auch für Kerben in Brettstapel-Beton-Verbunddecken gilt. Dazu werden numerische Berechnungen mit praxisüblichen Vorholzlängen bzw. Kervertiefen durchgeführt. Die sich daraus ergebenden maximalen Schubspannungen τ_{max} am Einschnitt (vgl. Bild 2.44) sind in Bild 2.48 in Abhängigkeit von der Vorholzlänge für verschiedene Kervertiefen aufgetragen. Es wird deutlich, dass im gesamten untersuchten Parameterbereich ein Zusammenhang zwischen Vorholzlänge und Schubspannung besteht. Der Unterschied zwischen dem Modell ohne (Bild 2.45) und mit Verbund (Bild 2.48) resultiert aus dem Einfluss der zusätzlichen Druckkraft aus dem Beton auf das Vorholz (vgl. mechanisches Modell Bild 2.54 und Bild 2.55) in der Verbundsituation.

Da das Versagen des Vorholzes, wie oben erläutert, maßgeblich von der maximalen Schubspannung abhängt und diese im untersuchten Parameterbereich keinen Grenzwert aufweist,

kann die gesamte Scherfläche beim Nachweis der Scherfuge angerechnet werden. Wie beim Versatz zeigt sich auch hierbei der Einfluss der Kervertiefe auf die maximale Schubspannung am Einschnitt [Stephan 1950]. Eine Vergrößerung der Kervertiefe allein aus Gründen der Schubspannungsreduzierung wird jedoch wegen der damit verbundenen Querschnittsschwächung als nicht sinnvoll erachtet (vgl. Abschnitt 2.2.2).

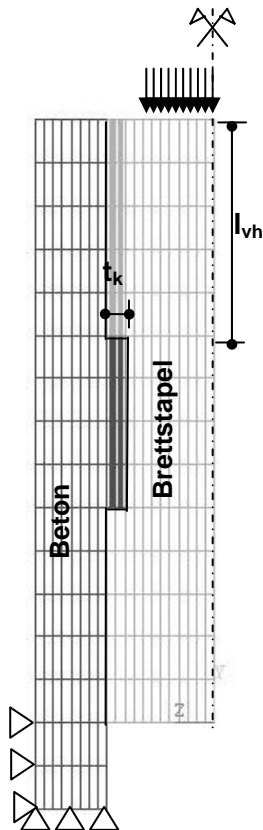


Bild 2.47: Verbundscherkörper zur Untersuchung des Längeneinflusses Vorholz

Maximale Schubspannung am Einschnitt [N/mm²]

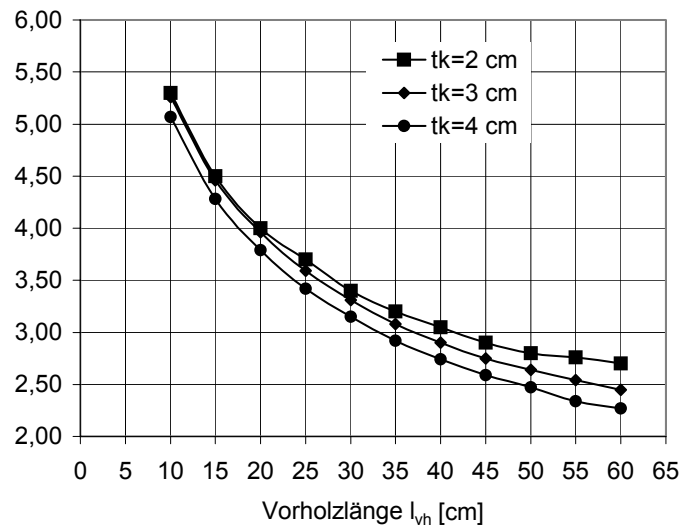


Bild 2.48: Schubspannung am Einschnitt in Abhängigkeit von Vorholzlänge und Kervertiefe

2.1.5 Mechanische Modellierung

2.1.5.1 Einführung

Wie bereits erläutert, werden in der aktuellen Baupraxis Kerfen in Verbindung mit zusätzlichen stabförmigen Verbindungsmitteln eingesetzt. Diese Ausführungsart basiert auf der Betrachtung des Holzes als Zug- und des Betons als Druckgurt. Infolge der Schubkraftübertragung vom Beton auf das Holz entstehen im Bereich der Kerfen Exzentrizitätsmomente, die zu abhebenden Kräften führen. Um ein Abheben der Betonplatte vom Brettstapel zu verhindern, werden zur Aufnahme dieser abhebenden Kräfte zusätzlich stiftförmige Verbundmittel angeordnet [Natterer und Hoefl 1992]. [Natterer u.a. 1996] gehen bei Brettstapel-Beton-Verbunddecken mit Kerfen als Verbundmittel von einem Stabwerkmodell analog dem eines Stahlbetonbalkens aus. Dabei bildet die druckbeanspruchte Betonplatte den Obergurt und der zugbeanspruchte Brettstapel den Untergurt. Da die Querkraft durch die Kerfen abgetra-

gen wird, bildet sich an jeder Kerbe eine Druckdiagonale aus, die von einem vertikalen Zuelement im Gleichgewicht gehalten werden muss (vgl. Bild 2.49). [Natterer u.a. 1996] begründen damit die Notwendigkeit der Schrauben als Abhebesicherung.

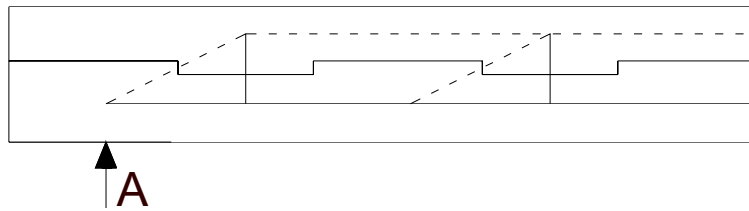


Bild 2.49: Modellvorstellung der Schubkraftabtragung nach [Natterer u.a. 1996]

Vernachlässigt wird hierbei jedoch, dass es sich um einen Verbundträger mit diskontinuierlicher Verbundmittelanordnung handelt, dessen Schubkraftabtragung nur in den auflagernahen Bereichen und nicht über die gesamte Trägerlängsachse erfolgt. Durch die im Bereich der Kerven entstehenden Exzentrizitätsmomente wird der Beton auch unter Vorhandensein von zusätzlichen stiftförmigen Verbundmitteln bereichsweise zugbeansprucht. Das Modell, in dem die Betonplatte als reiner Druckgurt verstanden wird, erweist sich somit als ungenau und ist nur als grobe Näherung zu verstehen, vielmehr liegt hierbei eine Art Vierendeelträger vor. Eine genauere Untersuchung dieses Sachverhalts und eine modellhafte Beschreibung der Lastabtragung ist somit dringend erforderlich. Im Folgenden soll auf Basis der in Abschnitt 2.1.4 erläuterten numerischen Berechnungen an Scherkörpern das Tragverhalten von Kerven mit und ohne Schrauben analysiert und für beide Fälle ein Stabwerkmodell entwickelt werden, das das wirkliche Tragverhalten möglichst genau abbildet. Es dient der Veranschaulichung des Tragverhaltens. Weitere Anwendung findet dieses Modell in Abschnitt 2.3.2 bei der Berechnung der Verbundmitteltragfähigkeit. Eine Anpassung des Modells an die reale Einbausituation erfolgt in Abschnitt 3.1.5.

Nach [Schlaich und Schäfer 1993] können Stahlbetonbauteile mit Hilfe von Stabwerkmodellen modelliert und bemessen werden, indem der innere Kraftfluss durch Zug- und Druckstäbe idealisiert wird. Durch die Unterteilung des Tragwerks in B- und D-Bereiche können einzelne Bereiche getrennt voneinander untersucht werden. Von so genannten B-Bereichen (Bernoulli-Hypothese erfüllt) spricht man, wenn diese einen gleich bleibenden Querschnitt bei gleichmäßig verteilter Last aufweisen. Die Beanspruchungen können in diesen Bereichen im ungerissenen Zustand nach der Technischen Biegelehre, im gerissenen Zustand nach Standardbemessungsverfahren gemäß [DIN 1045 2001] und [Eurocode 2 1992] ermittelt werden. Diese Bemessungsverfahren sind jedoch in den Diskontinuitätsbereichen (D-Bereich) wegen der nichtlinearen Dehnungsverteilungen nicht möglich, die Bemessung erfolgt deshalb durch Stabwerkmodelle.

2.1.5.2 Modellentwicklung

Die Beanspruchungen der D-Bereiche werden aus den angreifenden Lasten und durch die Schnittgrößen der angrenzenden B-Bereiche ermittelt. Das Modellieren der D-Bereiche mit Hilfe einer linear-elastischen FEM-Berechnung erfolgt durch Orientierung an den numerisch ermittelten Spannungsverteilungen der angrenzenden B-Bereiche und anhand des Verlaufs

der Hauptspannungsrichtungen. Es kommt somit sowohl die Lastpfadmethode, als auch die numerisch basierte Modellentwicklung mit Hilfe linear-elastischer Spannungsbilder zum Einsatz [DAfStb 1987].

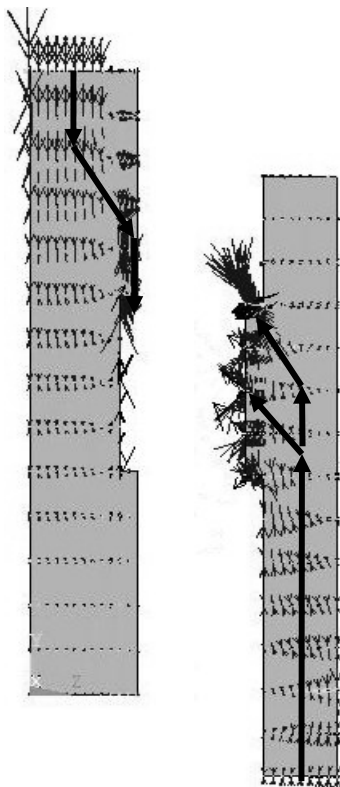
Die Modelle werden in folgenden Schritten entwickelt:

- Unterteilung der Betonkomponente in B- und D-Bereiche
- Erstellung eines Lastpfades anhand des Verlaufs der Hauptspannungsrichtungen
- Entwicklung des Stabwerkmodells mit Hilfe von numerisch ermittelten Spannungen
- Verifikation durch Berechnung des Stabwerkmodells

Stabwerkmodell für den Beton im Scherversuch mit Kerfe und Schrauben

Die Analyse der linear elastischen Berechnungen der Push-Out-Situation mit Kerven und Schrauben auf numerischer Basis haben gezeigt, dass sich die Schrauben an der Abtragung der Schubkraft beteiligen (Abschnitt 2.1.4.3). Im Schraubenquerschnitt selbst treten, wie auch schon im Rahmen der experimentellen Untersuchungen an Push-Out-Körpern (Abschnitt 2.1.3.1) gezeigt, nur Biegebeanspruchungen auf. Das von [Natterer u.a. 1996] zugrunde gelegte Stabwerkmodell konnte daher nicht bestätigt werden. Die Abtragung des im Kervenbereich entstehenden Exzentrizitätsmoments erfolgt durch den Beton. Dies soll durch die Entwicklung eines entsprechenden Stabwerkmodells verdeutlicht werden.

- Erstellung eines Lastpfades anhand des Verlaufs der Hauptspannungsrichtungen



Durch eine linear-elastische FE-Berechnung mit dem im Abschnitt 2.1.4.2 vorgestellten numerischen Modell wurde der Verlauf der Hauptspannungsrichtungen berechnet. Daraus können die wichtigsten Druckstäbe des Modells ermittelt werden.

Wie in Abschnitt 2.1.4.3 gezeigt, erfolgt die Abtragung der Schubkraft vom Beton in das Holz gemeinsam durch Schraube und Kerfe. Zur Ermittlung des jeweiligen Traganteils werden die Knotenkräfte in diskreten Schnitten aufaddiert. Zur Gewährleistung des Gleichgewichts in den Knoten des Stabwerkmodells sind weitere Druck- und Zugstäbe erforderlich. Diese werden über Spannungsverteilungen in Längs- und Querrichtung ermittelt.

Bild 2.50: Lastpfad

- Entwicklung des Stabwerkmodells mit Hilfe numerisch ermittelter Spannungen

Die numerisch ermittelten Spannungsverläufe sind in Bild 2.51 und Bild 2.52 dargestellt. Infolge des im Kervenbereich entstehenden Exzentrizitätsmoments treten an der Umlenkstelle auf Höhe der unbelasteten Kervenflanke Zugbeanspruchungen parallel zur Verbundfuge an der Betonoberseite auf (vgl. Abschnitt 2.1.3.1 und 2.1.4.3). Auch ist der an die belastete Kervenflanke angeschlossene Teil des Betons parallel zur Verbundfuge zugbeansprucht. Durch Abtragung der Schubkraft von der Betonkomponente über die Kerfe in die Holzkomponente, bilden sich die in Bild 2.51 (b) dargestellten Druckspannungen aus.

Senkrecht zur Verbundfuge zeigt sich im Bereich der druckbeanspruchten Kervenflanke ein deutliches Maximum an Zugspannung. Druck auf die Verbundfuge wird vor allem im Vorholzbereich, hinter der unbelasteten Kervenflanke, sowie im Bereich der horizontalen Auflagerung ausgeübt. Auch ist der in Bild 2.54 dargestellte Druckknoten zwischen den Kervenflanken in Bild 2.52 (b) deutlich sichtbar.

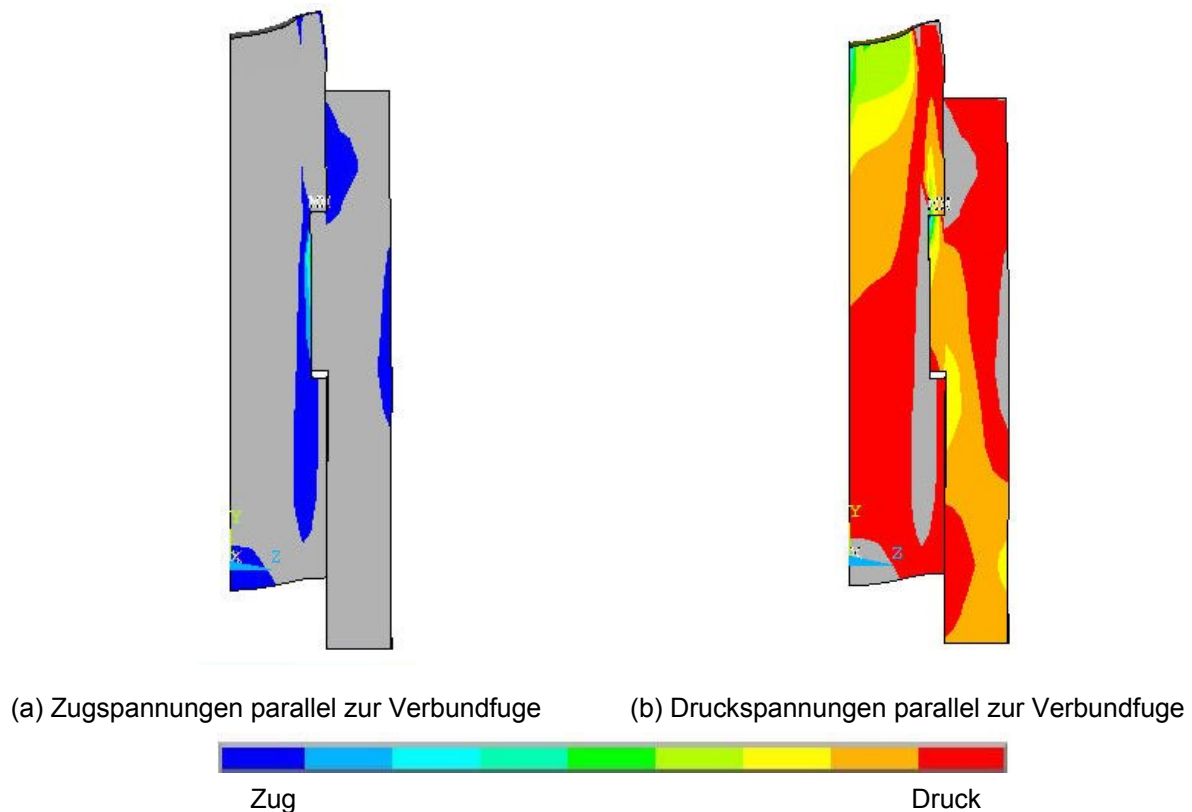
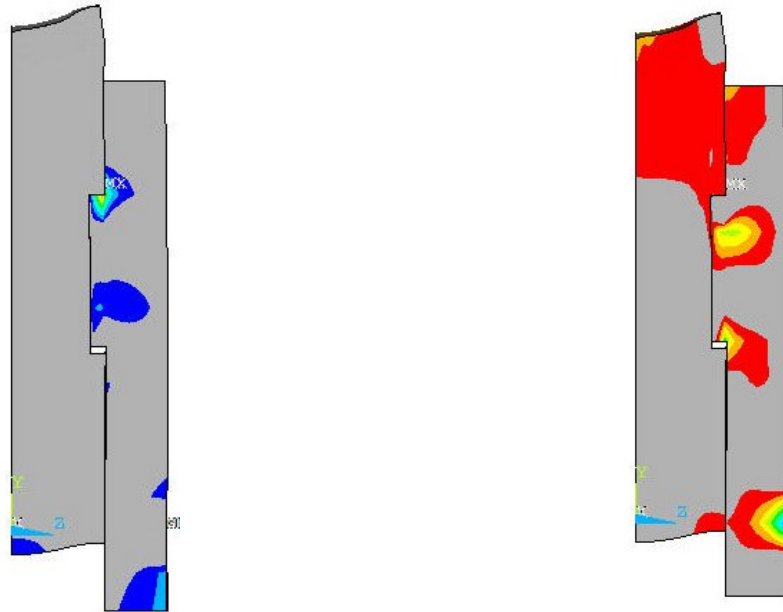


Bild 2.51: Zug- und Druckspannungen des Betons parallel zur Verbundfuge



(a) Zugspannungen senkrecht zur Verbundfuge (b) Druckspannungen senkrecht zur Verbundfuge



Bild 2.52: Zug- und Druckspannungen des Betons senkrecht zur Verbundfuge

Zur Ermittlung der an dem betrachteten Bereich angreifenden Kräfte werden aus den Spannungen in diskreten Schnitten Resultierende errechnet. Diese dienen zum einen als weitere Hilfestellung für die Entwicklung des Stabwerkmodells, zum anderen stellen sie die im Rahmen der Verifikation durch eine Stabwerksberechnung angreifenden Lasten bzw. Lagerungen des Modells dar. Bild 2.53 zeigt die für die Entwicklung des Stabwerkmodells maßgebenden Spannungen in den einzelnen Schnitten, sowie die daraus ermittelten Spannungsergebnisse. Auf Grundlage der Hauptspannungsrichtungen, der auftretenden Spannungen und der sich daraus ergebenden Spannungsergebnisse wurde das in Bild 2.54 dargestellte Stabwerkmodell entwickelt. Die gestrichelt dargestellten Linien stellen Druckstäbe, die durchgezogenen Linien Zugstäbe dar.

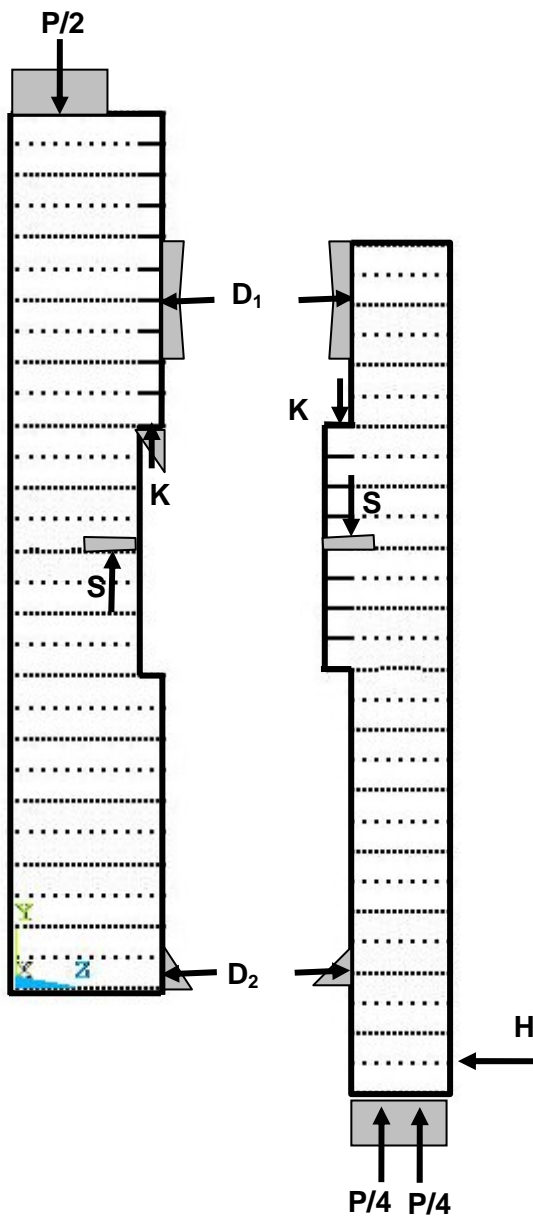


Bild 2.53: Spannungen an diskreten Schnitten

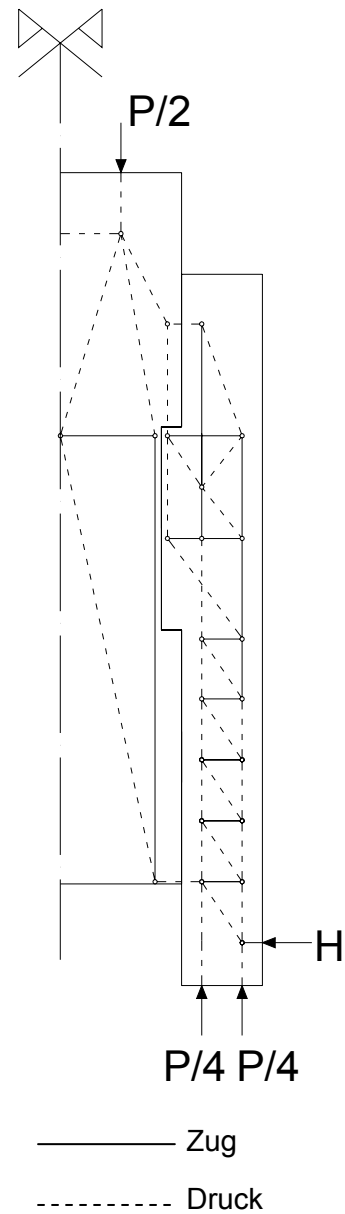


Bild 2.54: Stabwerkmodell Kerfe mit Schraube

- Verifikation durch Berechnung des Stabwerkmodells

Bei der Berechnung des Stabwerkmodells werden an den Stäben im Bereich der Verbundfuge einwertige Lager definiert. Die im Schnitt durch die Betonplatte am Rande des D-Bereichs ermittelten Spannungsergebnisse werden als Belastungen angesetzt. Dabei konnte die Druck- und Zugbelastung der Fachwerkstäbe wie in Bild 2.54 entwickelt, bestätigt werden. Mit hinreichender Genauigkeit konnten auch die Lagerkräfte ermittelt werden.

Stabwerkmodell für den Beton im Scherversuch mit Kerfe ohne Schrauben

Wird die Kerfe ohne Schraube ausgeführt, so wird die gesamte Druckkraft von der Kerfe in das Holz übertragen (Abschnitt 2.1.4.3). Da die Entwicklung des Stabwerkmodells nach dem gleichen Schema erfolgt wie für die Kerfe mit Schraube und auch die Zug- und Druckspannungen in den gleichen Bereichen auftreten, wird auf deren Darstellung verzichtet. Auf der gleichen Vorgehensweise basierend wurde das in Bild 2.55 dargestellte Stabwerkmodell entwickelt.

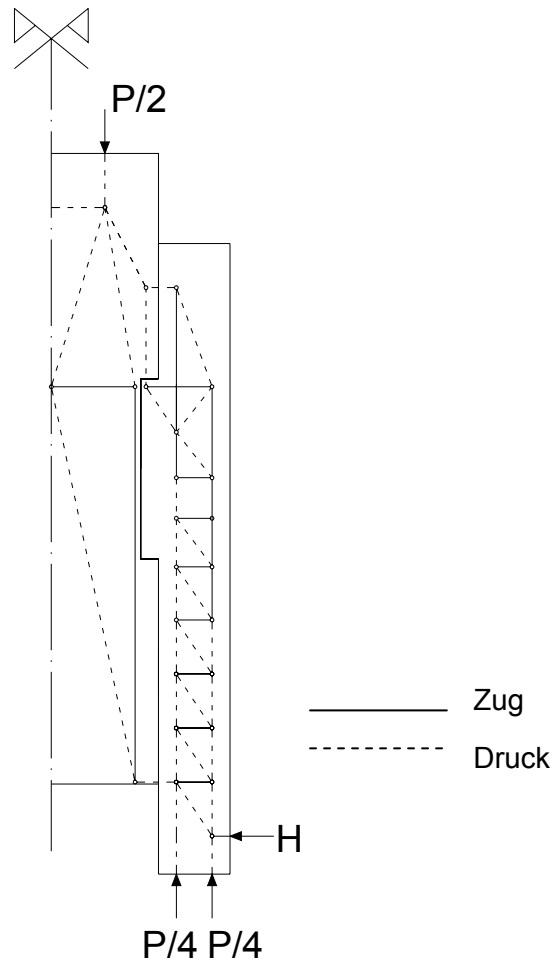


Bild 2.55: Stabwerkmodell Kerfe ohne Schraube

2.1.5.3 Analyse des Tragverhaltens

Durch das infolge der Lastexzentrizität zwischen der Kervenflanke und der Schwerpunktsachse des Betons entstehende Moment tendiert der Beton im Bereich der Umlenkstelle dazu abzuheben. Diese abhebende Kraft wird vom Beton jedoch über ein lokales negatives Biegemoment abgetragen. An der Betonoberseite entstehen dadurch Zugbeanspruchungen.

Über schräge Druckdiagonalen wird die Betondruckkraft anteilig zur Schraube und zur Kervenflanke hin abgetragen. Dabei entstehen im Beton örtlich vertikale Zugbeanspruchungen, die jedoch von untergeordneter Größe sind. Die Holzkomponente ist hauptsächlich auf Druck beansprucht. Lediglich im Bereich der Kervenflanke zeigt sich eine Zugstrebe senkrecht zur Faser, die aus der Umlenkung der Druckstreben entsteht. Durch die sehr geringe Neigung der Druckstreben, ist diese jedoch von untergeordneter Größe und führte auch bei den experimentellen Untersuchungen zu keinem Querzugversagen des Holzes in diesem Bereich.

Unter Vorhandensein einer Schraube erfolgt die Schubkraftabtragung von Schraube (S) und Kerfe (K) gemeinsam. Es bilden sich somit Druckstreben zu diesen Übertragungsstellen hin aus, wobei der Hauptanteil durch die Kerfe abgetragen wird.

Zur Erhaltung des Knotengleichgewichts treten dort zusätzlich Zugspannungen in vertikaler Richtung auf. Diese sind im Bereich der Schrauben vernachlässigbar, können aber im Bereich der Kerfenflanke durch hinzukommende Längszugspannungen unter bestimmten Geometriebedingungen und je nach Betongüte zu Schädigungen im Beton führen. Im Rahmen der Untersuchungen am Biegeträger (Kapitel 3) wird dieser Sachverhalt näher erläutert.

Die Kraftkomponente senkrecht zur Verbundfuge, die beim Scherkörper aus den Lagerungsbedingungen, beim Biegeträger infolge der Querkraftabtragung entsteht, wird über die Druckstreben D_1 und D_2 in die Holzkomponente eingeleitet.

2.2 Parameterstudie

2.2.1 Einführung

Da aufgrund der geringen Versuchsanzahl und der sehr großen Streuung der Ergebnisse innerhalb der einzelnen Versuchsreihen nur begrenzte Aussagen getroffen werden können, wird mit Hilfe der in Abschnitt 2.1.4 vorgestellten und verifizierten numerischen Modelle eine Parameterstudie durchgeführt. Damit kann ein größerer Parameterbereich abgedeckt und können zuverlässigere Aussagen getroffen werden. Die Abmessung des modellierten Scherkörpers orientiert sich hinsichtlich Geometrie (vgl. Tabelle 2.1), Lagerung (vgl. Bild 2.5) und Materialeigenschaften (vgl. Tabelle 2.2) am Referenzkörper der experimentellen Untersuchungen KSV1. Es wird das numerische Modell S4 (Bild 2.25) zugrunde gelegt. Ausgehend davon wird im Folgenden jeweils ein Parameter variiert.

2.2.2 Einfluss der Kerfentiefe

Schon innerhalb der durchgeführten Kurzzeit-Scherversuche hat sich ein Einfluss der Kerfentiefe auf den Verschiebungsmodul und die Traglast gezeigt (Abschnitt 2.1.3.1, Bild 2.18). So können bei gleich bleibender Vorholzlänge mit einer vergrößerten Kerfentiefe höhere Traglasten erreicht werden können.

[Stephan 1950] zeigt im Rahmen von Untersuchungen an Versätzen, dass die maximale Schubspannung im Vorholz direkt von der Versatztiefe abhängt. Die maximalen Schubspannungen in der Scherfuge nehmen mit zunehmender Versatztiefe ab, d.h. tiefere Versätze können höhere Kräfte übertragen. Dies konnte auch mit den in Bild 2.45 dargestellten Ergebnissen der numerischen Berechnung bestätigt werden. Gleiches gilt für die maximale Schubspannung im Vorholz bei Kerfen in Brettstapel-Beton-Verbunddecken. In Bild 2.48 ist die Abhängigkeit der maximalen Schubspannung von der Kerfentiefe und damit der Einfluss der Kerfentiefe auf die Traglast ersichtlich. Jedoch ist der Einfluss hierbei wegen der zusätzlich auf das Vorholz wirkenden Druckkomponente geringer.

Der Einfluss der Kerfentiefe auf den Verschiebungsmodul konnte im Rahmen der experimentellen Untersuchungen aufgrund stark streuender Ergebniswerte bei gleichzeitig geringer Versuchskörperanzahl nicht eindeutig geklärt werden. Aus diesem Grund wird eine numerische Untersuchung unter Variation der Kerfentiefe $t_k=0,5 \text{ cm} \div 7 \text{ cm}$ mit einer Vorholzlänge von $l_{vh} = 25 \text{ cm}$ durchgeführt. In Bild 2.56 ist der Verschiebungsmodul K_{ser} über das Verhältnis Kerfentiefe zu Brettstapelhöhe dargestellt.

Es ergibt sich ein polinomischer Zusammenhang, der in Form einer Trendlinie angegeben werden (Bild 2.56) kann. Im Bereich der praxisüblichen Kervertiefen (1÷4 cm) ist die Steifigkeit durch Erhöhung der Kervertiefe jedoch nur wenig steigerbar. Eine starke Erhöhung der Steifigkeit erfolgt für die untersuchte Geometrie (Abschnitt 2.2.1) erst ab $t_k=4$ cm ($t_k/h_H > 0,33$), da der Schwerpunkt der Kervenflanke immer mehr in die Schwereachse der Holzkomponente wandert und die eingeleitete Druckkraft dadurch teilweise direkt übertragen wird.

Allerdings bedeutet eine vergrößerte Kervertiefe auch gleichzeitig eine reduzierte Querschnittshöhe in den Kervenbereichen des Brettstapels. Dies kann hinsichtlich der Aufnahme von Schubspannungen im auflagernahen Bereich u.U. zu Problemen führen. Es ist deshalb im Einzelfall zu prüfen, welche Restquerschnittsfläche zur Aufnahme der Schubspannung im Bereich der äußersten Kerfe vorhanden sein muss und die Kervertiefe entsprechend zu wählen. Weitere Untersuchungen hierzu werden im Rahmen der globalen Analyse in Abschnitt 3.2.3.4 durchgeführt.

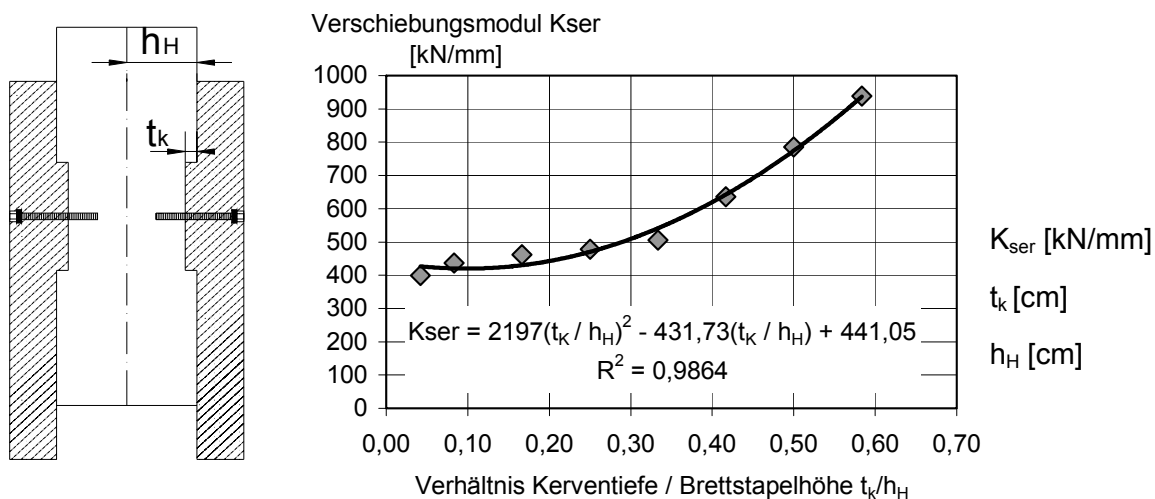


Bild 2.56: Variation der Kervertiefe

2.2.3 Einfluss der Vorholzlänge

Das Abscheren des Vorholzes als maßgebende Versagensursache bei der Mehrzahl der Versuche deutet auf einen erheblichen Einfluss der Vorholzlänge auf die Traglast und den Verschiebungsmodul hin. Wie in Abschnitt 2.1.4.3 gezeigt, nimmt die maximale Schubspannung im Bereich des Vorholzes mit zunehmender Vorholzlänge bei praxisüblichen Kerfenabständen (Vorholzlänge $l_{vh} = 20$ cm ÷ 50 cm) ab. Somit erhöht sich die Traglast des Verbundmittels.

Die Variation der Vorholzlänge $l_{vh}=10$ cm ÷ 50 cm unter Verwendung des Modells S4 zeigt den in Bild 2.57 dargestellten Zusammenhang zwischen Vorholzlänge und Verschiebungsmodul. Es ist eine lineare Abhängigkeit des Verschiebungsmoduls von der Vorholzlänge erkennbar. Mit der Vergrößerung der Vorholzlänge kann demnach eine deutliche Steigerung des Verschiebungsmoduls erreicht werden, da durch Vergrößerung der wirksamen Scherfläche mehr Widerstand zur Verfügung steht.

Da sich die Anordnung der Verbundmittel bei realen Deckensystemen jedoch am Verlauf der Schubkraft orientiert und diese am Auflager maximal wird, kann die Vorholzlänge der ersten Kerfe nicht unbegrenzt vergrößert werden, da sonst die optimale Abtragung der Schubkraft nicht mehr gewährleistet ist. Holz und Beton befinden sich im Bereich hinter der Randkerfe in losem Verbund und erfahren damit erhöhte Biegebeanspruchungen in den Teilquerschnitten, die bemessungsmaßgebend werden können (vgl. Abschnitt 3.2.3.2). Konkrete Empfehlungen zur optimalen Ausführung des Vorholzes werden im Rahmen der globalen Untersuchung erarbeitet (Abschnitt 3.2.4).

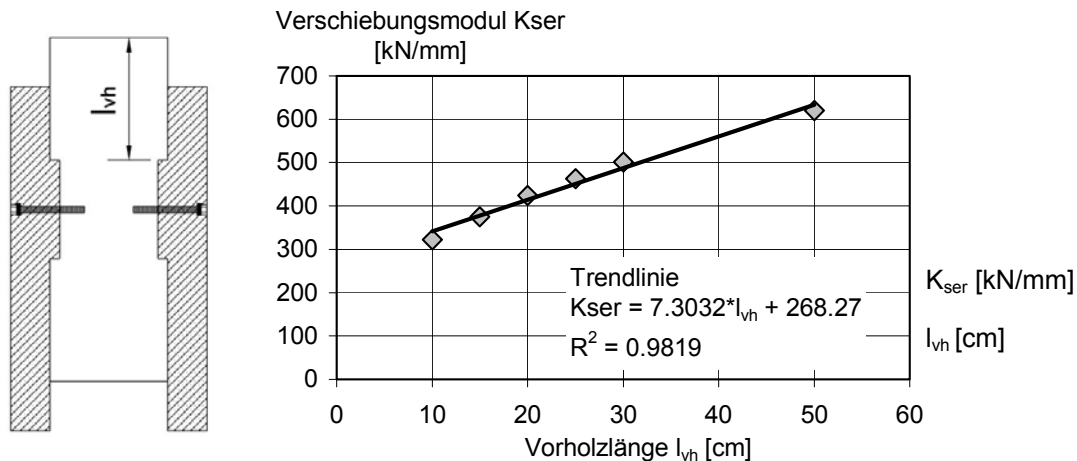
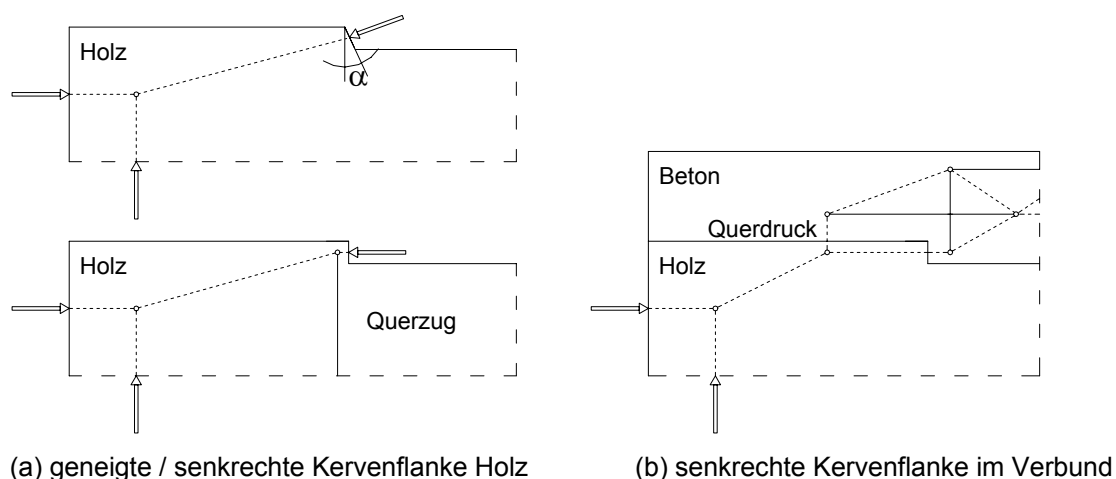


Bild 2.57: Variation der Vorholzlänge

2.2.4 Einfluss des Kerfenwinkels

In der Praxis werden Kerfen z.T. mit leicht geneigten Flanken (i.d.R. $\alpha=10^\circ$) ausgeführt. Die Neigung der Kerfenflanken geschieht aus zweierlei Gründen. Zum einen soll damit die Tragfähigkeit durch Erhöhung des Scherwiderstandes gesteigert werden, zum anderen sollen traglastmindernde Spannungsspitzen vermieden werden.



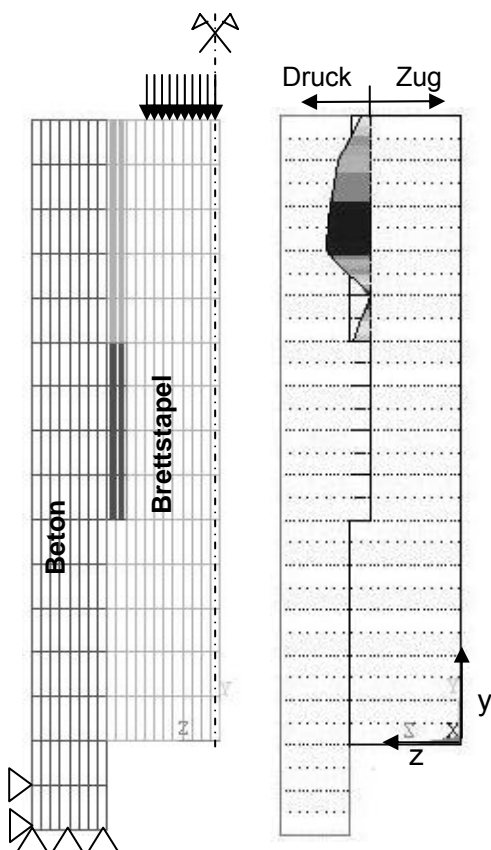
(a) geneigte / senkrechte Kerfenflanke Holz

(b) senkrechte Kerfenflanke im Verbund

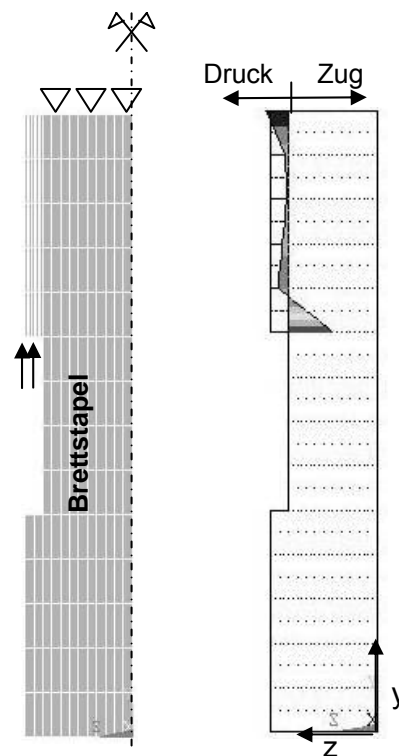
Bild 2.58: Lastabtragung bei senkrechter und geneigter Kerfenflanke

Die Stirnfläche wird bei Versätzen geneigt ausgeführt um zu erreichen, dass die Scherfuge überdrückt ist bzw. dass keine Querkzugspannungen entstehen, die ein Abscheren des Vorholzes aus Schub begünstigen (vgl. Bild 2.58 (a)). Für den Nachweis der Scherfuge bei Versätzen reicht deshalb auf der sicheren Seite ein reiner Schubnachweis ohne die Berücksichtigung von Spannungen senkrecht zur Scherfuge aus. Bei Kerwen in Brettstapel-Beton-Verbunddecken ist jedoch immer auch eine darüber liegende Betonplatte angeordnet, die aus der Abtragung des Exzentrizitätsmoments eine Druckkraft auf den Vorholzbereich ausübt (vgl. Bild 2.58 (b) und Abschnitt 2.1.5). Ziel der nachfolgenden Untersuchung ist es, herauszufinden, ob die Scherfuge infolge dieser Druckkraft vollständig überdrückt ist. Ist dies der Fall, kann die Kerfe senkrecht ausgeführt werden und der Nachweis der Scherfuge kann ohne die Berücksichtigung von traglastmindernden Querkzugspannungen erfolgen.

Durch eine Parameterstudie mit dem in Bild 2.59 (a) dargestellten Schermodell soll unter Variation von Vorholzlänge l_{vh} und Kervertiefe t_k geklärt werden, ob die Scherfuge in der Verbundsituation auch bei senkrechter Ausführung der Kerwenflanke vollständig überdrückt ist. Der Parameterbereich umfasst die Kervertiefen $t_k = 2\text{ cm}$, 3 cm und 4 cm , sowie Vorholzlängen von $l_{vh} = 10\text{ cm} \div 60\text{ cm}$.



(a) Modell (b) Spannung σ_z (Scherfuge)
Bild 2.59: Verbundmodell ($t_k = 2\text{ cm}$, $l_{vh} = 25\text{ cm}$)

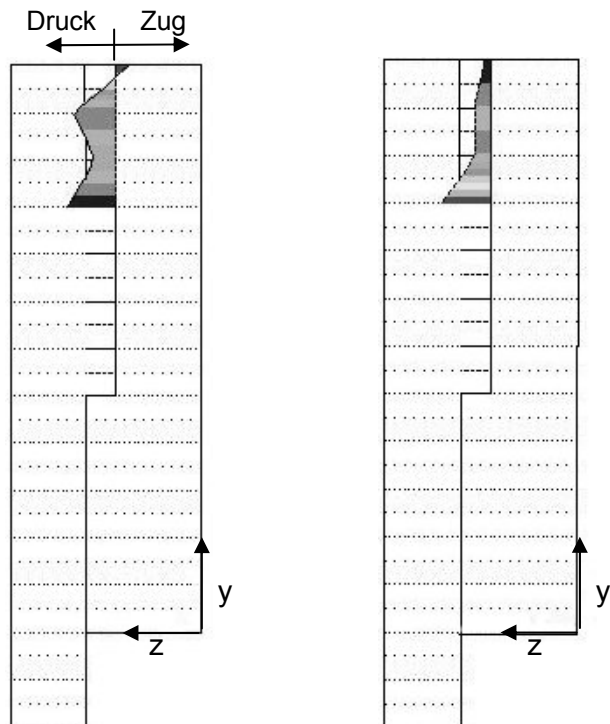


(a) Modell (b) Spannung σ_z (Scherfuge)
Bild 2.60: Holzmodell ($t_k = 2\text{ cm}$, $l_{vh} = 25\text{ cm}$)

In Bild 2.59 (b) und Bild 2.60 (b) sind die qualitativen Spannungen der linear-elastischen Berechnung auf Traglastniveau senkrecht zur Scherfuge für das Modell des Verbundkörpers und für das Modell der Holzkomponente (Versatz) dargestellt ($l_{vh} = 25\text{ cm}$; $t_k = 2\text{ cm}$).

Wie erwähnt, treten beim Versatz (Bild 2.60 (b)) Zugspannungen senkrecht zur Scherfuge auf, die ein Abscheren des Vorholzes begünstigen. In der Verbundsituation wirkt jedoch zusätzliche eine Druckkraft aus dem Beton auf das Vorholz (vgl. Kraft D2 Stabwerkmodell Bild 2.55), so dass die Scherfuge iberdruckt ist. Die Parameterstudie zeigt, dass dies bei den Kervertiefen $t_k = 2$ cm und $t_k = 3$ cm ab $l_{vh} = 25$ cm und bei der Kervertiefe $t_k = 4$ cm im gesamten Parameterbereich der Fall ist.

Lediglich bei einer Vorholzlänge zwischen $l_{vh} = 10 \div 20$ cm treten bei Kervertiefen von 2 cm und 3 cm geringe Zugspannungen quer zur Scherfuge auf (vgl. Bild 2.61 (a)). Diese sind jedoch zum einen verglichen mit der Druckspannung sehr gering, zum anderen treten sie nur in einem sehr begrenzten Bereich mit gleichzeitig minimaler Schubspannungen auf (vgl. Bild 2.61 (b)). Die Querzugspannungen werden deshalb als vernachlässigbar beurteilt. Ein reiner Schubnachweis der Scherfuge ist damit bei praxisüblichen Kervertiefen von $t_k = 2$ cm, $t_k = 3$ cm und $t_k = 4$ mit Vorholzlängen zwischen $l_{vh} = 10 \div 60$ cm ausreichend.



(a) Spannung σ_z (Scherfuge) (b) Spannung τ_{yz} (Scherfuge)

Bild 2.61: Grenzfall maximale Querzugspannung im Vorholz ($t_k = 3$ cm; $l_{vh} = 15$ cm)

Das zweite Argument für die Neigung der Kervenflanke liegt in der Verhinderung lokaler Spannungsspitzen im Übergang zwischen Flanke und Vorholz. Jedoch wurden die dabei tatsächlich auftretenden Spannungen bislang nicht untersucht. Die im Rahmen dieser Arbeit vorgestellten Scherversuche wiesen trotz senkrechter Kervenflanken keine Schädigung in diesem Bereich auf. Auf numerischer Basis werden aus diesem Grunde Vergleichsberechnungen mit Flankenwinkeln von $\alpha = 0^\circ$, 10° , 15° und 20° durchgeführt.

Der Vergleich der Hauptspannungen in der Umgebung der Kerfenflanke ergibt, dass sich die Hauptspannungen im Flankenbereich mit zunehmenden Flankenwinkel reduzieren (Bild 2.62).

Jedoch ziehen flachere Kerfenwinkel auch gleichzeitig eine Verminderung der Verbundmittelsteifigkeit nach sich (vgl. Bild 2.63).

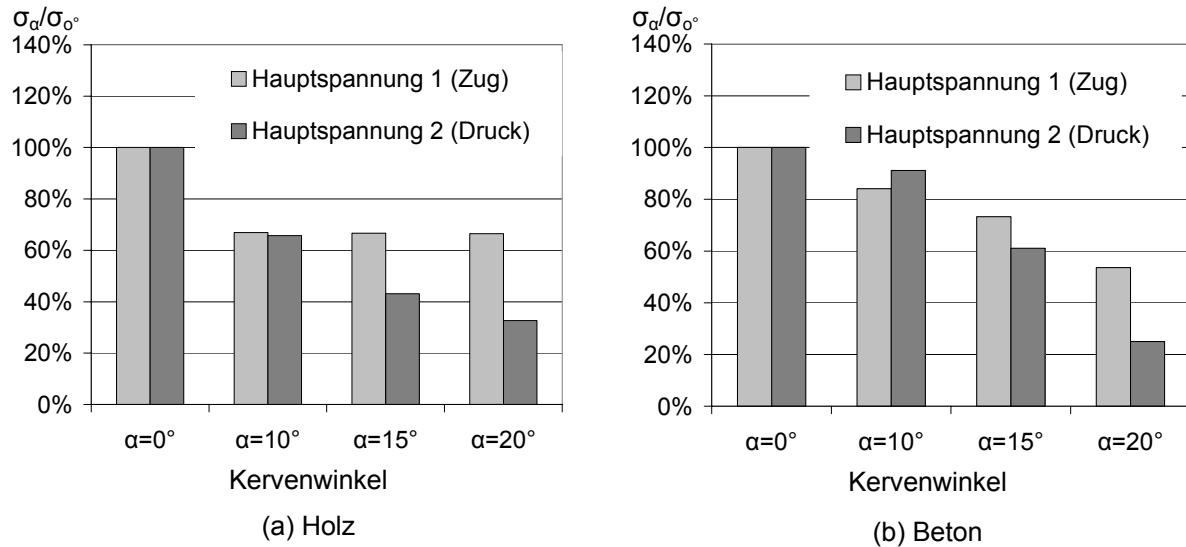
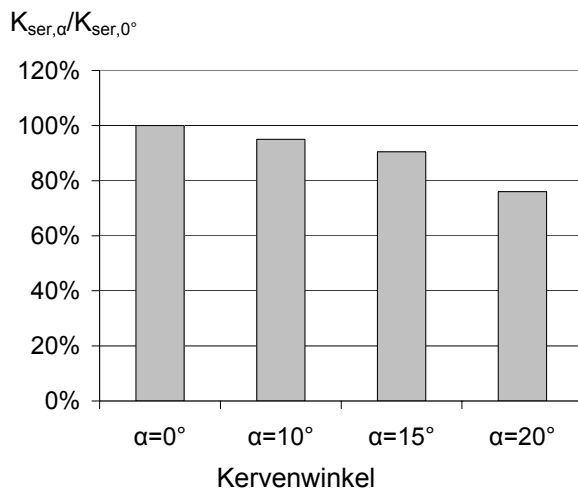


Bild 2.62: Maximale Hauptspannungen im Kerfenbereich für verschiedene Kerfenwinkel



Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen traten selbst im Bruchzustand bei keinem Versuchskörper mit senkrechten Kerfenflanken und Normalbeton Schädigungen aus Spannungsspitzen in diesem Bereich auf.

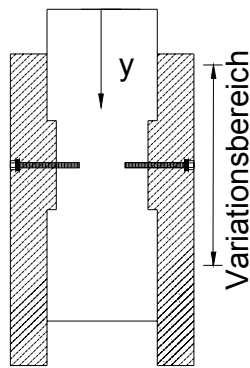
Zu Gunsten einer einfacheren Fertigung in nur einem Arbeitsschritt und zu Gunsten höherer Verbundmittelsteifigkeiten wird im Folgenden von der Ausführung der Kerfen mit senkrechten Flanken ausgegangen.

Bild 2.63: Einfluss des Kerfenwinkels auf die Steifigkeit

2.2.5 Einfluss der Schraubenlage

Im Folgenden wird geklärt, welchen Einfluss die Schraube und deren Lage auf den Verschiebungsmodul und das Abheben der Betonplatte hat. Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen an Scherkörpern mit und ohne Schrauben konnte hinsichtlich des Abhebens der Betonplatte kein Unterschied zwischen der Ausführungsart mit und ohne Schraube beobachtet werden. Auch zeigte sich kein Unterschied hinsichtlich Traglast und Steifigkeit, wenn die Schraube mittig oder am unteren Rand der Kerfe angeordnet ist.

Dies soll durch eine entsprechende FE-Analyse genauer untersucht und bestätigt werden. Die Schraubenlage wird, ausgehend von der Oberkante des Holzes, im Bereich zwischen der Mitte des oberen Vorholzes bis zur Mitte des unteren Vorholzes variiert (Bild 2.64). In Bild 2.65 ist die Veränderung des Verschiebungsmoduls über die Schraubenlage aufgetragen. Die gestrichelte Linie zeigt den Verschiebungsmodul einer Kerfe ohne Schraube.



Betrachtet man isoliert den Einfluss der Schraubenlage auf den Verschiebungsmodul, so steigert sich dieser mit zunehmendem Abstand der Schraube von der Lasteinleitung. Dabei ist jedoch erkennbar, dass in dem experimentell untersuchten Bereich ($y = 35$ cm (Schraube in Kervenmitte) und $y = 45$ cm (Schraube am Kervenrand)) auch numerisch keine Änderung der Steifigkeit ermittelt wurde.

Bild 2.64: Lage der Schraube

Verschiebungsmodul K_{ser} [kN/mm]

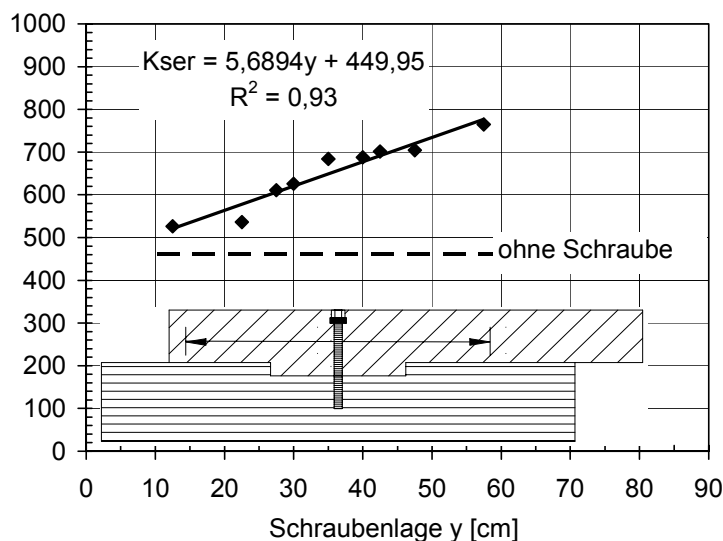


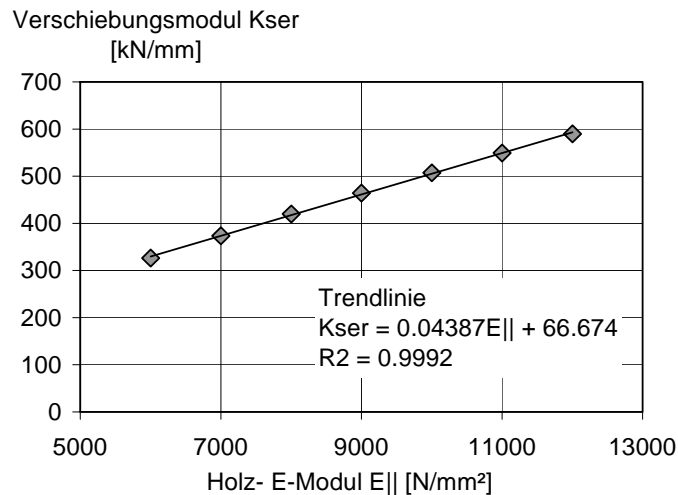
Bild 2.65: Einfluss der Schraubenlage y [cm] auf den Verschiebungsmodul K_{ser} [kN/mm]

Insgesamt zeigt sich, dass die Verbundmittelsteifigkeit durch das Vorhandensein und die entsprechende Lage der Schraube infolge deren Beteiligung an der Schubkraftabtragung in gewissen Maße gesteigert werden kann. Jedoch hat diese Steigerung nur einen geringen Einfluss auf die Biegesteifigkeit der Verbunddecke, ein Mehraufwand an Personal- und Materialkosten ist deshalb nicht vertretbar (vgl. Bild 2.82). Die Abtragung des Exzentrizitätsmoments kann unter den gegebenen Geometriebedingungen und Materialeigenschaften durch den Beton erfolgen, der eine dafür ausreichende Steifigkeit und Festigkeit besitzt.

2.2.6 Einfluss des Holz-E-Moduls

Um den Einfluss des E-Moduls auf die Verbundmittelsteifigkeit zu erfassen, wird der Holz-E-Modul parallel zur Faser im Modell S4 zwischen $E_{II}=6000$ und 12000 N/mm² variiert.

Bild 2.66 zeigt das Ergebnis der numerischen Untersuchung zum Holz-E-Modul.



Wie der angegebenen Trendlinie entnommen werden kann, besteht ein linearer Zusammenhang zwischen E-Modul und Verbundmittelsteifigkeit. So kann der Verschiebungsmodul durch den Einsatz von Holz mit höherem E-Modul gesteigert werden. Die gemessenen E-Moduli der Versuche (Tabelle 2.2 bis Tabelle 2.5) liegen etwa in der Mitte dieses Variationsbereiches.

Bild 2.66: Variation des E-Moduls des Holzes

2.2.7 Zusammenfassung

Durch die Parameteruntersuchungen auf numerischer Basis ergeben sich die folgenden Ausführungsempfehlungen für die geometrische Gestaltung des Verbundmittels Kerfe:

- Die gewählte Tiefe des Verbundmittels Kerfe steht in engem Zusammenhang mit der erreichbaren Verbundmittelsteifigkeit. So weisen tiefere Kerfen höhere Verbundmittelsteifigkeiten auf. Jedoch kann die Kerfe nur so tief ausgebildet werden, dass der Restquerschnitt des Holzes im Bereich der äußersten Kerfe die auftretenden Schubspannung noch aufnehmen kann.
- Durch die Erhöhung der Vorholzlänge kann sowohl die Tragfähigkeit des Verbundmittels, als auch die Verbundmittelsteifigkeit erhöht werden. Jedoch müssen die Kerfen bei Biegeträgern auch im Bereich maximaler Schubkraft liegen, daher sollte bei der Anordnung mehrerer Kerfen die äußeren Kerfen möglichst auflagnah angeordnet werden. Weiterführende Untersuchungen hierzu bzw. konkrete Maßangaben für die Wahl der Vorholzlängen können der Parameterstudie in Kapitel 3 entnommen werden.
- Die numerischen Vergleichsberechnungen zeigen, dass auch bei der Ausführung senkrechter Kerfenflanken keine signifikanten Querspannungen in der Scherfuge entstehen, die traglastmindernd wirken und damit bei der Berechnung berücksichtigt werden müssten. Auch zeigt sich, dass die Ausbildung leicht geneigter Kerfenflanken zwar eine Verringerung der Spannungsspitzen bewirkt, aber gleichzeitig zu einer reduzierten Verbundmittelsteifigkeit führt. Da im Rahmen der experimentellen Untersuchungen auch im Bruchzustand keine Schädigungen aus Kerbwirkung auftraten, wird zu Gunsten einer vereinfachten Fertigung die Ausführung senkrechter Kerfenflanken empfohlen.
- Zusätzlich eingebaute Schrauben erweisen sich bei der Ausführung senkrechter Kerfenflanken als nicht notwendig. Das Exzentrizitätsmoment wird vollständig vom Beton aufgenommen (Abschnitt 2.1.5). Weitere Untersuchungen zur Wirkungsweise zusätzlicher Schrauben werden in Abschnitt 3.2 vorgestellt.

2.3 Entwicklung von Kennwerten für die Bemessung

2.3.1 Einführung

Tragfähigkeiten von Verbindungs- bzw. Verbundmitteln werden i.d.R. auf experimenteller Basis ermittelt. Für den Holzbau erfolgt dies gemäß [DIN EN 26891 1991]. Um durch statistische Auswertung zuverlässige Aussagen zu treffen, sind hierfür jedoch eine große Anzahl von Versuchskörpern nötig. Im Rahmen der in dieser Arbeit vorgestellten Versuche am Verbundmittel Kerbe (Scherversuche), wurde pro Versuchsreihe jedoch nur eine kleine Anzahl von Versuchskörpern geprüft, um eine möglichst breite Bandbreite von Parametern abzudecken. Statistische Auswertungen zur Ermittlung gesicherter Kennwerte des Verbundmittels sind somit nicht möglich. Im Folgenden werden deshalb numerische Untersuchungen durchgeführt, deren Ergebnisse mit den Versuchsergebnissen verglichen und aus den möglichen Versagensmodi Berechnungsgleichungen zur Ermittlung der Kennwerte aufgestellt.

2.3.2 Verbundmitteltragfähigkeit

2.3.2.1 Allgemeines

Kerven entsprechen hinsichtlich ihrer Lastabtragung und ihres Versagens im Bereich der Betonkomponente einer Konsole und im Bereich der Holzkomponente der zimmermannsmäßigen Verbindung Versatz. In Bild 2.67 sind die in diesem Zusammenhang kritischen Versagenspunkte schematisch dargestellt.

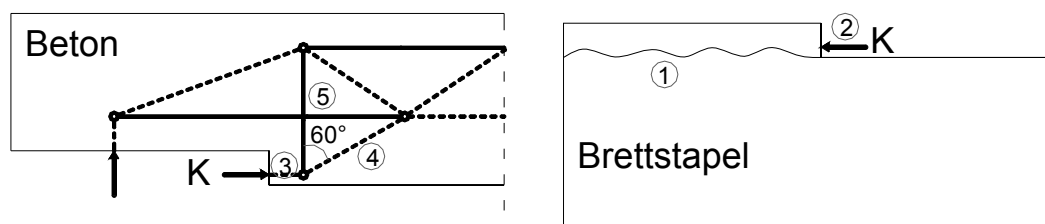


Bild 2.67: Maßgebende Stellen zur Berechnung der Tragfähigkeit von Kerven

Der Brettstapel kann hierbei durch Abscheren des Vorholzes (1) oder durch die Überschreitung der Druckfestigkeit in der druckbeanspruchten Kervenflanke (2) versagen. Im Beton tritt Versagen durch Überschreiten der Betondruckfestigkeit in der Kervenflanke (3), durch Versagen der Betondruckstrebe (4) oder durch das Auftreten von Rissen im Versatz infolge fehlender oder ungenügender Maßnahmen zur Aufnahme der vertikalen Zugstrebe (5) ein (vgl. Stabwerkmodell Abschnitt 2.1.5.2).

2.3.2.2 Tragfähigkeit der Holzkomponente

Vergleichbar mit den Nachweisen für Versätze, ergeben sich für die Berechnung der Tragfähigkeit des Verbundmittels Kerbe die Nachweise „Druck auf Kervenflanke“ und „Abscheren des Vorholzes“. Wie in Abschnitt 2.2.4 gezeigt, kann der Nachweis der Scherfuge als reiner Abschernachweis ohne die Berücksichtigung von Querkzugspannungen geführt werden. Dabei kann, analog zur Berechnung der Vorholzlängen von Versätzen, gemäß [DIN 1052 2004] mit einer gleichmäßig verteilten, mittleren Scherspannung gerechnet werden, da Schub-

spannungsspitzen bei der Festlegung der in [DIN 1052 2004] enthaltenen Schubfestigkeiten bereits berücksichtigt wurden. Kann nicht ausgeschlossen werden, dass sich im Kervenbereich Fehlstellen des Holzes befinden, ist die Schubfestigkeit des Holzes zusätzlich um einen Faktor k_{red} abzumindern (vgl. Abschnitt 2.1.3.1). Ein erster Ansatz des Reduktionsfaktors ergibt sich mit den im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten insgesamt 24 Scherkörpern mit Abscherversagen. Der Reduktionsfaktor wird nach Gleichung (2.6) durch Gegenüberstellung von Versuchstraglast $P_{u,Versuch}$ und charakteristischem Widerstand ermittelt.

$$k_{red} \geq \frac{f_{v,k} \cdot l_{vh} \cdot b}{P_{u,Versuch}} \quad (2.6)$$

Die 5%-Fraktile dieser Auswertung führt zu einem Reduktionsfaktor von:

$$k_{red} = \begin{cases} 0,7 & \text{für Brettstapel allgemein} \\ 1 & \text{für Brettstapel ohne Fehlstellen im Kervenbereich} \end{cases} \quad (2.7)$$

In der Bemessung sind diese charakteristischen Tragfähigkeiten gemäß [DIN 1052 2004] zusätzlich mit den entsprechenden Materialsicherheiten γ_M und Modifikationsbeiwerten k_{mod} abzumindern. Es ergeben sich die in Gl. (2.8) und Gl. (2.9) dargestellten Nachweise zur Berechnung der Tragfähigkeit des Verbundmittels.

Nachweis der Kervenflanke (2) (vgl. Bild 2.67):

$$N_{Rd,H,1} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot f_{c,0,k} \cdot b \cdot t_k \quad (2.8)$$

Nachweis der Scherfuge (1) (vgl. Bild 2.67):

$$N_{Rd,H,2} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot k_{red} \cdot f_{v,k} \cdot b \cdot l_{vh} \quad (2.9)$$

mit: k_{mod}	Modifikationsbeiwert nach [DIN 1052 2004]
γ_M	Teilsicherheitsbeiwert nach [DIN 1052 2004]
$f_{c,0,k}$	Druckfestigkeit parallel zur Faser [DIN 1052 2004]
$f_{v,k}$	Schubfestigkeit des Holzes [DIN 1052 2004]
k_{red}	Reduktionsfaktor der Schubfestigkeit nach Gl.(2.7)
t_K	Kerventiefe
b	bezogene Breite (i.d.R. $b=1m$)

Da bei allen durchgeführten Versuche mit Normalbeton das Abscherversagen des Holzes als maßgebende Versagensursache auftrat, ist in Bild 2.68 der Vergleich zwischen Bemessungsgrenzlast und Versuchstraglast bei Abscherversagen dargestellt. Es wird deutlich, dass bis auf eine Ausnahme die Traglast aller Versuche unter Verwendung des Abminderungswertes k_{red} mit Gl. (2.9) auf der sicheren Seite abgeschätzt wird.

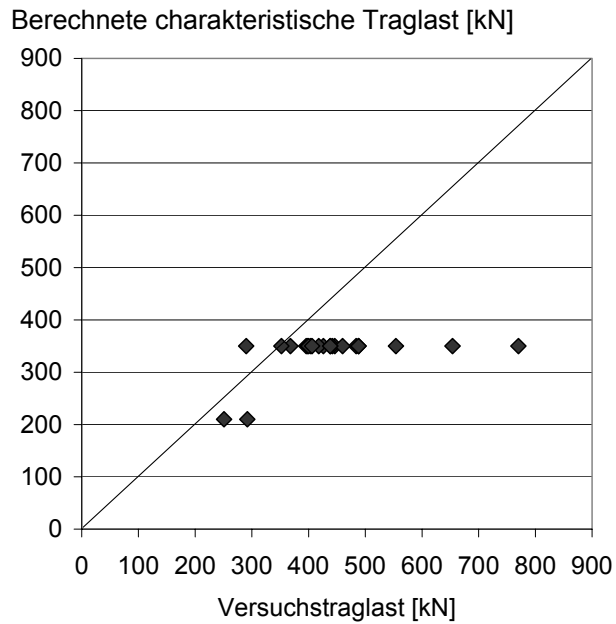


Bild 2.68: Vergleich Versuchstraglast - Berechnungstraglast

2.3.2.3 Untersuchungen zur Betonkomponente

Schädigungen des Betons im Bereich hochbeanspruchter Kervenflanken (vgl. Abschnitt 3.1.3.3) und entsprechende numerische Berechnungen zeigen, dass die im Stabwerkmodell dargestellte Zugstrebe (5) (Bild 2.67) eventuell durch entsprechende Bewehrung abgedeckt werden muss, wenn die auftretenden Zugspannungen die Zugfestigkeit des Betons überschreiten. Während im Rahmen der durchgeführten Kurzzeit-Scherversuche mit Normalbeton kein Versagen des Betons auftrat, zeigte die Versuchsreihe KSV12 mit Magerbeton bei allen Versuchskörpern Versagen des Betons infolge Überschreitung der Zugfestigkeit (Bild 2.69).

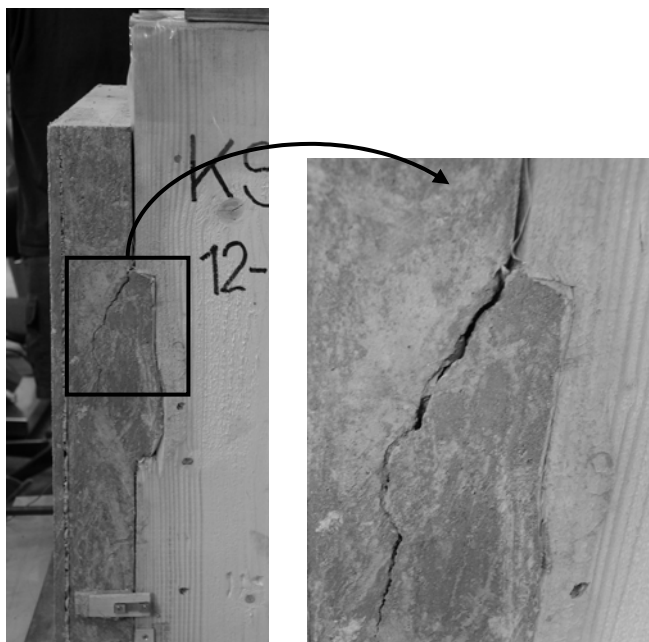
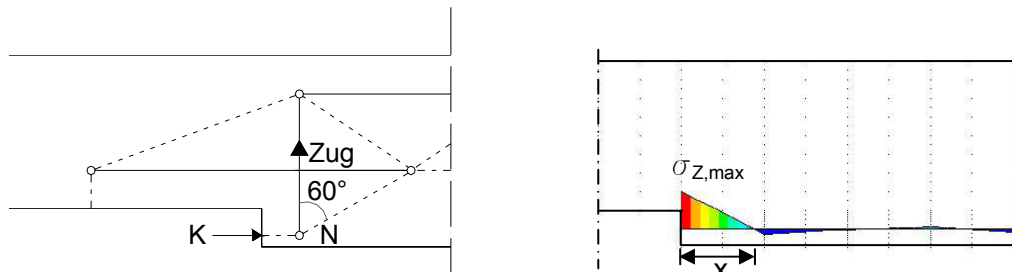


Bild 2.69: Betonversagen bei Scherversuchen mit Magerbeton

Auf Grundlage der in Abschnitt 2.1.4 vorgestellten numerischen Modelle zur Versuchsnachrechnung soll gezeigt werden, warum bei den Versuchen mit Normalbeton keine Schädigung des Betons auftrat. Es werden dabei nur die Versuchsreihen berücksichtigt, deren Lastverformungskurven eine ausreichende Genauigkeit zwischen Versuch und numerischer Berechnung aufweisen (vgl. Abschnitt 2.1.4.3, Bild 2.29 bis Bild 2.39). Dies sind im Einzelnen: KSV2, KSV4, KSV5, KSV7, KSV10 und KSV11.



(a) Zugstrebe im mechanischen Modell

(b) Zugspannung im numerischen Modell

Bild 2.70: Zugkraft im Beton

Bild 2.70 (b) zeigt die Querspannung des Betons im Schnitt durch den maßgebenden Knoten N (Bild 2.70 (a)).

Es bleibt zu klären, welcher absolute Wert dabei für die auftretende Zugspannung angesetzt werden muss und über welche effektive Länge diese verteilt werden darf. Sowohl [Eibl und Ivanyi 1976] als auch [Reineck 1989] erläutern, dass die Zugfestigkeit des Beton stark vom Dehnungsgradienten und von der Größe der Zugzone abhängig ist. So erhöht sich die Zugfestigkeit mit dem Anstieg des Dehnungsgradienten. Die Bruchwahrscheinlichkeit im zentrischen Versuch ist wegen der äußerlich gleichen Dehnungsverteilung größer als im exzentrischen Versuch, da hierbei nur ein kleiner Bereich die höchste Dehnung erhält.

Die maximale Zugspannung ist durch den Spannungskörper bestimmt und es kann auf eine repräsentative Volumeneinheit (RVE) geschlossen werden, die sich als Mindestbetonvolumen definiert, bei dem der Beton als homogenes Kontinuum definiert werden kann. Bei nicht konstanter Spannungsverteilung ist damit der Mittelwert über die repräsentative Volumeneinheit und nicht die größte Randspannung maßgebend (vgl. [Reineck 1989]). Die Größe der RVE hängt dabei von der inneren Struktur des Betons ab. Bis zu einem Größtkorn von $D_k = 16\text{mm}$, wie dies bei den verwendeten Betonen der experimentellen Untersuchungen verwendet wurde, ergibt sich die Höhe der RVE zu $c=4$ zu $c = 4D_k = 64\text{ mm}$. Wie die numerischen Untersuchungen an den Scherkörpern zeigen, ist die Zugzone im untersuchten Bereich immer kleiner als 64mm , d.h. es kann über die gesamte Breite der Zugzone gemittelt werden (vgl. Bild 2.70)

Durch numerische Analyse verschiedener Kerventiefen ergibt sich damit in Abhängigkeit von der Tiefe die Höhe der Zugzone im unbewehrten Zustand von:

$$x = \begin{cases} 5\text{ cm} & \text{für } t_k \leq 2\text{ cm} \\ 4\text{ cm} & \text{für } t_k > 2\text{ cm} \end{cases} \quad (2.10)$$

Diese Höhe x kann für den Nachweis der Betonzugspannung gemäß Stabwerkmodell angesetzt werden.

Damit ergibt sich für die Berechnung der Querzugspannung:

$$\sigma_{z,STW} = \frac{K}{\tan \theta} \cdot \frac{1}{x \cdot b} \quad (2.11)$$

mit:

K	<i>Kervendruckkraft (vgl. Bild 2.70 (a))</i>
$\theta=60^\circ$	<i>Druckstrebenwinkel</i>
x	<i>Höhe der Zugzone</i>
b	<i>bezogene Breite (i.d.R. $b=1\text{ m}$)</i>

Es sei angemerkt, dass den numerischen Berechnungen linear-elastisches Materialverhalten zugrunde gelegt ist und die Rissbildung im Beton somit nicht berücksichtigt werden kann. Die Ergebnisse stellen somit erste Abschätzungen dar, die durch weiterführende Untersuchungen unter Berücksichtigung der Rissbildung im Beton und des nichtlinearen Materialverhaltens überprüft werden müssen (vgl. Kapitel 5).

In Bild 2.71 ist die berechnete Querzugspannung nach numerischer Analyse und nach dem Stabwerkmodell mit Gl. (2.12) für die verschiedenen Versuchsreihen dargestellt.

Außerdem sind die Grenzwerte (95%- und 5%-Fraktile) der Betonzugfestigkeit eingetragen. Diese wurden nach [Hilsdorf und Reinhardt 2000] aus den im Rahmen der experimentellen Untersuchungen gemessenen und in Tabelle 2.2 bis Tabelle 2.5 dargestellten Betondruckfestigkeiten berechnet. Es ist deutlich erkennbar, dass die Simulation der durchgeführten Versuche im Traglastzustand nur geringe Querzugspannungen im Streubereich der Zugfestigkeit des verwendeten Betons aufweisen und es somit zu keinem Versagen des Betons kommt. Die Berechnung der Querzugspannung aus der Traglast mit dem Stabwerkmodell ergibt aufgrund des Modellcharakters um 20 bis 35% höhere Querzugspannungen und liegt damit auf der sicheren Seite.

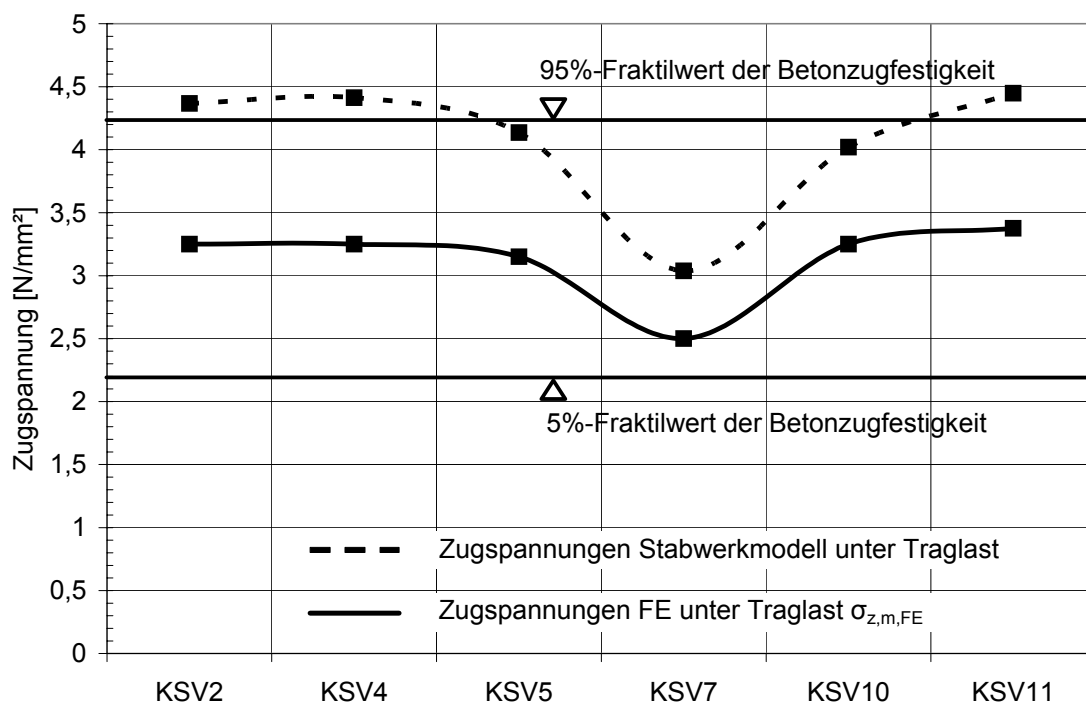
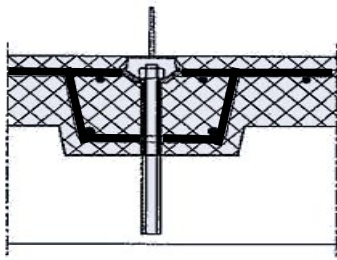


Bild 2.71: Querzugspannungen numerische Berechnung und Stabwerkmodell unter Traglast

Werden Kerfen in sehr geringer Anzahl und bei Decken mit hoher Verkehrslast eingesetzt, kann es unter Umständen zu einer Überschreitung der Betonzugspannungen im Bereich der Betonnocke kommen, die eine entsprechende Bewehrung erforderlich machen.



[Natterer u.a. 1996] schlagen dafür eine angepasste Nockenbewehrung vor (Bild 2.72). [Frangi 2001] empfiehlt, diese Nockenbewehrung entsprechend der Bewehrung einer Konsole mit den Vorgaben aus [DIN 1045 2001] zu berechnen und auszubilden.

Bild 2.72: Nockenbewehrung nach [Natterer u.a. 1996]

Bisher finden sich jedoch in der Literatur keinerlei Angaben hinsichtlich der konstruktiven Ausbildung dieser Nockenbewehrung. Unter Einhaltung der gemäß [DIN 1045 2001] erforderlichen Betondeckung, kann die Bewehrung der Nocke bei einer praxisüblichen Kerfentiefe von $t_k = 2\text{ cm}$ nicht wirksam ausgeführt werden. Infolge des zusätzlich zur Betondeckung einzuhaltenden Biegerollendurchmessers, findet keine wirksame Verankerung im Druckfeld statt.

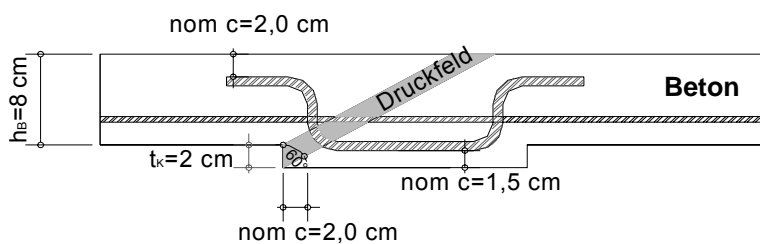


Bild 2.73: Ausbildung der Nockenbewehrung bei einer Kerfentiefe von $t_k = 2\text{ cm}$

Durch eine Vergrößerung der Kerfentiefe kann die Verankerung verbessert werden (Bild 2.74). Jedoch ist bei der Wahl der Kerfentiefe darauf zu achten, dass der Nachweis der Querkraft im geschwächten Querschnitt der Randkerfe erfüllt ist. Die Betondeckung im Kerfengrund kann bei Innenräumen auf $\text{nom } c = 1,5\text{ cm}$ reduziert werden, wenn durch Abstandhalter eine ausreichende Lagesicherung der Bewehrung gewährleistet ist. Die zu Winkelhaken umgeformten Enden der Bewehrungsstäbe und der Verbund mit der zusätzlich eingebauten Schwindbewehrung in Längsrichtung verbessern hierbei die Verankerung. Entsprechende experimentelle Untersuchungen zur Verankerung der Nockenbewehrung liegen bislang noch nicht vor. Es wird empfohlen vor deren Anwendung entsprechende Versuche anzuschließen. Diese sollten Aufschluss darüber geben, ob Zugkräfte bis zur Streckgrenze des Bewehrungsstahles übertragen werden können, oder ob nur eine um den von der Verankerung abhängigen Faktor k_S reduzierte Streckgrenze angesetzt werden kann (Gleichung (2.13)).

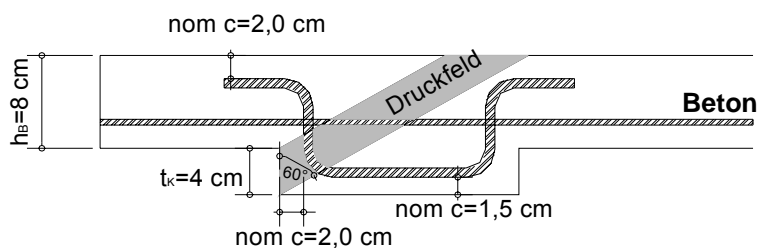


Bild 2.74: Ausbildung der Nockenbewehrung bei einer Kerfentiefe von $t_k = 4\text{ cm}$

2.3.2.4 Tragfähigkeit der Betonkomponente

Die Ermittlung der Tragfähigkeit der Betonkomponente zur Berechnung der Tragfähigkeit des Verbundmittels Kerbe erfolgt durch die Untersuchung der Knoten und Stäbe im Beton gemäß dem Stabwerkmodell (Abschnitt 2.1.5.2). Für die Bemessung des Verbundmittels auf der Betonseite, ist der Knoten an der druckbeanspruchten Kervenflanke und die in diesem Bereich aus dem Versatz entstehende vertikale Zugstrebe maßgebend. Aus der numerischen Analyse, dem Stabwerkmodell, [DIN 1045 2001] und [Schlaich und Schäfer 1993] ergeben sich folgende Nachweise:

- Nachweis der Betonzugstrebe (5) (vgl. Bild 2.67):

$$\text{ohne Nockenbewehrung: } N_{Rd,B,1} = f_{ctd} \cdot l_{eff} \cdot b \cdot \tan \theta \quad (2.12)$$

$$\text{mit Nockenbewehrung: } N_{Rd,B,2} = k_s \cdot f_{yd} \cdot a_s \cdot \tan \theta \quad (2.13)$$

- Nachweis Druck auf Betonnocke (3) (vgl. Bild 2.67):

$$N_{Rd,B,3} = t_k \cdot b \cdot 0,75 \cdot f_{cd} \quad (2.14)$$

- Nachweis der Betondruckstrebe (4) (vgl. Bild 2.67)

$$N_{Rd,B,4} = 0,75 \cdot f_{cd} \cdot \sin^2 \theta \cdot t_k \cdot b \quad (2.15)$$

mit:	$f_{yd}=435 \text{ N/mm}^2$	<i>Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls</i>
	$f_{ctd}=1 \text{ N/mm}^2$	<i>Bemessungswert der Betonzugfestigkeit für unbewehrte Bauteile nach [DIN 1045 2001] Abschnitt 10.3.7 (2)</i>
	$l_{eff}=x$	<i>wirksame Einflusslänge der Zugstrebe vgl. Gleichung (2.10)</i>
	a_s	<i>Vertikale Bewehrung der Betonzugstrebe</i>
	f_{cd}	<i>Bemessungswert der Betondruckfestigkeit</i>
	t_k	<i>Kerventiefe</i>
	b	<i>bezogene Breite (i.d.R. $b=1\text{m}$)</i>
	k_s	<i>Reduktionsfaktor der Stahlspannung (vgl. Abschnitt 2.3.2.3)</i>
	$\Theta=60^\circ$	<i>Druckstrebenwinkel</i>

In Ergänzung zu Gleichung (2.14) wird im Folgenden diskutiert, welchen Einfluss ein extremer Temperaturunterschied zwischen zwei Geschossen auf die Betonzugspannung senkrecht zur Verbundfuge (Bild 2.70 (a)) hat. Liegt ein großer Temperaturunterschied vor, so wird ein Teil der vom Beton aufnehmbaren Zugspannung bereits durch diese Zusatzbeanspruchung „verbraucht“. In der Verbundsituation fängt jedoch die vorhandene Brettstapelkomponente mit ihrer geringen Wärmeleitfähigkeit einen großen Teil des Temperaturunterschiedes ab, so dass die Betonkomponente nur noch eine geringe Temperaturkrümmung erfährt. Dies wird anhand des ungünstigsten Falls der geringsten Deckenhöhe ($h_{\text{Beton}} = 8 \text{ cm}$; $h_{\text{Brettstapel}} = 12 \text{ cm}$) der allgemeinen Ausführungspraxis verdeutlicht.

Im Fall 1 wird angenommen, dass das über der Verbunddecke liegende Geschoss eine Raumtemperatur von $\vartheta_{\text{Luft,oben}} = 298 \text{ K}$ (25°C) und das darunter liegende Geschoss $\vartheta_{\text{Luft,unten}} = 273 \text{ K}$ (0°C) aufweist.

Die Wärmedurchlasswiderstände $1/\Lambda$ ergeben sich zu:

$$\frac{1}{\Lambda_{\text{Brettstapel}}} = \frac{h_{\text{Brettstapel}}}{\lambda_{\text{Brettstapel}}} = \frac{0,12}{0,13} = 0,923 \frac{\text{m}^2\text{W}}{\text{K}} \quad (2.16)$$

$$\frac{1}{\Lambda_{\text{Beton}}} = \frac{h_{\text{Beton}}}{\lambda_{\text{Beton}}} = \frac{0,08}{2,1} = 0,038 \frac{\text{m}^2\text{W}}{\text{K}} \quad (2.17)$$

mit: $h_{\text{Brettstapel}}$ Höhe des Brettstapels
 h_{Beton} Höhe des Betons
 $\lambda_{\text{Brettstapel}} = 0,13 \text{ K/mW}$ Wärmeleitfähigkeit des Holzes
 $\lambda_{\text{Beton}} = 2,1 \text{ K/mW}$ Wärmeleitfähigkeit des Betons

Daraus kann der Wärmedurchgangswiderstand $1/k$ der Verbunddecke ermittelt werden:

$$\frac{1}{k} = \frac{1}{\alpha_u} + \frac{1}{\Lambda_{\text{Brettstapel}}} + \frac{1}{\Lambda_{\text{Beton}}} + \frac{1}{\alpha_o} = 0,17 + 0,923 + 0,038 + 0,17 = 1,3 \frac{\text{m}^2\text{W}}{\text{K}} \quad (2.18)$$

mit: $1/\alpha_u = 1/\alpha_o = 0,17 \text{ m}^2\text{K/W}$ Wärmeübergangswiderstand Decke bei Wärmeübergang von oben nach unten

Es ergibt sich die Temperatur an der Betonunterkante $\vartheta_{\text{Beton,unten}}$, sowie an der Betonoberkante $\vartheta_{\text{Beton,oben}}$ und damit der Temperaturunterschied ΔT .

$$\begin{aligned} \vartheta_{\text{Beton,unten}} &= \vartheta_{\text{Luft,oben}} - \frac{\frac{1}{\alpha_o} + \frac{1}{\Lambda_{\text{Beton}}}}{\frac{1}{k}} (\vartheta_{\text{Luft,oben}} - \vartheta_{\text{Luft,unten}}) \\ &= 298 - \frac{0,17 + 0,038}{1,3} (298 - 273) = 294 \text{ K} \end{aligned} \quad (2.19)$$

$$\begin{aligned} \vartheta_{\text{Beton,oben}} &= \vartheta_{\text{Luft,oben}} - \frac{\frac{1}{\alpha_i}}{\frac{1}{k}} (\vartheta_{\text{Luft,oben}} - \vartheta_{\text{Luft,unten}}) \\ &= 298 - \frac{0,17}{1,3} (298 - 273) = 295 \text{ K} \end{aligned} \quad (2.20)$$

$$\Delta T = \vartheta_{\text{Beton,oben}} - \vartheta_{\text{Beton,unten}} = 296 - 295 = 1 \text{ K} \quad (2.21)$$

Im Fall 2 werden die Temperaturunterschiede umgedreht, d.h. $\vartheta_{\text{Luft,oben}} = 273 \text{ K}$ (0°C) und $\vartheta_{\text{Luft,unten}} = 298 \text{ K}$ (25°C). Damit ergibt sich der Wärmedurchgangswiderstand $1/k$ der Verbunddecke zu:

$$\frac{1}{k} = \frac{1}{\alpha_u} + \frac{1}{\Lambda_{\text{Brettstapel}}} + \frac{1}{\Lambda_{\text{Beton}}} + \frac{1}{\alpha_o} = 0,13 + 0,923 + 0,038 + 0,13 = 1,22 \frac{\text{m}^2\text{W}}{\text{K}} \quad (2.22)$$

mit: $1/\alpha_u = 1/\alpha_o = 0,13 \text{ m}^2\text{K/W}$ *Wärmeübergangswiderstand Decke bei Wärmeübergang von unten nach oben*

Mit $\vartheta_{\text{Beton,unten}}$ und $\vartheta_{\text{Beton,oben}}$ berechnet sich der Temperaturunterschied ΔT zu:

$$\begin{aligned} \vartheta_{\text{Beton,unten}} &= \vartheta_{\text{Luft,oben}} - \frac{\frac{1}{\alpha_o} + \frac{1}{\Lambda_{\text{Beton}}}}{\frac{1}{k}} (\vartheta_{\text{Luft,oben}} - \vartheta_{\text{Luft,unten}}) \\ &= 298 - \frac{0,13 + 0,038}{1,22} (298 - 273) = 294 \text{ K} \end{aligned} \quad (2.23)$$

$$\begin{aligned} \vartheta_{\text{Beton,oben}} &= \vartheta_{\text{Luft,oben}} - \frac{\frac{1}{\alpha_i}}{\frac{1}{k}} (\vartheta_{\text{Luft,oben}} - \vartheta_{\text{Luft,unten}}) \\ &= 298 - \frac{0,13}{1,22} (298 - 273) = 295 \text{ K} \end{aligned} \quad (2.24)$$

$$\Delta T = \vartheta_{\text{Beton,oben}} - \vartheta_{\text{Beton,unten}} = 295 - 294 = 1 \text{ K} \quad (2.25)$$

Es zeigt sich, dass selbst unter extremsten Annahmen (maximaler Temperaturunterschied und geringste Deckenhöhe) infolge der geringen Wärmeleitfähigkeit des Holzes lediglich ein Temperaturunterschied von 1 K in der Betonplatte auftritt. Zusätzliche Zugspannungen aus Temperaturkrümmung können somit ausgeschlossen werden. Auf eine numerische Analyse wird verzichtet.

2.3.2.5 Tragfähigkeit des Verbundmittels Kerfe

Aus den Gleichungen (2.8) bis (2.9) und (2.12) bis (2.15) ergibt sich für die Tragfähigkeit des Verbundmittels Kerfe:

- ohne Nockenbewehrung:

$$N_{Rd} = \min \{ N_{Rd,H,1}; N_{Rd,H,2}; N_{Rd,B,1}; N_{Rd,B,3}; N_{Rd,B,4} \} \quad (2.26)$$

- mit Nockenbewehrung:

$$N_{Rd} = \min \{ N_{Rd,H,1}; N_{Rd,H,2}; N_{Rd,B,2}; N_{Rd,B,3}; N_{Rd,B,4} \} \quad (2.27)$$

Anhand der Nachrechnung der Versuche mit aus dem gemessenen E-Modul des Holzes bzw. aus der gemessenen Druckfestigkeit des Betons abgeleiteten charakteristischen Nennfestigkeiten soll nun die tatsächliche Versagensart der Versuche verdeutlicht werden. Der dabei eingeführte Modellfaktor k_{Modell} berücksichtigt die in Abschnitt 2.3.2.3 erläuterte Überschätzung durch das Stabwerksmodell.

<u>Beton:</u>	Güte: C35/40	Höhe: $h_B=8 \text{ cm}$	$k_{\text{Modell}}=1,35$
<u>Brettstapel:</u>	Güte: C24	Höhe: $h_H=12 \text{ cm}$	
<u>Kerbe:</u>	Länge: $l_k=20 \text{ cm}$	Vorholzlänge: $l_{vh}=25 \text{ cm}$	Kervertiefe: $t_K=2 \text{ cm}$

- Holzkomponente:

$$N_{\text{Rd,H,1}} = 2,1 \cdot 100 \cdot 2 = 420 \text{ kN} \quad (2.28)$$

$$N_{\text{Rd,H,2}} = 0,7 \cdot 0,2 \cdot 25 \cdot 100 = 350 \text{ kN} \quad (2.29)$$

- Betonkomponente:

$$N_{\text{Rd,B,1}} = 0,32 \cdot 5 \cdot 100 \cdot \tan 60^\circ / 1,35 = 374 \text{ kN} \quad \text{ohne Nockenbewehrung} \quad (2.30)$$

$$N_{\text{Rd,B,3}} = 0,75 \cdot 3,5 \cdot 2 \cdot 100 = 525 \text{ kN} \quad (2.31)$$

$$N_{\text{Rd,B,4}} = 0,75 \cdot 3,5 \cdot \sin^2 60^\circ \cdot 2 \cdot 100 = 394 \text{ kN} \quad (2.32)$$

- Tragfähigkeit der Kerbe ohne Nockenbewehrung:

$$N_{\text{Rd}} = \min \{420 \text{ kN}; 350 \text{ kN}; 374 \text{ kN}; 525 \text{ kN}; 394 \text{ kN}\} = 350 \text{ kN} \quad (2.33)$$

Maßgebend für das Versagen ist somit das Abscheren des Vorholzes, was auch in den Versuchen so auftrat. Die gemittelten Traglasten der in Bild 2.71 dargestellten Versuche mit o.g. Geometrie beträgt 370 kN. Mit den o.g. Gleichungen, kann somit sowohl die Versagensart, als auch die Traglast mit großer Genauigkeit (5% Unterschätzung) berechnet werden.

2.3.3 Verbundmittelsteifigkeit

2.3.3.1 Probabilistische Untersuchung

Allgemeines Die bisherigen numerischen Untersuchungen wurden mit festen Eingabedaten geometrischer und materieller Art, sowie festen Lagerungsbedingungen und Belastungen durchgeführt. Es ergeben sich damit eindeutige Ausgabedaten wie beispielsweise resultierende Größen für Verformungen und Spannungen. Man spricht von einer deterministischen Untersuchung. Jedoch streuen in Wirklichkeit eine Vielzahl von Komponenten mehr oder weniger. Auch bei identischer Fertigung und Prüfung werden beispielsweise Versuchskörper unterschiedliche Ergebnisse liefern, da diese nie absolut identisch ausgeführt werden können. Um diese Streuungen, besonders ausgeprägt im Materialbereich, beurteilen zu können, bedarf es einer probabilistischen Untersuchung. Dabei werden die streuenden Eingabeparameter über statistische Verteilungsfunktionen erfasst. Durch eine geeignete Simulationsmethode können die Auswirkungen auf das Ergebnis beurteilt werden. Wie in Abschnitt 2.1.3.1 erläutert, werden die extremen Streuungen der gemessenen Verschiebungsmoduli

auch innerhalb der einzelnen Versuchsreihen maßgeblich von den streuenden Materialeigenschaften des Holzes verursacht. Mit einer deterministischen Betrachtung allein können deshalb keine gesicherten Werte für die Verschiebungsmoduli angegeben werden.

Eine probabilistische Untersuchung auf Basis des vorhandenen numerischen Schermodells wird deshalb als notwendig erachtet. Der E-Modul des Holzes wird dabei als streuender Eingabeparameter (Random Input Variable RV) berücksichtigt, und damit auf numerischer Basis eine Monte-Carlo Simulation durchgeführt. Dies erfolgt mit dem Finite-Elemente Programm Ansys 7.1 [ANSYS 2003]. Die nachfolgenden Erläuterungen zur Monte-Carlo Simulation stehen deshalb in engem Zusammenhang zum Berechnungsablauf in diesem Programm.

Allgemeines zur Monte-Carlo Simulation Bei einer Monte-Carlo Simulation werden aus einer vorgegebenen Eingangsparameterverteilung Zufallszahlen erzeugt. Mit dieser Zufallszahl wird die Berechnung analog zur deterministischen Berechnung mit festen Eingabeparametern durchgeführt und ein Ergebnis berechnet. Ein Berechnungsdurchlauf mit einem oder mehreren zufällig ermittelten Eingangsparameter wird als eine Simulationsschleife bezeichnet und kann mit dem Prüfen eines Versuchskörpers verglichen werden. Virtuell werden also nacheinander verschiedene „Versuchskörper hergestellt und geprüft“. Je mehr Simulationsschleifen innerhalb einer Simulation durchgeführt werden, desto genauer ist die erreichte Verteilung der Ergebniswerte. Jedoch strebt auch diese Genauigkeit einen Endwert an. Im Programm kann die Anzahl der Simulationsschleifen dadurch reduziert werden, dass die Simulation dann abbricht, wenn sich beispielsweise der Mittelwert oder die Standardabweichung mit einer festgelegten Genauigkeit an einen Grenzwert angenähert hat.

Es kann also gezeigt werden, welche Anzahl an Simulationsschleifen zur Erreichung eines hinreichend genauen Ergebnisses ausreicht.

Modelle zur Simulation der Kurzzeit- Scherversuche mit Kerven ohne Schrauben

Die Ausgangsbasis einer probabilistischen Untersuchung stellt ein deterministisches Berechnungsmodell dar, worin die Eingabevariablen (z.B. streuende Materialeigenschaften) noch festen Werten entsprechen. Damit wird eine Berechnung durchgeführt und die maßgebenden Resultate (Outputparameter) ausgelesen.

Somit setzt sich die deterministische Berechnung aus den Teilen Preprocessing, Solution und Postprocessing zusammen.

Wie in Abschnitt 2.2.6 gezeigt, ist der E-Modul des Holzes der maßgebende streuende Einflussparameter auf den Verschiebungsmodul des Verbundmittels Kerve. Aufgrund dessen wird im Rahmen der probabilistischen Berechnung der E-Modul des Holzes als streuende Eingangsvariable definiert. Ausgegeben wird die Relativverschiebung zwischen Holz und Beton an der Holzunterkante, woraus dann die Verbundmittelsteifigkeit berechnet werden kann. Da die Ermittlung der Verbundmittelsteifigkeit im linear-elastischen Bereich erfolgt, ist eine linear-elastische Berechnung ausreichend. Es werden 2 Fälle untersucht und verglichen (Bild 2.75):

Fall 1: E-Modul innerhalb einer Brettlamelle konstant, Variation zwischen den Lamellen

Fall 2: E-Modul einer Brettlamelle kann innerhalb festgelegter Grenzen variieren

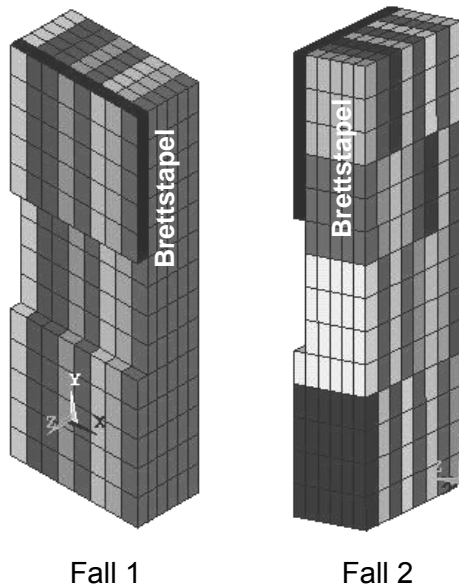
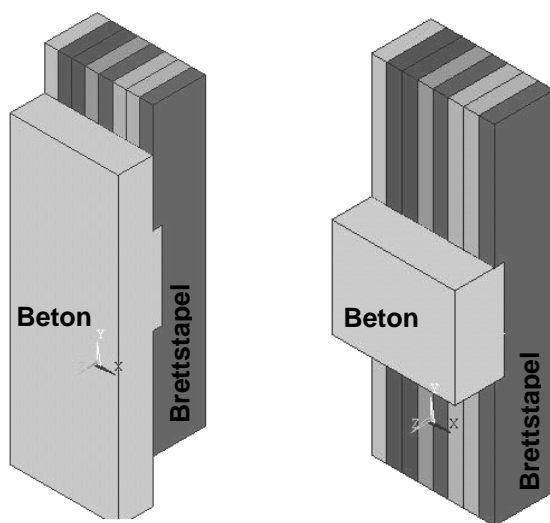


Bild 2.75: Variation der E-Moduli

Dafür werden 2 verschiedene deterministische Berechnungsmodelle erstellt, Simulationsrechnungen durchgeführt und deren Ergebnisse verglichen. Da die elastische Verformung der Betonkomponente wegen des im Verhältnis zu Holz hohen E-Moduls einen geringen Einfluss auf die Gesamtverformung und somit auf den Verschiebungsmodul hat, wird die Betonkomponente gemäß Bild 2.77 reduziert. Damit wird auch die Anzahl der benötigten Kontaktelemente reduziert, was zu einem, bezüglich Rechenzeit und Speicherbedarf, deutlich effizienteren Berechnungsablauf führt. Das erste genaue Modell $S4_{\text{genau}}$ entspricht dem Modell $S4$ der numerischen Untersuchung für die Scherkörper mit Kerfen ohne Schrauben (vgl. Bild 2.25). Das zweite, vereinfachte Modell $S4_{\text{vereinf.}}$ liefert durch die Einführung geeigneter Lagerungs- bzw. Symmetriebedingungen die gleichen deterministischen Ergebnisse wie $S4_{\text{genau}}$, jedoch konnte die Rechenzeit auf rd. 17% reduziert werden. Die Modelle sind in Bild 2.76 und Bild 2.77 dargestellt.

Bild 2.76: Modell $S4_{\text{genau}}$ Bild 2.77: Modell $S4_{\text{vereinf.}}$

Da eine Simulation des Falls 2 mit dem genauen Modell wegen des enormen Rechenaufwandes durch 32 streuende Eingangsvariablen nicht realisierbar ist, soll in einem ersten Schritt der Fall 1 mit nur 8 streuenden Eingangsvariablen mit dem vereinfachten und dem genauen Modell simuliert werden. Ziel ist es dabei, die effektivste Berechnungsmethode zu ermitteln, um mit dieser dann den Fall 2 zu simulieren.

Abschließend werden dann die Mittelwerte der Verbundmittelsteifigkeit durch Simulation der in [DIN EN 338 2003] festgelegten mittleren Moduli und der sich aus dem 5%-Fraktile ergebenden Standardabweichung für die verschiedenen Holzfestigkeitsklassen durchgeführt.

Wahl des numerischen Modells Generell liegt jeder Simulation eine statistische Verteilungsfunktion zugrunde. Dadurch ist festgelegt, in welchem Maß ein Eingangsparameter um einen Mittelwert streut. Im Rahmen dieser Untersuchung wird der E-Modul des Holzes als streuende Eingangsvariable festgelegt. Der E-Modul des Holzes der im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten experimentellen Untersuchungen liegt zwischen $E_{0,mean} = 8940 \div 9810$ N/mm² (Abschnitt 2.1.3.1, Tabelle 2.2 bis

Tabelle 2.5). Damit kann die Holzkomponente im Bereich der Festigkeitsklassen C18 und C22 gemäß [DIN 1052 2004] eingeordnet werden.

Zur Ermittlung des geeigneten Modells werden die von [Steiger 1996] ermittelten mechanischen Eigenschaften von Fichtenholz der Sortierklassenklasse C22 nach [DIN EN 338 2003] für die probabilistische Untersuchung herangezogen. Der Simulation wird somit eine Gaußsche Normalverteilung des E-Moduls parallel zur Faser mit einem Mittelwert $E_m=10500$ N/mm² und einer Standardabweichung von $s=2120$ N/mm² zugrunde gelegt. Die Holzkomponente des untersuchten Modells besteht aus 8 Einzellamellen. Zwischen den Einzellamellen findet keine Korrelation statt, da diese aus verschiedenen Bäumen stammen können. Jeder Brettlamelle wird eine über Mittelwert und Standardabweichung definierte, normalverteilte Häufigkeitsverteilung des E-Moduls zugewiesen. Da die Simulation mit nur 8 streuenden Eingangsvariablen durchgeführt wird (Bild 2.75, Fall 1), kann sowohl das genaue Modell $S4_{genau}$, als auch das vereinfachten Modell $S4_{vereinf.}$ verwendet werden.

Ziel ist es herauszufinden, ob die Simulation mit dem vereinfachten Modell hinreichend genaue Ergebnisse liefert, um mit diesem dann den zweiten Teil der probabilistischen Untersuchung (Fall 2) durchzuführen.

Bei allen Berechnungen wurden 120 Simulationsschleifen fest vorgegeben und die sich daraus ergebenden Relativverschiebungen zwischen Holz und Beton berechnet. Die Häufigkeitsverteilung des sich daraus ergebenden Verschiebungsmoduls ist exemplarisch für die Berechnung mit dem genauen Modell in Bild 2.78 dargestellt. Die sich aus den Berechnungen mit dem vereinfachten und dem genauen Modell ergebenden Verschiebungsmoduli sind in Tabelle 2.11 zusammengestellt.

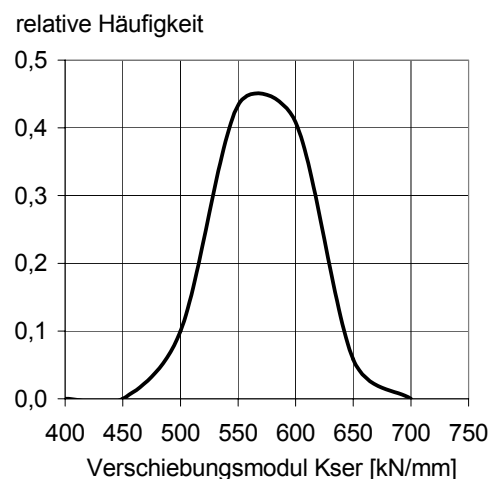


Bild 2.78: Häufigkeitsverteilung für K_{ser}

Ein Vergleich zeigt, dass mit dem vereinfachten Modell die gleiche Genauigkeit erreicht werden kann wie mit dem genauen. Die Simulation der Reststreuung kann demnach mit dem vereinfachten Modell durchgeführt werden.

Tabelle 2.11: Ergebnisse der Simulation mit streuendem E-Moduls der Einzellamellen (Fall 1)

Modell	S4 _{genau}	S4 _{vereinf.}
Anzahl Simulationsschleifen	120	120
K _{ser.mean} [kN/mm]	545	546
s [kN/mm]	35	36

Einfluss der Reststreuung Im Folgenden soll berücksichtigt werden, dass die Eigenschaften des natürlichen Werkstoffes Holz auch innerhalb eines Brettes streuen können und nicht nur zwischen den Brettern. Zwar ist die Bandbreite dieser Streuung geringer, dennoch kann dies einen Effekt auf die sich ergebende Häufigkeitsverteilung des Verschiebungsmoduls haben. Wie groß der Einfluss dieser zusätzlich berücksichtigten Streuung ist, soll im Rahmen einer verfeinerten Simulation (Bild 2.75, Fall 2) geklärt werden.

Da die E-Moduli der Bretter untereinander jedoch in einem anderen Maß variieren als innerhalb eines Brettes, ist eine Generierung der E-Moduli für die einzelnen Simulationsschleifen mit dem FE-Programm Ansys nicht mehr möglich.

Die Zufallszahlen werden deshalb durch ein externes Sampling erzeugt, in das Finite-Elemente Programm eingelesen und die Berechnung der Verschiebungsmoduli durchgeführt. Für die Erzeugung der Zufallszahlen wurde der von [Steiger 1996] ermittelte Mittelwert und die dazugehörige Standardabweichung (als s_{Lam} bezeichnet), sowie die Angaben zur Reststreuung innerhalb eines Brettes von [Colling und Scherberger 1987] (als s_{Brett} bezeichnet) herangezogen. So wird jedes der 8 Bretter des Brettstapels in 4 Teile unterteilt (vgl. Bild 2.79). Dadurch entstehen 32 Brettabschnitte für die der E-Modul ($E_{Brett/Teil}$) simuliert wird.

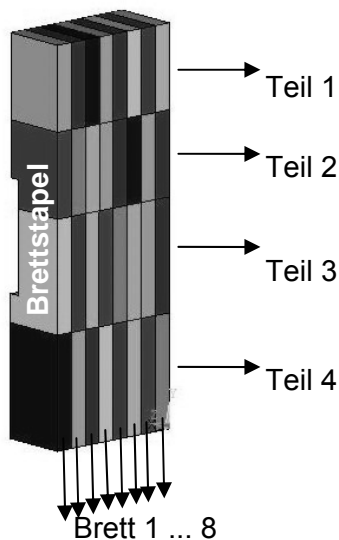
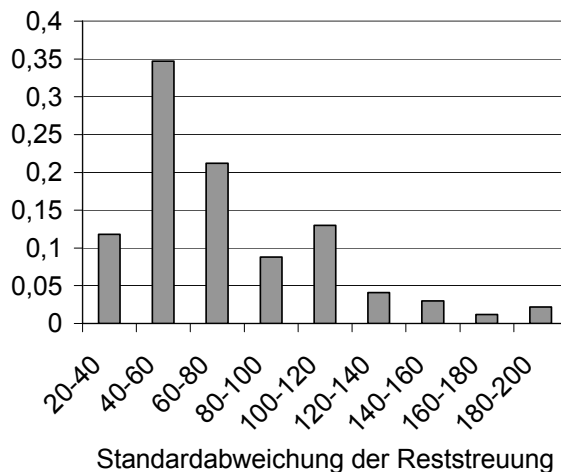


Bild 2.79: Unterteilung des Brettstapels

Für Teil 1 des jeweiligen Brettes wird der E-Modul anhand der Häufigkeitsverteilung von [Steiger 1996] mit $E_{mean}=10500 \text{ N/mm}^2$ und $s=2120 \text{ N/mm}^2$ gewählt. Dieser E-Modul wird dann als Mittelwert für die Häufigkeitsverteilung der Teile 2÷4 angenommen. Die zugehörige Standardabweichung der Reststreuung [Colling und Scherberger 1987] ist in Bild 2.80 dargestellt. Es zeigt sich, dass auch die Standardabweichung der Reststreuung kein fiktiver Wert ist, sondern um einen Mittelwert streut.

relative Häufigkeit



Zur Abgrenzung wird die Simulation 3 mal durchgeführt, dabei werden die in Tabelle 2.12 dargestellten Werte der Standardabweichung der Reststreuung angesetzt und jeweils eine Simulation mit 120 Simulationsschleifen durchgeführt:

Bild 2.80: Standardabweichung der Reststreuung [Colling und Scherberger 1987]

Tabelle 2.12: Standardabweichung der Reststreuung

Minimalwerte $s_{\text{Brett,min}}$	Maximalwert $s_{\text{Brett,max}}$	Mittelwert $s_{\text{Brett,mean}}$
200 N/mm ²	2000 N/mm ²	634 N/mm ²

Mit diesen drei Simulationen werden die in Tabelle 2.13 dargestellten Ergebnisse erreicht. Sowohl ein Vergleich der Ergebnisse der verschiedenen Reststreuungen, als auch zwischen Fall 1 (Variation des E-Moduls zwischen den Einzellamellen) und Fall 2 (Variation des E-Moduls zwischen den Einzellamellen und innerhalb eines Brettes) (Tabelle 2.11 und Tabelle 2.13) zeigt, dass die Reststreuung des E-Moduls innerhalb eines Brettes keinen Einfluss auf den Verschiebungsmodul der Verbindung hat. Die Ergebnisse der Simulation des Falls 1 reichen deshalb für die Festlegung gesicherter Rechenwerte für den Verschiebungsmodul aus.

Tabelle 2.13: Ergebnisse der Simulation mit streuendem E-Modul innerhalb der Lamellen (Fall 2)

Standardabweichung der Reststreuung s_{Brett}	Minimalwert $s_{\text{Brett,min}}=200 \text{ N/mm}^2$	Mittelwert $s_{\text{Brett,mean}}=634 \text{ N/mm}^2$	Maximalwert $s_{\text{Brett,max}}=2000 \text{ N/mm}^2$
n	100	100	100
$K_{\text{ser,mean}}$ [kN/mm]	545	541	546
s [kN/mm]	36	35	41

2.3.3.2 Ergebnisse der Simulation

Wie oben beschrieben, lag die Motivation der Untersuchung der streuenden Materialeigenschaften des Holzes in der Notwendigkeit, zuverlässige Werte für die Bemessung der Schubverbindung zur Verfügung zu stellen. Dabei erweist sich der Einfluss der Reststreuung innerhalb einer Lamelle als vernachlässigbar. Herangezogen werden deshalb die Ergebnisse der Simulation mit dem genauen Modell $S4_{\text{genau}}$. Ausgehend von den in [DIN EN 338 2003] angegebenen Werten für den mittleren E-Modul $E_{0,\text{mean}}$ und dem 5%-Fraktilwert des E-Moduls $E_{0,05}$ der einzelnen Festigkeitsklassen parallel zur Faser, kann mit Gl. (2.34) [Graf u.a. 1987] die jeweilige Standardabweichung ermittelt werden.

$$s_{E,0} = \frac{E_{0,mean} - E_{0,05}}{1,645} \quad (2.34)$$

Damit ergeben sich die in Tabelle 2.14 dargestellten Eingangswerte der Simulation:

Tabelle 2.14: Eingangswerte für die Simulation verschiedener Festigkeitsklassen zur Ermittlung der Verbundmittelsteifigkeit von Kerben

Festigkeitsklasse		C16 (S7)	C18	C20	C22	C24 (S10)
$E_{0,mean}$	[N/mm ²]	8000	9000	9500	10000	11000
$E_{0,05}$	[N/mm ²]	5400	6000	6400	6700	7400
$s_{E,0}$	[N/mm ²]	1580	1820	1890	2010	2190

Tabelle 2.15 zeigt die durch Simulation ermittelten Mittelwerte und Standardabweichungen der Verbundmittelsteifigkeit einer 2 cm tiefen Kerbe mit 25 cm Vorholzlänge für Holz der verschiedenen Festigkeitsklassen. Die Simulation wurde mit jeweils 60 Schleifen durchgeführt, was einer Genauigkeit von 1% für den Mittelwert und 2% für Standardabweichung der Verbundmittelsteifigkeit entspricht.

Tabelle 2.15: Verbundmittelsteifigkeit der Kerbe in Abhängigkeit von der Festigkeitsklasse des Holzes

Festigkeitsklasse		C16 (S7)	C18	C20	C22	C24 (S10)
$K_{ser,mean}$	[kN/mm]	429	475	501	520	568
s_{Kser}	[kN/mm]	30	33	34	36	38

Die im Rahmen der Kurzzeit-Scherversuche (Abschnitt 2.1.3.1) getesteten Prüfkörper weisen gemäß Biegeprüfung [DIN E 408 2000] einen E-Modul parallel zur Faser zwischen $E_0 = 8940 \div 9810$ N/mm² auf. Entsprechend den Gütebestimmungen für Brettstapel [RAL 2002] müssen Brettstapel als tragende Elemente mindestens der Sortierklasse S7 (C16) entsprechen. Werner [Informationsdienst Holz 1998] geht hingegen von der Sortierklasse S10 (C24) aus. Wegen des Vergütungseffektes bei Brettstapeln können wie bei Brettschichtholz höhere E-Moduli angesetzt werden als bei Vollholz. So weist ein Brettstapel aus Lamellen der Festigkeitsklasse C16 einen E-Modul von etwa $E_0 = 9000$ N/mm² auf. Dies entspricht im wesentlichen den gemessenen E-Moduli der Versuchskörper, weshalb den Ergebnissen der Scherversuche in Bild 2.81 der numerisch ermittelte Verschiebungsmodul dieser Festigkeitsklasse (vgl. Tabelle 2.15) gegenübergestellt wird.

In Bild 2.81 werden die Ergebnisse der Scherversuche mit Kerben ohne wirksame Schrauben (Abschnitt 2.1.3) mit den Ergebnissen dieser probabilistischen Untersuchung verglichen.

Es ist erkennbar, dass 70% der experimentell gewonnenen Werte im Wertebereich der probabilistischen Untersuchung oder darüber liegen. Dies liegt wiederum an den teilweise auftretenden Fehlstellen im Bereich der druckbeanspruchten Kerbenflanke, die zu einer Reduzierung des Verschiebungsmoduls führten. Bei der Herstellung der Brettstapel für Verbunddecken empfiehlt es sich darauf zu achten, dass sich im Bereich der Kerben keine Fehlstellen wie Äste, Drehwuchs, Trocknungsrisse etc. befinden und die Kerbenbereiche beim Betonieren sorgfältig verdichtet werden.

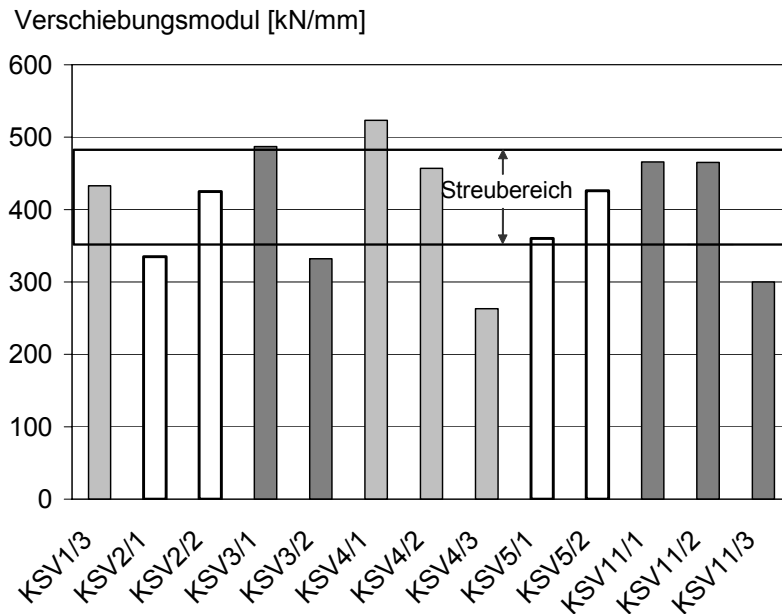


Bild 2.81: Vergleich der experimentellen und probabilistischen numerischen Untersuchungen

2.3.3.3 Ableitung der Verbundmittelsteifigkeit für die Berechnung im GZT und GZG

In Anlehnung an [DIN 1052 2004] wird zur Bemessung der Verbindung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit der Mittelwert der probabilistischen Untersuchung verwendet. Für die Ermittlung der Verbundmittelsteifigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit (K_u) können die Angaben in [DIN 1052 2004], die Verbundmittelsteifigkeit des Gebrauchszustandes (K_{ser}) um $\frac{2}{3}$ abzumindern jedoch nicht verwendet werden, da dies zu unrealistische und zu konservative Werte liefert. Kerfen weisen i.d.R. dann ein bis zum Bruch linear-elastisches Last-Verformungsverhalten auf (vgl. Bild 2.8), wenn das Abscheren des Vorholzes als maßgebende Versagensursache eintritt. Werden die Untersuchungen mit längerem Vorholz ausgeführt, so tritt ab einem bestimmten Lastniveau ein Druckplastizieren der Kerfenflanke auf, was einen nichtlinearen Verlauf der Last-Verformungskurve zur Folge hat. Jedoch zeigten die Scherversuche von [Fontana und Frangi 2000], die infolge Druckplastizierens der Kerfenflanke versagten, einen linearen Anstieg der Last-Verformungskurve, der erst bei ca. 65% der Maximallast in einen nichtlinearen Bereich übergeht. Da entsprechend [DIN EN 26891 1991] die Verbundmittelsteifigkeit für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bei 40% der Maximallast und für den Grenzzustand der Tragfähigkeit bei 60% der Traglast ermittelt wird, kann für das Verbundmittel Kerfe davon ausgegangen werden, dass für die beiden Grenzzustände keine getrennten Verbundmittelsteifigkeiten angesetzt werden müssen. Somit ergibt sich für gemäß [RAL 2002] gefertigte Brettstapel:

$$K_{ser} = K_u = 429 \text{ kN/mm}$$

2.3.3.4 Einordnung der Verbundmittelsteifigkeit

In Bild 2.82 ist der analytisch berechnete Zusammenhang (Abschnitt 4.2) zwischen Verbundmittelsteifigkeit und effektiver Biegesteifigkeit für das in Bild 3.25 dargestellten Biegeträgerbeispiel dargestellt. Mit drei Kerfen pro Seite kann dabei rund 71% der Biegesteifigkeit des starren Verbundes erreicht werden.

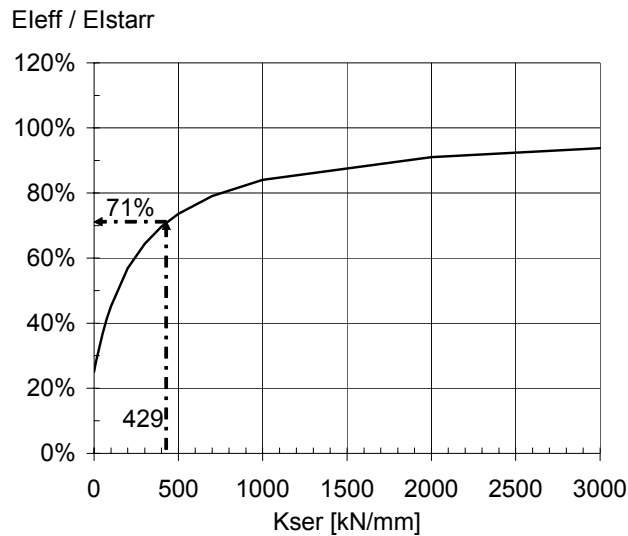


Bild 2.82: Abhängigkeit zwischen Verbundmittelsteifigkeit und effektiver Biegesteifigkeit

2.3.4 Kriechfaktor des Verbundmittels

Die Berechnung des Kriechfaktors zu einem beliebigen Zeitpunkt t erfolgt wie in [Blaß und Romani 2002] durch Annäherung der experimentell ermittelten Kriechfaktoren mit einer logarithmischen Funktion der Form.

$$\varphi_{VM}(t) = a \cdot \ln(t) + b \quad (2.35)$$

Zur besseren Approximation der experimentell gemessenen Kurven werden in Anlehnung an die Vorgehensweise von [Kenel u.a. 1998] die ersten 50 Tage bei der Ermittlung der Regressionsgleichung außer Acht gelassen. Für die verschiedenen Verbindungsmittel ergeben sich die in Tabelle 2.16 angegebenen Gleichungen. Wie Bild 2.83 bis Bild 2.85 zeigt, ist mit den in Tabelle 2.16 dargestellten Gleichungen eine gute Approximation der gemessenen Werte möglich.

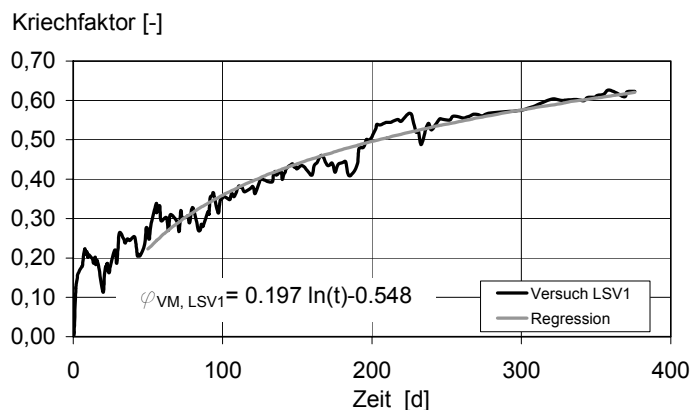


Bild 2.83: Regression des Kriechfaktors für LSV1 (Kerfe ohne Schraube)

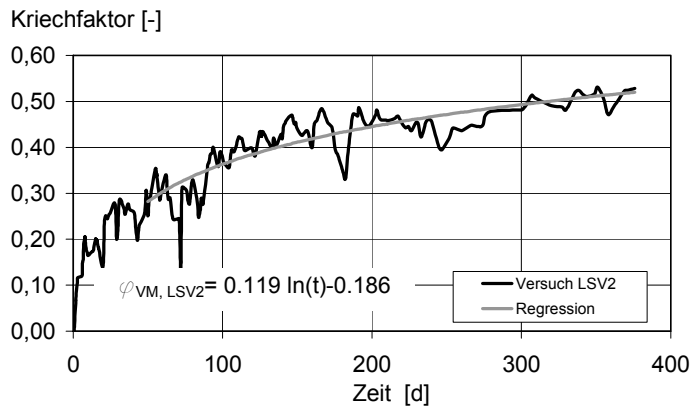


Bild 2.84: Regression des Kriechfaktors für LSV2 (Kerfe mit Sechskantholzschraube Ø16)

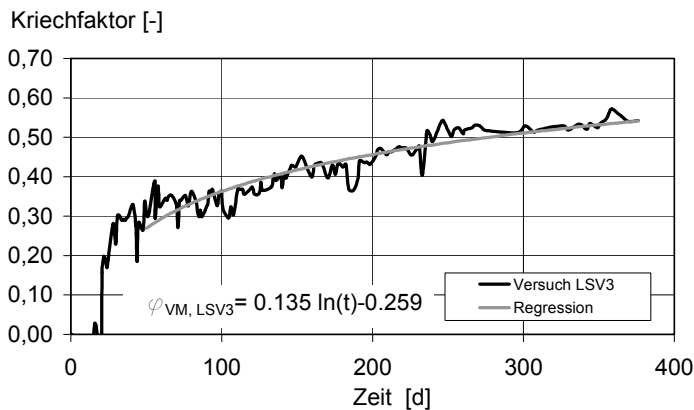


Bild 2.85: Regression des Kriechfaktors für LSV 3 (Kerfe mit selbstbohrender Holzbauschraube Ø12)

Tabelle 2.16: Regressionsgleichungen zur Beschreibung der Kriechfaktoren

LSV1 ohne Schraube	LSV2 Sechskantholzschraube Ø16	LSV 3 selbstbohrende Holzbauschraube Ø12
$\varphi_{VM,LSV1,t} = 0,197 \cdot \ln(t) - 0,548$	$\varphi_{VM,LSV2,t} = 0,119 \cdot \ln(t) - 0,186$	$\varphi_{VM,LSV3,t} = 0,135 \cdot \ln(t) - 0,259$

In Bild 2.86 sind die Regressionskurven der verschiedenen Verbundmittel dargestellt. Somit können die Kriechfaktoren für verschiedene Zeitpunkte berechnet werden.

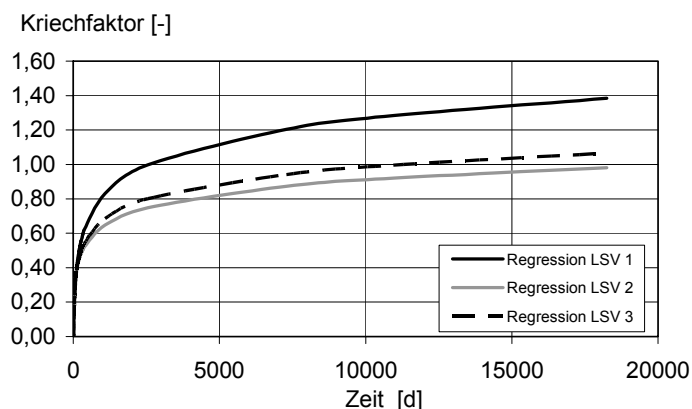


Bild 2.86: Gegenüberstellung aller Regressionskurven

In Tabelle 2.17 sind die Kriechfaktoren der Verbindungsmittel zu bemessungsrelevanten Zeitpunkten angegeben. Da sich die ermittelten Regressionsgleichungen jedoch auf jeweils

nur einen Versuchskörper unter Langzeitbeanspruchung stützen, sind die daraus abgeleiteten Kriechfaktoren nur als Richtwerte zu verstehen. Die Ermittlung abgesicherter Kriechfaktoren auf Basis experimenteller Langzeituntersuchungen mit mehreren Versuchskörpern pro Versuchsreihe sollte Ziel aufbauender Untersuchungen sein (Kapitel 5)

Tabelle 2.17: Kriechfaktoren der Verbindungsmittel

Versuch	LSV1 ohne Schraube	LSV2 Sechskantholzschraube Ø16	LSV 3 selbstbohrende Holzbauschraube Ø12
t=0	0	0	0
t=3-7	1,0	0,75	0,80
t=∞	1,38	0,98	1,07

Die Kriechfaktoren können im Folgenden zur Berücksichtigung des zeitabhängigen Verhaltens der Verbundmittel durch Abminderung der Verbundmittelsteifigkeit in der Berechnung berücksichtigt werden. Nähere Erläuterungen dazu finden sich in Kapitel 4.

Bild 2.87 zeigt die Verringerung der effektiven Biegesteifigkeit bei unterschiedlichem Ansatz des Kriechfaktors der Verbundmittel. Unter zusätzlichem Einsatz von Schrauben ist das Kriechen der Verbundmittel etwas weniger ausgeprägt als ohne Schrauben.

So reduziert sich für den Zeitpunkt $t = \infty$ die Verbundmittelsteifigkeit von $K_{ser,0} = 429 \text{ kN/mm}$ auf $K_{ser,\infty} = 217 \text{ kN/mm}^2$ wenn Schrauben eingesetzt werden und auf $K_{ser,\infty} = 180 \text{ kN/mm}^2$ ohne zusätzliche Schrauben. Während ohne Berücksichtigung des Verbundmittelkriechens bei dem Referenzträger aus Bild 3.25 noch rund 71% der Biegesteifigkeit des starren Verbundes erreicht werden konnte, reduziert sich diese auf 58% unter Verwendung zusätzlicher Schrauben und auf 55% ohne Schrauben. Es wird deutlich, dass das Kriechen der Verbundmittel nicht vernachlässigt werden kann. Eine deutliche Verbesserung der effektiven Biegesteifigkeit ist durch den Einsatz zusätzlicher Schrauben jedoch nicht möglich, so dass dieser zusätzliche fertigungstechnische und finanzielle Aufwand nicht gerechtfertigt ist.

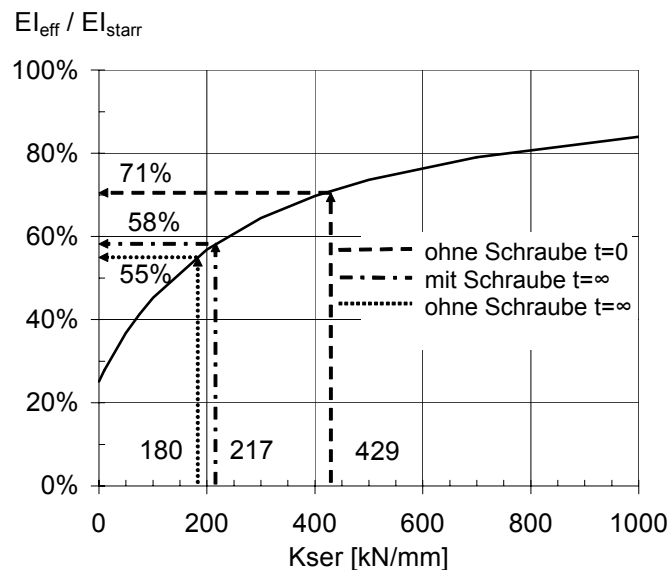


Bild 2.87: Reduzierung von EI_{eff} durch unterschiedliche Abminderung der Verbundmittelsteifigkeit

2.4 Zusammenfassung

Im Rahmen der Untersuchungen zum Verbundmittel „Kerve“ wurde das lokale Trag- und Verformungsverhalten des Verbundmittels Kerve untersucht. Neben der Ermittlung von Kennwerten für die Berechnung und Bemessung von Konstruktionen mit Kerven war die Abtragung des Exzentrizitätsmoments von besonderer Bedeutung, da diese in keiner der bisher veröffentlichten Forschungsarbeiten über Kerven genauer analysiert wurde.

Durch experimentelle Kurzzeituntersuchungen an symmetrischen Druckscherkörpern unter Variation vieler verschiedener Parameter hat sich gezeigt, dass das Trag- und Verformungsverhalten stark von Kervenabmessungen wie Kerventiefe, Vorholzlänge und auch Kervwinkel abhängt. Es konnte kein Einfluss der zu den Kerven eingebauten Schrauben auf das Tragverhalten festgestellt werden. Das infolge Lastexzentrizität im Bereich der Kerven entstehende Exzentrizitätsmoment wird von der Betonkomponente aufgenommen. Auch konnte kein eindeutiger Einfluss der Schrauben auf die Verbundmittelsteifigkeiten festgestellt werden, da diese innerhalb der einzelnen Versuchsreihen mit identischen Prüfkörpern stärker streuten, als unter Variation des Parameters Schraube. Im Langzeitversuch zeigten Kerven mit Schrauben hingegen einen geringeren Kriechfaktor als Kerven ohne Schrauben, was jedoch auf die Berechnung der effektiven Biegesteifigkeit einer Brettstapel-Beton-Verbunddecke wenig Einfluss hat.

Zur Erweiterung der experimentell gewonnenen Erkenntnisse wurden numerische Untersuchungen angestellt, die das Trag- und Verformungsverhalten von Kerven und zusätzlich eingebauten Schrauben genauer analysieren und die Grundlage einer erweiterten Parameterstudie auf numerischer Basis bilden. Auch hierbei zeigte sich, dass die Schrauben sich nicht an der Abtragung des Exzentrizitätsmoments beteiligen, sondern lediglich über Biegung einen Teil der Längsschubkraft übertragen.

Die bislang vorherrschende Modellvorstellung geht bei Brettstapel-Beton-Verbunddecken mit Kerven von einem Stabwerkmodell analog dem eines Stahlbetonbalkens aus. Während die Beton- und die Holzkomponente den Ober- bzw. Untergurt darstellen, wird den Kerven die Druckdiagonale zugewiesen. Zur Erhaltung des Gleichgewichts sind Zugstreben nötig, die von den Schrauben gebildet werden. Dieses Modell zeigt sich jedoch als ungenaue Näherung des Tragverhaltens. Im Rahmen einer mechanischen Modellierung wurde deshalb auf Grundlage numerischer Ergebnisse ein Stabwerkmodell entwickelt, das die Abtragung des Exzentrizitätsmoments durch den Beton veranschaulicht und die Wirkungsweise der Schrauben erläutert. Dieses Stabwerkmodell diente als Grundlage für die rechnerische Ermittlung der Kerventragfähigkeit.

Durch eine umfangreiche Parameterstudie konnten Ausführungsempfehlungen für die geometrische Gestaltung des Verbundmittels Kerve abgeleitet werden.

Im Rahmen einer übergreifenden Betrachtung der Erkenntnisse aus experimentellen, numerischen und auch mechanischen Untersuchungen wurden Gleichungen für die Ermittlung der Tragfähigkeit des Verbundmittels Kerve und Regeln für deren konstruktive Ausbildung abgeleitet. Durch probabilistische Untersuchungen auf numerischer Basis wurden Verbundmittelsteifigkeiten für die verschiedenen Festigkeitsklassen der Brettstapellamellen ermittelt. Da bislang z.T. kontroverse Annahmen hinsichtlich der Festigkeitsklasse der zu verwendenden

Lamellen besteht, wird empfohlen für Kerven die Verbundmittelsteifigkeit der Festigkeitsklasse C16 (S7) anzusetzen.

Infolge der Annäherung der experimentell gewonnenen Kriechfaktoren durch eine logarithmische Funktion, wurden durch Extrapolation Kriechfaktoren verschiedener Kervenausführungen für bemessungsrelevante Zeitpunkte ermittelt. Damit kann die Abminderung der Verbundmittelsteifigkeit bei Langzeitbeanspruchung berücksichtigt werden. Es zeigte sich, dass der infolge zusätzlicher Schrauben geringere Kriechfaktor gegenüber der Ausführungsart ohne Schrauben keine wesentliche Verbesserung der effektiven Biegesteifigkeit mit sich bringt. Damit kann auf Schrauben zur Verminderung des Verbundmittelkriechens verzichtet werden.

3 Untersuchungen am Biegeträger

3.1 Globale Analyse des Trag- und Verformungsverhaltens

3.1.1 Einführung

Durch Untersuchungen experimenteller und numerischer Art, sowie mit Hilfe mechanischer Modelle soll das Trag- und Verformungsverhalten von Brettstapel-Beton-Verbunddecken mit Kerfen als Verbundmittel in ihrer realen Einbausituation (Bild 3.1) analysiert werden.

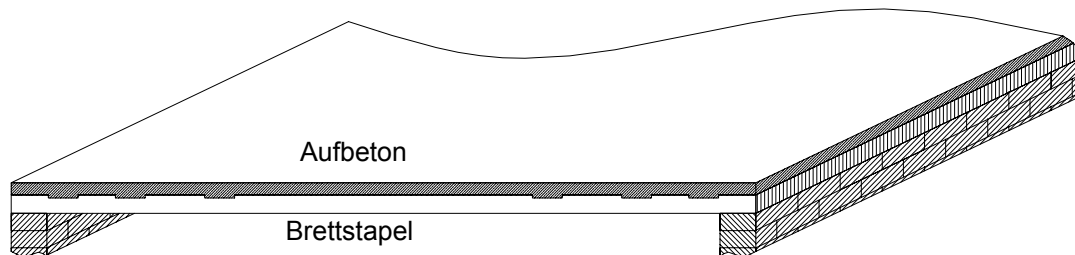


Bild 3.1: Brettstapel-Beton-Verbunddecke in realer Einbausituation

Zur Abgrenzung und Einordnung der im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen am Biegeträger, werden vorab die bisher in diesem Zusammenhang durchgeführten Untersuchungen erläutert.

Die in Abschnitt 3.1.3 beschriebenen Kurzzeit-Biegeversuche an insgesamt drei großformatigen Verbundelementen dienen der Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens von Brettstapel-Beton-Verbunddecken mit dem Verbundmittel Kerfe und Holzbauschraube in der baupraktisch üblichen Einbausituation. Dabei sollen die aus den Scherversuchen (Kapitel 2) gewonnenen Erkenntnisse überprüft und erweitert werden. Auch dienen diese Ergebnisse der Überprüfung vorhandener Rechenmodelle, sowie der Verifikation numerischer Untersuchungen. Effekte, wie beispielsweise die Wirkung von Eigengewicht aus Aufbeton, können hier berücksichtigt werden.

Auf Grundlage der durchgeführten Biegeversuche werden numerische Modelle erstellt und durch Versuchsnachrechnung verifiziert. Zum einen kann damit das Trag- und Verformungsverhalten genauer untersucht werden, zum anderen erlauben diese die Untersuchung eines größeren Parameterbereichs (vgl. Abschnitt 3.2), als dies in Form experimenteller Untersuchungen möglich ist.

Da experimentelle und numerische Untersuchungen gezeigt haben, dass das bisher angewandte [Natterer u.a. 1996], analog zu dem eines Betonbalkens erstellte Stabwerkmodell (vgl. Abschnitt 2.1.5) das Tragverhalten von Brettstapel-Beton-Verbunddecken mit Kerfen nicht ausreichend genau abbildet, wird für die Betonkomponente ein mechanisches Modell auf Grundlage der vorangegangenen Untersuchungen entwickelt. Dieses veranschaulicht das wirkliche Tragverhalten des Betons vor allem hinsichtlich der Abtragung des Exzentri-

tätsmoments im Kervenbereich, gibt Aufschluss über die Effektivität der Schrauben und weist auf kritische Stellen in der Betonkomponente hin.

3.1.2 Stand der Forschung

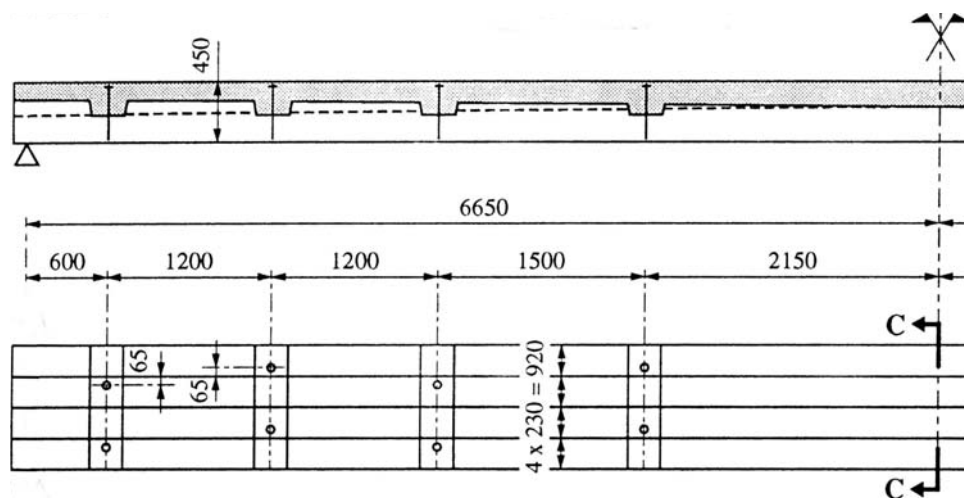
Um das Trag- und Verformungsverhalten von Kerven als Verbundmittel in Holz-Beton-Verbunddecken in ihrer realen Einbausituation zu untersuchen, wurden bislang vor allem in der Schweiz und Deutschland, aber auch in den USA und Polen Untersuchungen unter kurzzeitiger Biegebeanspruchung durchgeführt.

Als Kerbe bezeichnet werden Ausfräsungen, die über die gesamte Holzbreite durchgehend ausgeführt werden. Da Betonnocken in Holzbalken-Beton-Verbunddecken eine konzentriertere Abtragung der Längsschubkraft in der Betonkomponente aufweisen, werden diese nicht in die nachfolgende Erläuterung aufgenommen.

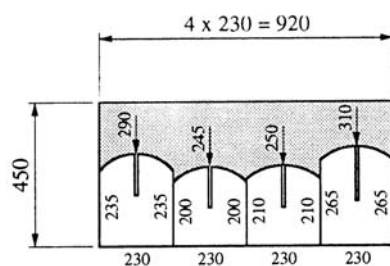
[Godycki u.a. 1984] berichten, dass bereits 1981 im Rahmen einer Sanierungsmaßnahme bestehende Holzbalkendecken mit einer Aufbetonschicht ertüchtigt wurden, wobei die Schubsicherung über in die Balken eingesägte Kerven und zusätzliche Nägel erfolgte. Vorab wurden dazu 7 Biegeelemente mit einer Spannweite von 4,50 m geprüft. Die Verbundmittel wiesen dabei eine über die Trägerlänge kontinuierliche Anordnung auf, wobei die Nägel in geringerem Abstand eingebaut wurden als die Kerven. Es ergab sich ein steifes Last-Verformungsverhalten mit einem spröden Biegezugversagen des Holzes.

Im Rahmen eines Forschungsprojektes zur Entwicklung eines universell einsetzbaren Verbundmittels wurden von [Natterer und Hoeft 1992] insgesamt 3 Biegeversuche durchgeführt. Diese wiesen eine Spannweite von 5,60 m auf. Der Verbund wurde im Rahmen dieser Versuche über in die Holzbalken eingefräste Kerven und eingeklebte Spezialdübel hergestellt. Da die Versuchskörper jedoch schon vor Versuchsbeginn gebrochene Kerven und Risse im Beton aufwiesen, sind zuverlässige Aussagen hinsichtlich der Ergebnisse dieser Versuche nicht möglich. Jedoch wurde dieses System in mehreren Projekten erfolgreich ausgeführt.

Als Hintergrund zu einer Umbaumaßnahme führten [Natterer u.a. 1995] einen Biegeversuch an nebeneinander liegenden Rundhölzern mit Aufbeton durch, dessen Verbund durch 4 Kerven mit speziellen Dübeln pro Trägerhälfte [Natterer und Hoeft 1992] realisiert wurde (vgl. Bild 3.2). Der Prüfkörper wies eine Stützweite von 13,3 m bei einer Gesamthöhe von 0,45 m auf. Im Rahmen des Bruchversuchs wurden Durchbiegungs- und Schlupfmessungen durchgeführt. Die sich daraus ergebende Last-Verformungskurve weist dabei einen annähernd linear-elastischen Verlauf auf. Als globales Versagen trat Biegezugversagen des Holzes auf, dem ein lokales Schubversagen des Betons im Bereich der zweiten Kerbe von außen und ein lokales Abscherversagen der äußersten Kerbe vorangingen. An den zur Abhebesicherung zusätzlich eingebauten Dübel wurden keine detaillierten Messungen durchgeführt. Es wird jedoch angemerkt, dass diese trotz rechnerischer Unterdimensionierung keine Schädigung aufwiesen. Es stellt sich also die Frage, welche Wirkungsweise bzw. Effektivität diese tatsächlich besitzen und ob das angenommene Stabwerkmodell in Analogie zu einem biegebeanspruchten Stahlbetonbalken zutreffend ist.



(a) Ansicht und Draufsicht



(b) Schnitt C-C

Bild 3.2: Biegeversuch [Natterer u.a. 1995]

Erstmals von Biegeversuchen an Brettstapel-Beton-Verbundträgern berichten [Braun u.a. 1998]. Sie untersuchten anhand eines 5,15 m langen Biegeträgers das Tragverhalten von Brettstapel-Beton-Verbunddecken (Bild 3.3). In Anlehnung an das von [Natterer und Hoefft 1992] vorgeschlagene und auf der Fachwerkanalogie basierende System, wurden als Verbundmittel Kerven mit zusätzlichen Schlüsselschrauben in Kervenmitte ausgeführt.

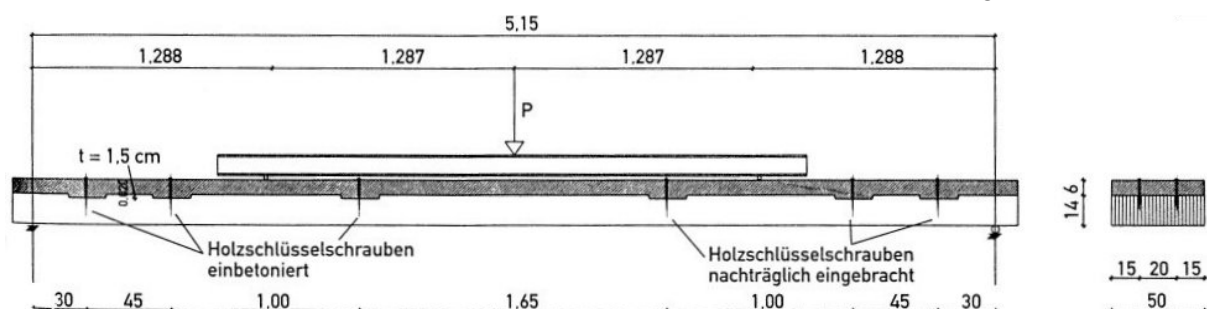


Bild 3.3: Biegeversuch [Braun u.a. 1998]

Der Biegeträger wies ein linear-elastisches Last-Verformungsverhalten auf. Aufgrund zu geringer Kapazität der Belastungseinrichtung, konnte die aufgebrachte Last nicht bis zum Bruch gesteigert werden. Messungen zur Beanspruchung der Schlüsselschrauben wurden nicht durchgeführt.

[Zöllig 1999] stellte Biegeversuche vor, mit denen das Verhalten von 3 Brettstapel-Beton-Verbundträgern mit einer Stützweite von 8 m untersucht wurde (Bild 3.4). Der Verbund wurde dabei mit jeweils 2 Kernen in den Randbereichen und dazwischen liegenden SFS-Schrauben [Z-9.1-342 1998] realisiert.

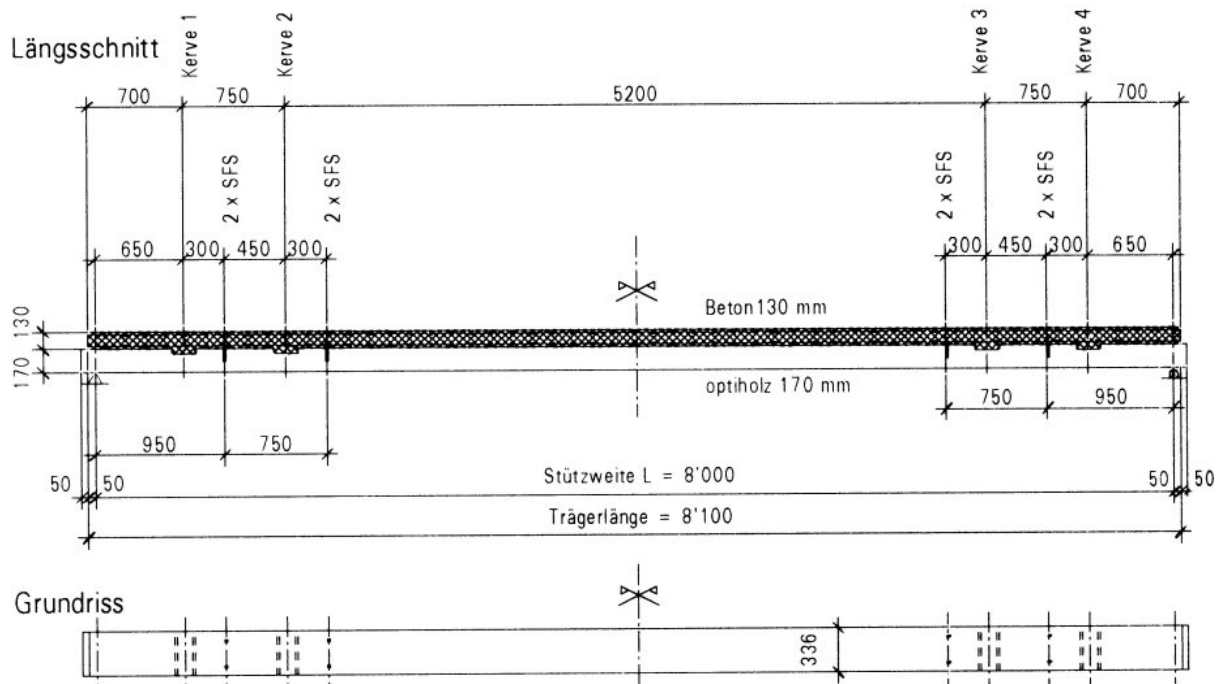


Bild 3.4: Biegeversuch [Zöllig 1999]

Ziel war die Entwicklung eines auf der Stabwerkanalogie beruhenden Berechnungsmodells. Dabei wurde der Brettstapel als Unter-, der Beton als Obergurt betrachtet. Die ins Holz eingefrästen Kerfen bildeten bei diesem Modell die Druckdiagonalen, die mit den als vertikale Zugstäbe betrachteten Schrauben ins Gleichgewicht gesetzt wurden. Auch hierbei wurde die Schraubeneffektivität nicht experimentell untersucht, ihr Einsatz wurde lediglich über die Stabwerkanalogie argumentiert.

[Gutkowski 2001] berichtete von 4-Punkt-Biegeversuchen an insgesamt 20 Holz-Beton-Verbundträgern. Bei der Hälfte der Versuchskörper wurden die stehenden Einzelbretter miteinander verklebt, bei der anderen Hälfte vernagelt. Beide Versuchsarten wurden pro Trägerhälfte mit 2 Kernen in den querkraftbeanspruchten Bereichen ausgeführt. Diese wurden mit den von [Natterer und Hoefft 1992] entwickelten Spezialdübeln ergänzt. Alle Versuchsträger wiesen ein bis zum Versagen linear-elastisches Verhalten auf und versagten dann durch Überschreitung der Biegezugfestigkeit des Holzes. Messungen an den Spezialdübeln wurden bei diesen Biegeversuchen nicht durchgeführt.

Im Rahmen von Untersuchungen zum Tragverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken unter Raumtemperatur und Normbrandbedingungen prüften [Fontana und Frangi 2000] Verbundträger mit Kernen als Verbundmittel und Holzbalken bzw. Brettstapeln als Holzkomponente bei einer Spannweite von 5,60 m (Bild 3.5). Insgesamt wurden 5 Biegeträger getestet, wobei die Kerfen bei jeweils einem Körper mit eingeleimten Gewindestangen bzw. mit den Spezialdübeln nach [Natterer und Hoefft 1992] ergänzt wurden. Ein Versuchsträger mit Brettstapelkomponente wurde nur mit Kernen getestet.



Bild 3.5: Biegeversuch [Fontana und Frangi 2000]

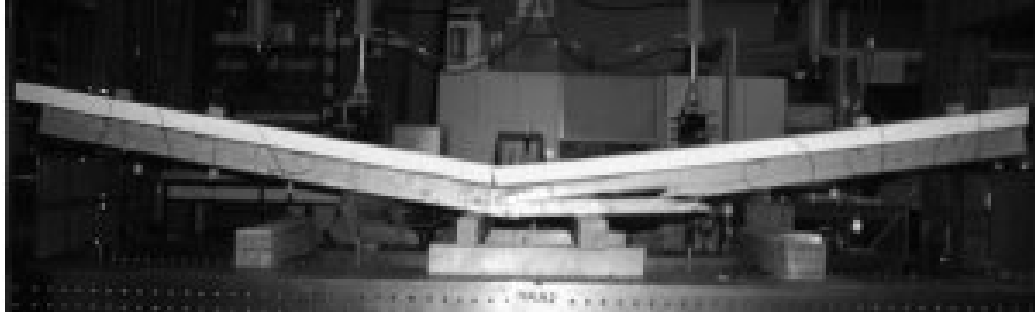


Bild 3.6: Biegezugversagen [Fontana und Frangi 2000]

Während die Versuchsträger mit Holzbalken ein bei gesteigerter Last deutlich nichtlineares Verhalten aufwiesen, verhielten sich alle Versuche mit Brettstapeln bis zum Bruch durch Biegezugversagen des Holzes (Bild 3.6) linear-elastisch. Es zeigte sich, dass zwischen den Versuchen mit und ohne Verwendung zusätzlicher Dübel kein Unterschied bestand. [Frangi 2001] führte dies auf Reibungskräfte in der geneigten Kervendruckflanke zurück.

Alle bislang durchgeführten bzw. veröffentlichten Untersuchungen mit Kernen in Brettstapel-Beton-Verbundträgern beschränken sich auf die generelle experimentelle und rechnerische Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens. Dabei werden die einzelnen Komponenten gemäß der Stabwerkanalogie angeordnet (vgl. Bild 2.48; Abschnitt 2.1.5.1). Die Notwendigkeit der zusätzlich eingebauten Schrauben wird mit der daraus entstehenden vertikalen Zugkomponente argumentiert (vgl. Bild 1.5). Wie bereits Kapitel 2 zeigt, stellt diese Modellannahme jedoch eine zu grobe Näherung dar, da sie Detailbereiche mit komplexen Spannungsverhältnissen nicht berücksichtigt.

Genauere Analysen von Detailbereichen, etwa unter Verwendung von numerischen Methoden oder erweiterten experimentellen Messungen, werden in keiner der genannten Untersuchungen durchgeführt. So konnten auch bislang keine wissenschaftlich abgesicherten Angaben zur Effektivität der Schrauben gemacht werden. Jedoch zeigten sowohl die Versuche von [Fontana und Frangi 2000], dass auch ohne Schrauben kein Abheben des Betons vom Holz auftritt, sondern sich die Schrauben lediglich an der Abtragung der Längsschubkraft beteiligen.

Ziel der nachfolgenden globalen Analyse ist es deshalb, die Effektivität der Schrauben in der realen Einbausituation experimentell und numerisch genauer zu untersuchen, um damit konkrete Aussagen über eine entsprechende Ausführung der Verbundsicherung treffen zu können.

3.1.3 Experimentelle Untersuchungen

3.1.3.1 Versuchsprogramm

Die Kurzzeit-Biegeversuche umfassen insgesamt drei großformatige Brettstapel-Beton-Verbundelemente. Diese werden gemäß [DIN 52186 1978] als 4-Punkt Biegeversuche geprüft. Dabei wird zwischen zwei Laststellungen unterschieden (Bild 3.7).

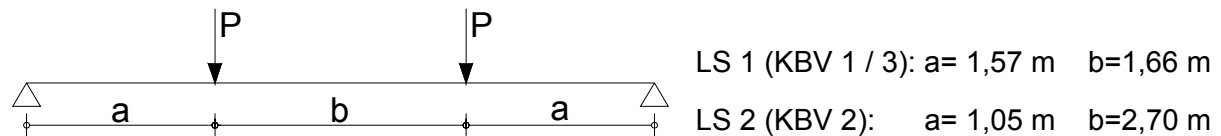


Bild 3.7: Statisches System Biegeversuche

Durch die Laststellung 1 wird der Momentenverlauf ähnlich dem einer Gleichstreckenbelastung hervorgerufen. Sie eignet sich zur Abbildung der praxisüblichen Belastungssituation. Durch die Laststellung 2 soll die Momentenbelastung in Feldmitte reduziert und somit ein Versagen der Verbundmittel auf Schub hervorgerufen werden.

3.1.3.2 Versuchsbeschreibung

Geometrie und Herstellung Die Versuchskörper setzen sich aus 5 m langen, 50 cm breiten und 12 cm dicken Brettstapelelementen, sowie einer 8 cm dicken, konstruktiv mit einer Betonstahl-Lagermatte Q131 bewehrten Aufbetonschicht zusammen. Als Schubverbindung werden, affin zum Querkraftverlauf, jeweils 3 Kerfen 2 cm tief in die äußeren Drittel des Trägers eingefräst (Bild 3.8). Die Kervengeometrie orientiert sich hierbei an den Ergebnissen aus Kapitel 2.

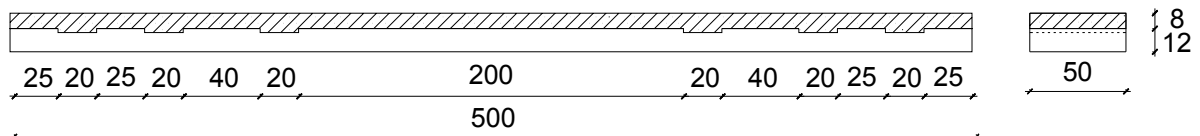


Bild 3.8: Versuchskörper der Biegeversuche (Maße in [cm])

Zusätzlich zum Verbundmittel Kerfe werden 2 selbstbohrende Holzbauschrauben entsprechend [Z-9.1-435 2002] in der Mitte der Kerfe mit einem Abstand von 25 cm untereinander und 12,5 cm zum Rand eingebaut. Da sich in den Kurzzeit-Scherversuchen ergeben hat, dass kein Unterschied zwischen Schlüsselschrauben und selbstbohrenden Holzbauschrauben hinsichtlich Trag- und Verformungsverhalten besteht, werden aus Gründen der wirtschaftlichen Fertigung selbstbohrende Holzbauschrauben eingesetzt. Wie auch bei den Scherversuchen wird zwischen Holz und Beton eine Folie als Trennschicht eingebaut.

Materialkennwerte Die Brettstapel mit den vorgefertigten Kerfen werden zur Ermittlung der E-Moduli einer Biegeprüfung gemäß [DIN E 408 2000] unterzogen. Es ergeben sich die in Tabelle 3.1 dargestellten Werte. Die Betonkomponenten der Versuchskörper werden aus der gleichen Charge Beton hergestellt und die vorhandene Druckfestigkeit durch die Prüfung von 3 Betonwürfeln nach 28 Tagen gemäß [DIN 1048-5 1991] ermittelt.

Zur Ermittlung der Materialkennwerte am Tag der Prüfung, wird das Verfahren nach [Hilsdorf und Reinhardt 2000] verwendet.

Daraus folgen die in Tabelle 3.2 dokumentierten Materialkennwerte des Betons.

Tabelle 3.1: Mittlerer E-Modul Brettstapel

Versuchskörper	E_m [N/mm ²]
KBV 1	9850
KBV 2	10170
KBV 3	11530

Tabelle 3.2: Materialkennwerte des Betons

Betonalter	t_v [d]	64
mittlerer E-Modul	E_{cm} [N/mm ²]	33291
mittlere Druckfestigkeit	f_{cm} [N/mm ²]	43

Versuchsaufbau Bild 3.9 und Bild 3.10 zeigen den Versuchsaufbau. Alle drei Biegeträger werden als beidseitig gelenkig gelagerte Einfeldträger in die Prüfmaschine eingebaut und sind an beiden Enden auf über die gesamte Elementbreite durchgehenden Stahlwalzen gelagert. Die Biegeträger werden mit zwei hydraulischen Prüfkolben belastet, wobei die Last mit Hilfe von Stahlprofilen und Furnierschichthölzern über die gesamte Trägerbreite eingeleitet wird. Durch das Aufbringen eines Mörtelbettes unterhalb der Lasteinleitung werden Unebenheiten des Betons ausgeglichen. Die Belastungsanordnung der 4-Punkt-Biegeversuche variiert gemäß Bild 3.7.

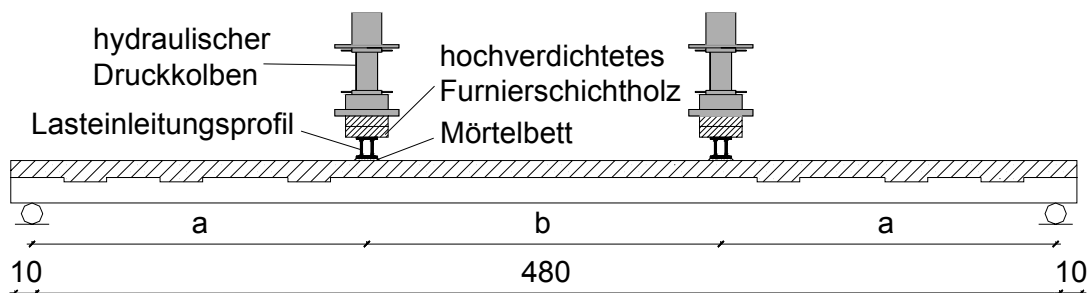


Bild 3.9: Versuchsaufbau Biegeversuche

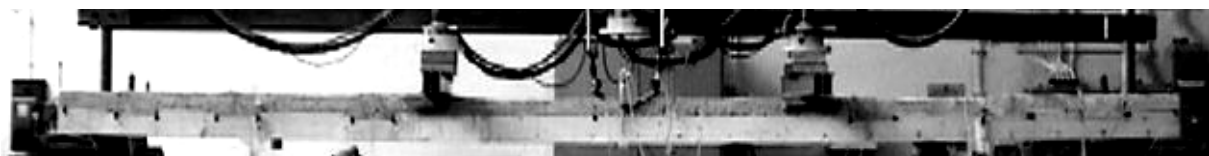


Bild 3.10: Versuchsstand Biegeversuche

Bei den Versuchsträgern KBV 1 und KBV 3 werden die Durchbiegung in Feldmitte, der Schlupf und das Abheben am Trägerende gemessen. Numerische Voruntersuchungen haben gezeigt, dass die Gefahr des Betonabhebens bei dem in Bild 3.9 dargestellten Versuchsaufbau im Bereich der mittleren Kerne am höchsten ist, deshalb werden dort ebenfalls vertikal orientierte Wegaufnehmer eingesetzt. Zur Ermittlung der in den Schrauben vorhandenen Normalkräfte werden pro Schraubenschaft zwei, zur Ermittlung der Spannungsverteilung über die Querschnittshöhe in Feldmitte insgesamt vier Dehnmessstreifen appliziert. Der Versuchsträger KBV 2 wird als Traglastversuch konzipiert, weshalb hierbei nur die Kraft der Prüfzylinder und die Durchbiegung in Feldmitte aufgezeichnet werden.

Versuchsdurchführung Die Lastaufbringung erfolgt bei allen Versuchen kraftgesteuert mit einer konstanten Krafrate von 700 N. Die Träger werden in Anlehnung an [DIN EN 26891] bis etwa $\frac{1}{3}$ der geschätzten Bruchlast d.h. bis zur oberen Grenze des Gebrauchslastniveaus belastet. Danach wird die Last über 3 Minuten konstant gehalten. Es folgt die Entlastung auf 10% der erwarteten Traglast, wobei diese Last wieder 3 Minuten gehalten wird. Anschließend wird die Last bis zum Bruch gesteigert. Zum Versuchszeitpunkt war der Beton 64 Tage alt.

3.1.3.3 Versuchsergebnisse

Versagensarten Hinsichtlich der Versagensarten wird zwischen dem Versagen bei Laststellung 1 und bei Laststellung 2 unterschieden. Bei Laststellung 1 kommt es durch die Anordnung der Lasten in den $\frac{1}{3}$ - Punkten zu einem Biegezugversagen des Holzes im Bereich des maximalen Moments (Bild 3.11). Das Vorholz der Kerfen im Trägerendbereich und die Betonplatte erfahren keine sichtbare Schädigung.



Bild 3.11: Biegezugversagen des Holzes bei Laststellung 1

Durch das Verschieben der Last in Richtung der Auflager, erfährt der Träger in Laststellung 2 bei gleich bleibender Schubbeanspruchung eine geringere Momentenbeanspruchung in der Trägermitte. Es kommt zu einer Kombination aus Biegezugversagen des Holzes zwischen den Lasten, Schubversagen des Vorholzes am Trägerende und Betonversagen im Bereich der Kervenflanke infolge Schub (Bild 3.12).

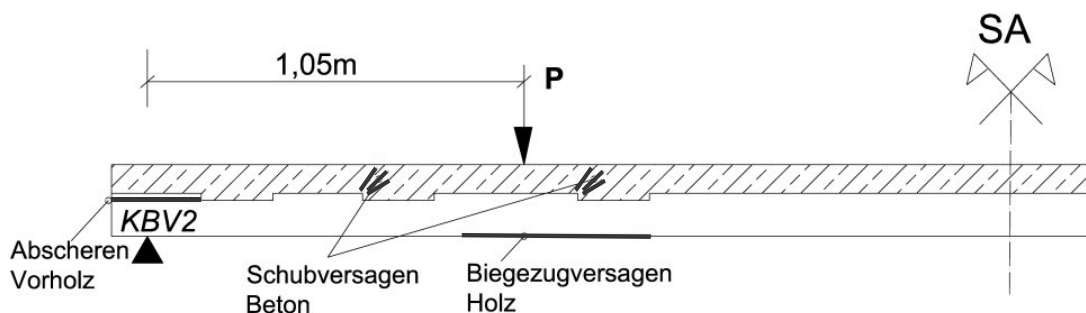


Bild 3.12: Versagensmechanismen bei Laststellung 2

Dabei tritt das erste Versagen im Vorholz der äußersten Kerfen auf, die Lamellen scheren nacheinander ab (Bild 3.13). Bei den inneren Kerfen verhindert der dahinter liegende Beton das Abscherversagen. Bei gleichem Lastniveau erfolgt auch Biegezugversagen an der Holzunterseite als globale Versagensart. Infolge des maximalen Moments und gleichzeitig verminderter Querschnittshöhe, tritt dies im Bereich der inneren Kerfe auf. Da die äußeren Kerfen keine Last mehr aufnehmen können, werden die inneren Kerfen nun stärker beansprucht. Dies führt im Nachtraglastbereich zu einem lokalen Schubversagen des Betons.

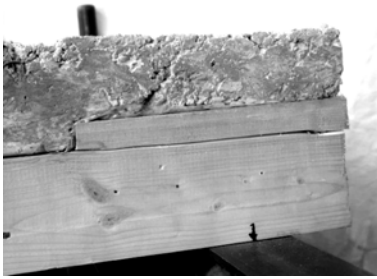


Bild 3.13: Abscherversagen Vorholz

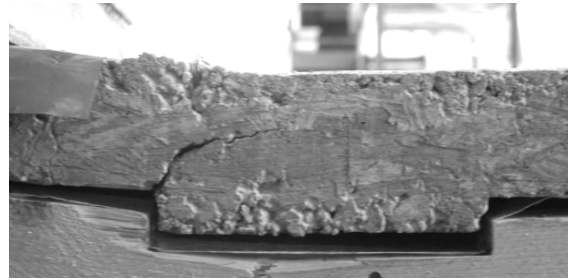


Bild 3.14: Schubversagen des Betons

Last-Verformungsverhalten und Traglasten Die in den Versuchen gemessenen Durchbiegungen in Feldmitte erscheinen sehr groß. Diese beruhen auf einem Fehler im Messwerterfassungssystem. Durch den Vergleich der in Feldmitte gemessenen mit den numerisch ermittelten Dehnungen (vgl. Abschnitt 3.1.4) kann jedoch bestätigt werden, dass die Unstimmigkeiten ausschließlich bei den Durchbiegungen in Feldmitte auftraten, alle anderen Messergebnisse aber verwertbar sind. Im Rahmen der Versuchsauswertung wird deshalb nur auf das qualitative Last-Verformungsverhalten eingegangen und keine Messwerte angegeben. Bild 3.15 zeigt die qualitative Last-Verformungs-Charakteristika der Kurzzeit-Biegeversuche der Laststellung 1. Diese weist einen bis zur Überschreitung der Biegezugfestigkeit des Holzes linearen Anstieg auf. Durch das Versagen einzelner Lamellen kam es zu einer Verformungszunahme bei gleich bleibender Last und schließlich zum globalen Versagen.

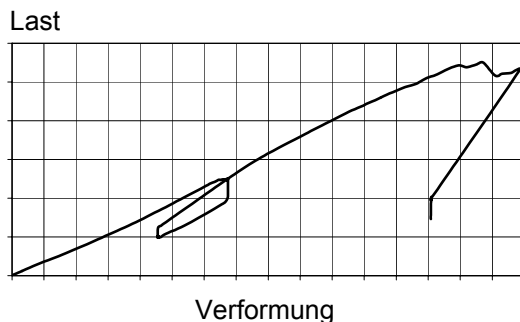


Bild 3.15: Last-Verformungs-Charakteristika Laststellung 1

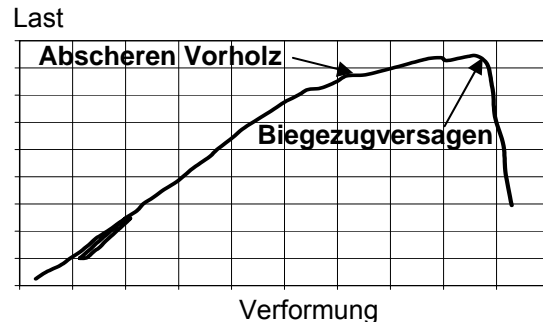


Bild 3.16: Last-Verformungs-Charakteristika Laststellung 2

Bei Laststellung 2 (Bild 3.16) ging das lineare Last-Verformungsverhalten infolge des Vorholzversagens in einen überproportionalen Anstieg der Verformung über. Nachdem durch weitere Laststeigerung die Biegezugfestigkeit des Holzes überschritten wurde, kam es zum globalen Versagen durch Biegezugbruch.

Tabelle 3.3 zeigt die ermittelten Traglasten der Laststellungen 1 und 2. Die Versuche der Laststellung 1 (KBV 1 und 3) wiesen eine Traglast in vergleichbarer Höhe auf. Bei Laststellung 2 (KBV 2) hingegen trat die versagensrelevante Momentenbeanspruchung wegen des verringerten Hebelarms erst bei entsprechend vergrößerter Last auf.

Tabelle 3.3: Traglasten Biegeversuche

	KBV 1	KBV 2	KBV 3
P_{\max} [kN]	55,0	84,5	52,5

Schraubenbeanspruchung Auf die Schrauben der Versuche mit Laststellung 1 wurden Dehnmessstreifen appliziert und die Kräfte in den Schrauben während des Versuchs gemessen. Damit sollte festgestellt werden, ob diese tatsächlich zur Aufnahme der abhebenden Kräfte (Zugbeanspruchung) herangezogen werden und in welchem Maß sie sich an der Lastabtragung beteiligen. Der Vergleich der Schraubenkräfte der verschiedenen Prüfkörper zeigt, dass trotz gleicher Geometrie, Materialien und Laststellung schon von Beginn an unterschiedliche Schraubenkräfte auftraten (vgl. [Kuhlmann und Michelfelder 2003]). Diese variierten zwischen den Versuchskörpern bei der Betrachtung gleicher Schrauben sogar mehr als die Schraubenkräfte innerhalb der Körper. Da im Rahmen der experimentellen Messungen an Schrauben demnach keine aussagekräftigen Schlüsse gezogen werden können, wird an dieser Stelle auf die Analyse mit der Finiten Elemente Methode (Abschnitt 3.1.4) verwiesen.

Klaffung der Verbundfuge Sowohl im Bereich der am höchsten gefährdeten, mittleren Kerven, als auch am Trägerende wurde bei den Trägern der Laststellung 1 das Abheben des Betons vom Holz gemessen. Dabei zeigte sich, dass im Gebrauchslastbereich keine Klaffung auftrat. Selbst im Traglastbereich traten nur Klaffungen in der Größe von 1 mm auf. Auf die Abtragung der Längsschubkraft hat dies nur einen untergeordneten Einfluss.

Verbundwirkung Zur Beurteilung der Verbundwirkung werden die Dehnungen über die Querschnittshöhe in Feldmitte gemessen. Dies erfolgt nur für die Versuchsträger der Laststellung 1. Aus den gemessenen Dehnungen können die Spannungen über das Hook'sche Gesetz und daraus die Schnittgrößen der Teilquerschnitte rückgerechnet werden. Liegt ein starrer Verbund vor, so wird das Gesamtmoment durch Biegung der Einzelquerschnitte und ein Normalkräftepaar aufgenommen, wobei der Anteil des Normalkräftepaars dominiert. Liegt kein Verbund vor, so tragen beide Komponenten über reine Biegung entsprechend ihrer Steifigkeit ab. Der Fall des nachgiebigen Verbundes, wie er bei den mit Kerven realisierten Versuchsträgern auftritt, liegt zwischen diesen Grenzfällen.

Tabelle 3.4 zeigt die auf das Gesamtmoment bezogenen Momentenanteile und deren Abgrenzung gegenüber dem „starrten Verbund“ und gegenüber dem Zustand „ohne Verbund“.

Tabelle 3.4: Bezogene Momentenabtragung		M_{Holz}	M_{Beton}	$M_{\text{Normalkraft}}$
KBV 1	starrer Verbund	10%	10%	80%
	nachgiebiger Verbund (Versuch)	20%	15%	65%
	ohne Verbund	50%	50%	0%
KBV 3	starrer Verbund	11%	10%	79%
	nachgiebiger Verbund (Versuch)	20%	18%	62%
	ohne Verbund	54%	46%	0%

Das Verbundverhalten der Versuchsträger kann somit als sehr steif charakterisiert werden. Der Hauptanteil des Moments wird über ein Normalkräftepaar abgetragen, jedoch tragen die

Teilquerschnitte, verglichen mit dem starrem Verbund, fast den doppelten Momentenanteil über Einzelbiegung ab.

In Tabelle 3.5 sind die Schlupfmessungen der Biegeversuche dem schlupffreien starren Verbund und dem numerisch ermittelten Schlupf bei verbundfrei aufeinander gelegten Einzelkomponenten gegenübergestellt.

Tabelle 3.5: Abgrenzung Schlupf am Trägerende

	starrer Verbund	Trägerende links	Trägerende rechts	ohne Verbund
KBV 1	0 mm	1,8 mm	0,7 mm	4,9 mm
KBV 3	0 mm	0,8 mm	1,3 mm	4,3 mm

Auch hierbei zeigt sich ein steifes, wenn auch nicht starres Verbundverhalten. Die Berücksichtigung der Nachgiebigkeit wird deshalb als notwendig erachtet.

3.1.4 Numerische Untersuchungen

3.1.4.1 Einführung

Mit den im Folgenden vorgestellten, auf den Kurzzeit-Biegeversuchen basierenden, numerischen Untersuchungen wird das globale Trag- und Verformungsverhalten von Brettstapel-Beton-Verbunddecken mit dem Verbundmittel Kerne untersucht. Durch Gegenüberstellung von numerisch ermittelten Ergebnissen und Ergebnissen verschiedener experimenteller Untersuchungen wird ein Modell bestätigt, auf dessen Basis sowohl die Lastabtragung, als auch die Versagensart analysiert und eine Parameterstudie durchgeführt werden kann. Durch den Vergleich der Modellberechnungen mit und ohne zusätzliche Schrauben wird die Notwendigkeit des Schraubeneinsatzes diskutiert.

Die Modellierung und Berechnung der Biegeversuche erfolgt mit dem Finite-Elemente Programm ANSYS 6.1. Da auch bei den Biegeversuchen, wie auch bei den Scherversuchen, sprödes Versagen auftrat d.h. ein lineares Last-Verformungsverhalten vorlag, wird hierbei ebenfalls eine linear-elastische Berechnung durchgeführt.

3.1.4.2 Modellierung

Die Modellierung der Kurzzeit-Biegeversuche erfolgt analog zu den Modellen der Kurzzeit-Scherversuche, wobei die Schrauben mit direktem Kontakt zwischen Schraube und Beton modelliert werden. Insgesamt werden 3 verschiedene Modelle erstellt (Tabelle 3.6).

Tabelle 3.6: Modellunterscheidung

Modell Nr.	Schraubenmodellierung	Besonderheit
B1	Volumenelement	Kontaktelemente zwischen Schraube und Holz/Beton
B2	Balkenelement	Schraube und Holz / Beton starr verbunden
B3	ohne Schraube	

Zur Reduzierung des Rechenaufwands wird, unter Ausnutzung der Symmetrie, mit dem Modell B1 $\frac{1}{8}$ des Trägers, mit B2 $\frac{1}{4}$ und mit B3 der halbe Träger modelliert.

Ansonsten unterscheiden sich die Modelle lediglich in der Abbildung der Schrauben. Die Kontaktschicht zwischen den Komponenten Holz und Beton, sowie die Komponenten selbst, werden identisch modelliert. In Bild 3.17 ist das FE-Modell des Biegeträgers, in Bild 3.18 sind die verschiedenen Modellierungen des Verbundmittels dargestellt.



Bild 3.17: FE-Modell des Biegeträgers

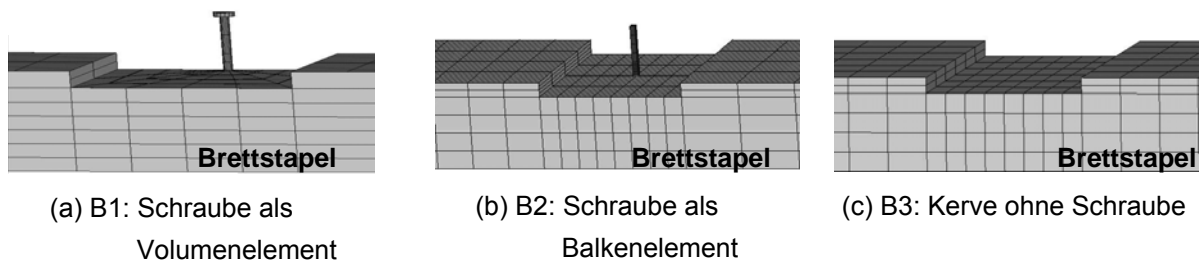


Bild 3.18: Modelle B1 ÷ B3

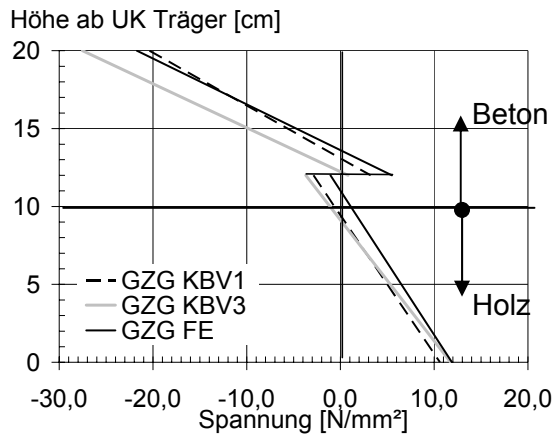
Um festzulegen, ob zur Modellierung der Versuche eine Idealisierung der Schraube mit einem Balkenelement ausreicht oder ob eine exakte Modellierung der Schraube als Volumenelement nötig ist, wird eine Vergleichsberechnung zwischen den Modellen B1 und B2 angestellt. Verglichen werden dabei die Durchbiegungen in Feldmitte. Dabei zeigt sich, dass diese lediglich einen Unterschied von 4% aufweisen, wobei unter Verwendung des Balkenelements die Durchbiegung geringer ist. Dies liegt, ebenso wie bei der Modellierung der Scherkörper (Abschnitt 2.1.4) daran, dass bei Abbildung der Schrauben als Balkenelemente eine starre Kopplung mit dem Beton bzw. Holz vorliegt. Bei der Modellierung mit Volumenelementen wird der Kontakt zwischen Schraube und Beton bzw. Holz über Kontaktelemente exakt abgebildet und Eindrückungen berücksichtigt. Wegen der geringen Abweichungen wird aber zu Gunsten kürzerer Rechenzeiten das Modell B2 verwendet. Um den Einfluss und die Notwendigkeit der Schrauben besser einschätzen zu können, werden ergänzend zum Modell B2 Berechnungen mit dem Modell B3 (ohne Schrauben) durchgeführt.

3.1.4.3 Ergebnisse

Allgemeines Wie in Abschnitt 3.1.3.3 erwähnt, können die gemessenen Durchbiegungen in Feldmitte aufgrund eines Fehlers in der Messwerterfassung nicht zur Verifikation herangezogen werden.

Zur Verifizierung des linearen FE-Modells werden die im Rahmen der Biegeversuche ermittelten Spannungen in Feldmitte mit den numerisch ermittelten Spannungen verglichen. Eingang in die Berechnung finden dabei die gemessenen Materialeigenschaften und die erreichte Versagenslast. Zur zusätzlichen Absicherung des Modells, werden Versuche der ETH Zürich [Fontana und Frangi 2000] und des Ingenieurbüros Schneck-Schaal-Braun aus Tübingen [Braun u.a. 1998] im linear-elastischen Bereich nachgerechnet.

Verifikation durch Nachrechnung eigener Kurzzeit-Biegeversuche Die Dehnungen bzw. Spannungen in Feldmitte werden bei den Versuchskörpern KBV 1 und KBV 3 gemessen. Beide Versuchskörper sind dabei identisch ausgebildet und unterscheiden sich lediglich durch die geringfügig unterschiedliche Betonfestigkeit (vgl. Abschnitt 3.1.3.2), was jedoch auf die numerisch ermittelten Spannungen keinen erkennbaren Einfluss hat.



In Bild 3.19 sind die gemessenen Spannungen den numerisch berechneten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ($f = 1/200$) gegenübergestellt. Die linear-elastische FE-Berechnung liefert eine gute Übereinstimmung mit den durchgeführten Versuchen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. Die Spannungsunterschiede zwischen den einzelnen Versuchsträgern in der Betonplatte gehen auf materialbedingte Streuungen zurück.

Bild 3.19: Vergleich der Spannungen in Feldmitte

Verifikation durch Nachrechnung von fremden Versuchen Zur ergänzenden Verifikation werden die Ergebnisse externer Versuche an Biegeträgern mit Kerben und Schrauben als Verbundmittel herangezogen. Der Verbund wurde bei dem Versuch von [Braun u.a. 1998] mit Kerben und Schlüsselschrauben, bei [Fontana und Frangi 2000] mit Kerben und HILTI-Dübeln [Natterer und Hoefl 1992] ausgeführt.

Verglichen wird dabei der Last-Verformungspfad im linear-elastischen Bereich. Auch hierbei kann aufgrund der linearen Last-Verformungskurve bzw. aufgrund des spröden Biegezugversagens des Holzes linear-elastisches Materialverhalten angenommen werden. Bild 3.20 und Bild 3.21 zeigen die Gegenüberstellung von Versuchsergebnissen und numerischer Berechnung.

Dabei zeigt sich eine gute Übereinstimmung. Die numerischen Modelle gelten somit als verifiziert und können für weitere Untersuchungen herangezogen werden.

Pressenkraft [kN]

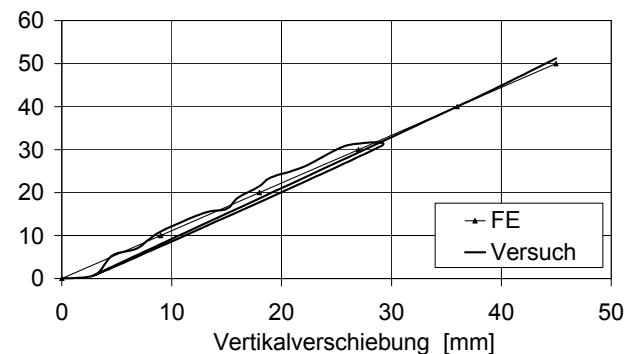


Bild 3.20: Vergleich FE - Versuch [Braun u.a. 1998]

Pressenkraft [kN]

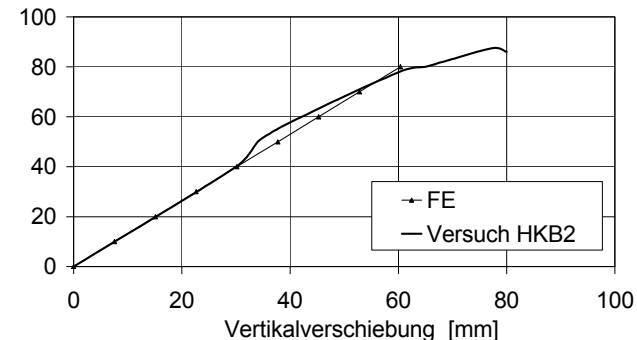


Bild 3.21: Vergleich FE - Versuch [Fontana und Frangi 2000]

Versagen Wie in Abschnitt 3.1.3.3 erläutert, trat bei den durchgeführten Versuchen in Feldmitte Biegezugversagen an der Holzunterseite auf. Die numerisch ermittelten Spannungsanteile in Trägerlängsrichtung im Traglastzustand sind in Tabelle 3.7 dargestellt. Ebenfalls dargestellt sind die zugehörigen Ausnutzungen bezüglich der charakteristischen Festigkeit für C18 nach [DIN 1052 2004], die für einen nach [RAL 2002] gefertigten Brettstapel gelten (vgl. Vergütungseffekt [Informationsdienst Holz 1998]).

Tabelle 3.7: Holzspannungen und Spannungsausnutzungen in Feldmitte im Traglastzustand

Modell	Zug	Biegung	Ausnutzung		Gesamtausnutzung
	$\sigma_{t,0}$	$\sigma_{m,y}$	$\sigma_{t,0,k}/f_{t,0,k}$	$\sigma_{m,y,k}/f_{m,y,k}$	$\sigma_{t,0}/f_{t,0,k} + \sigma_{m,y}/f_{m,y,k}$
KBV 1 (B2)	1,00	1,14	91%	63%	154%
KBV 2 (B2)	1,05	1,06	95%	59%	154%
KBV 3 (B2)	1,00	1,17	91%	65%	156%
KBV 1 (B3)	0,96	1,21	87%	67%	154%

Die numerisch ermittelten Spannungen bzw. Spannungsausnutzungen sind im Bruchzustand vergleichsweise hoch, obwohl die experimentell ermittelten E-Moduli der Verbundpartner bei der Berechnung berücksichtigt werden. Dies liegt an der Tatsache, dass die normativ geregelten Festigkeiten 5%-Fraktilwerte darstellen, d.h. 95% der Proben dieser Klasse eine höhere Festigkeit aufweisen. Ein Vergleich der Berechnung mit und ohne Schraube für den Biegeträger KBV 1 zeigt, dass der Holzquerschnitt ohne zusätzliche Schrauben in Feldmitte etwas mehr auf Biegung und etwas weniger auf Zug beansprucht wird. Dies liegt an der geringfügig gesteigerten Verbundsteifigkeit infolge der Beteiligung der Schrauben an der Längsschubkraftabtragung. Hinsichtlich der Gesamtausnutzung hat dies jedoch keinen Einfluss.

Wie bereits in Abschnitt 3.1.3.3 erläutert, zeigt der Biegeträger KBV2 der Laststellung 2 vor dem globalen Biegezugversagen an der Holzunterseite bei ca. 94% der Traglast ein Abscherversagen der Randkerve. Dies tritt bei Laststellung 1 nicht auf. Die numerischen Untersuchungen zeigen, dass die Randkerve bei Laststellung 2 um ca. 40% höher belastet ist, als bei Laststellung 1. Berechnet man die charakteristische Tragfähigkeit unter Zugrundelegung des Abscherversagens gemäß der Bemessungsgleichung in Abschnitt 2.3.2.2, Gleichung (2.9) so ergibt sich eine maximal mögliche Kervenbelastung von 250 kN ($k_{red}=1,0$) bzw. 187 kN ($k_{red}=0,75$). Von der Randkerve in Laststellung 2 wird diese bei einer Kervenkraft von 223 kN zu 90% erreicht ($k_{red}=1,0$) bzw. zu 19% ($k_{red}=0,75$) überschritten. In Laststellung 1 wurde selbst die Tragfähigkeit mit $k_{red}=0,75$ bei Erreichen der Versagenslast von der Randkerve nur zu 85% erreicht. Damit wird deutlich, warum bei Laststellung 1 kein Abscheren der Randkerve wie bei Laststellung 2 auftrat.

Schubkraftabtragung Bei der Ausbildung der Kerve mit Schraube beteiligt sich diese an der Lastabtragung (vgl. auch Abschnitt 2.1.4.3). Bild 3.22 zeigt die Schubspannung in der Holzkomponente am $\frac{1}{4}$ -System. Es zeigt sich, dass die Schubkraft von den Kerven und den Schrauben abgetragen wird. In Tabelle 3.8 sind die Schubkraftabtragungsanteile der jeweiligen Kerven dargestellt. Im Weiteren ist ersichtlich, welcher Anteil pro Kerve von den Schrauben und welcher von der Kervenflanke abgetragen wird.

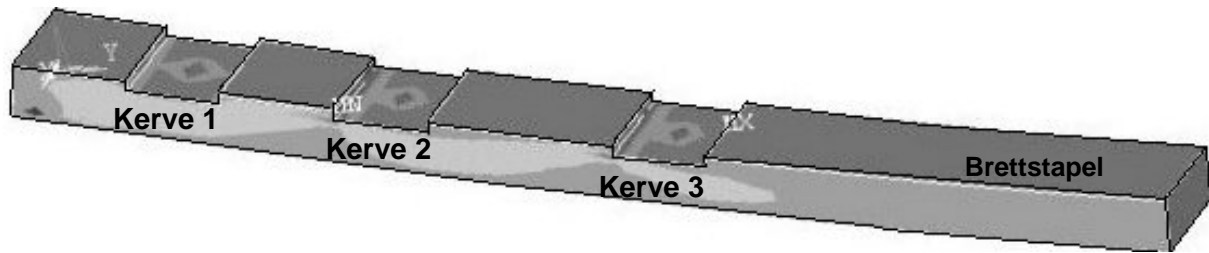


Bild 3.22: Abtragung der Schubkraft über die Verbundmittel Kerbe und Schraube

Tabelle 3.8: Anteile an der Schubkraftabtragung mit Schraube

	Gesamtes VM		Kervenflanke [%]	Schraube [%]
	[kN]	[%]	[%]	[%]
Kerbe 1	160	27	81	19
Kerbe 2	200	34	80	20
Kerbe 3	230	39	78	22

Es zeigt sich, dass das innerste Verbundmittel (Kerbe 3) den größten Anteil der Schubkraft überträgt, das äußerste Verbundmittel (Kerbe 1) den geringsten. Diese Beobachtung deckt sich mit Untersuchungen an Stahl-Beton-Verbundträgern. [Bode und Schanzenbach 1989] zeigten, dass bei nachgiebigem Verbund keine Affinität mehr zwischen dem Verlauf der Verbundmittelkräfte und dem Verlauf der Querkraft besteht. Für die Belastung eines Einfeldträgers mit Einzellasten (vgl. Kurzzeit-Biegeversuch KBV1 ÷ KBV 3), werden die inneren Verbundmittel sogar stärker beansprucht als die außen liegenden.

Zum Vergleich ist in Bild 3.23 die Schubspannung der Holzkomponente bei der Ausführung ohne Schrauben und in Tabelle 3.9 die Anteile der jeweiligen Kerbe an der Schubkraftübertragung dargestellt. Dabei treten die gleichen Abtragungsanteile wie bei der Ausführungsart mit Schrauben auf, die Schubkraft wird jedoch ausschließlich über die Kervenflanken abgetragen.

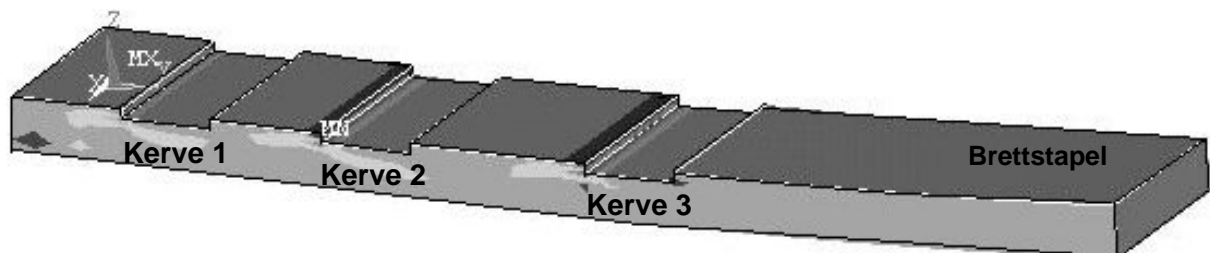


Bild 3.23: Abtragung der Schubkraft über die Verbundmittel Kerbe

Tabelle 3.9: Anteile an der Schubkraftabtragung ohne Schraube

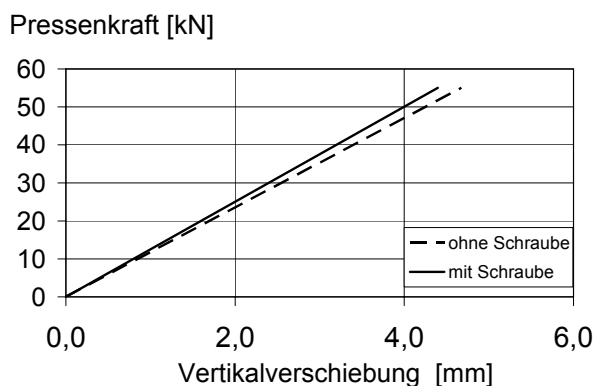
	Gesamtes VM	
	[kN]	[%]
Kerbe 1	150	27
Kerbe 2	195	34
Kerbe 3	220	39

Da sich die Schrauben im Fall der Ausführung „Kerbe mit Schraube“ an der Abtragung der Schubkraft beteiligen, kann die effektive Biegesteifigkeit etwas gesteigert werden. Die Abtra-

gung erfolgt damit vermehrt über Biegung aus dem Normalkräftepaar. Dies hat zur Folge, dass bei der Ausführungsart „Kerbe mit Schraube“ bei gleicher Laststufe eine um ca. 4% größere Gesamtlängsschubkraft abgetragen werden muss.

Untersuchung des Schraubeneinsatzes

Wie sich schon im Rahmen der experimentellen und numerischen Untersuchungen an Scherkörpern gezeigt hat, ist die Notwendigkeit der Schrauben als Abhebesicherung fraglich, da der Beton das auftretende Exzentrizitätsmoment alleine abtragen kann. Um diese Erkenntnisse zu bekräftigen, werden im Folgenden die Modelle mit und ohne Schrauben (Modell B2 und B3) gegenübergestellt. Verglichen werden dabei die Vertikalverformungen in Feldmitte und das Abheben der Betonplatte vom Holz. In Bild 3.24 sind die Last-Verformungskurven der linear-elastischen Berechnung der Biegeträger mit und ohne Schraube abgebildet. Es zeigt sich, dass durch den Einsatz der Schrauben die Durchbiegung in Feldmitte um 6% verringert werden kann.



Vom Einsatz der Schrauben rein aus Gesichtspunkten der Durchbiegungsbegrenzung ist nicht nur wegen dieser geringen Wirkung abzusehen, sondern auch weil beispielsweise durch geringfügige Erhöhung des Brettstapels die Durchbiegung mit geringeren Kosten in größerem Maße reduziert werden kann, als durch den Einbau von Schrauben.

Bild 3.24: Durchbiegung in Feldmitte mit / ohne Schraube

Ein Vergleich des maximalen Abhebens der Modelle mit und ohne Schraube zeigt, dass sowohl bei der Ausführungsart mit, als auch bei der Ausführungsart ohne Schrauben kein Abheben des Betons vom Holz auftritt.

Die Schrauben haben unter der gegebenen Lastsituation (Abschnitt 3.1.3.1) keinen signifikanten Einfluss auf das Abheben, da das Exzentrizitätsmoment mit dem globalen Biegemoment des Betons überlagert und durch diesen abgetragen wird.

3.1.5 Mechanische Modellierung

3.1.5.1 Einführung

Aufbauend auf dem im Rahmen der lokalen Untersuchung entwickelten Stabwerkmodell für den Beton im Scherversuch, wird im Folgenden ein Stabwerkmodell für die Kerbe in der Einbausituation Biegeträger entwickelt. Während der Beton im Scherversuch hauptsächlich Beanspruchungen aus Druck und lokalen Biegemomenten ausgesetzt ist, kommen beim Biegeträger zusätzliche Effekte aus der Biegung des Gesamtträgers hinzu. Die Überlagerung der aus der globalen Biegung resultierenden Drucknormalkraft im Beton mit der lokalen Zugbeanspruchung aus der Lastexzentrizität führt zu einer veränderten Beanspruchungssituation

und erfordert somit eine Weiterentwicklung des in Abschnitt 2.1.5 entwickelten Stabwerkmodells. Die Entwicklung folgt der in Abschnitt 2.1.5 erläuterten Vorgehensweise.

Bild 3.26 zeigt die Vektordarstellung der Hauptspannungen eines Brettstapel-Beton-Verbundträgers mit Kerfen als Verbundmittel. Es ist erkennbar, dass die Lastabtragung der eines Vierendeelträgers gleicht. Im Bereich der Verbundmittel wird die aus dem nachgiebigen Verbund resultierende Längsschubkraft, sowie der Querkraftanteil vom Beton auf das Holz übertragen. Dies verursacht ein, der globalen Biegung entgegen gerichtetes, lokales Biegemoment.

Dieser Bereich der Lasteinleitung soll im Rahmen eines detaillierten mechanischen Modells für die Betonkomponente genauer analysiert werden, um das Verbundmittel entsprechend ausbilden und bemessen zu können.

3.1.5.2 Modellentwicklung

Die Abgrenzung der D-Bereiche der Betonplatte ist in Bild 3.25 dargestellt. Das Stabwerkmodell wird für eine Kerne des D-Bereichs entwickelt und klärt die Abtragung der Schubkraft und des Exzentrizitätsmoments.

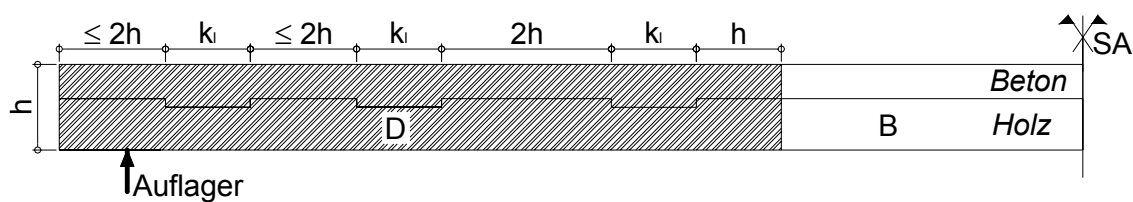


Bild 3.25: Unterteilung D- und B- Bereiche im Biegeversuch

Stabwerkmodell für den Beton im Biegeversuch mit Kerne mit Schrauben

Wie auch schon lokal in Kapitel 2 untersucht, zeigt die Darstellung der Hauptspannungsrichtungen in Bild 3.26, dass Kerne und Schraube die Längsschubkraft gemeinsam abtragen. Die Differenz zwischen der Längsschubkraft im rechten Schnitt des D-Bereiches und der vom Verbundmittel aufgenommenen Längsschubkraft wird zum nächsten Verbundmittel weitergeleitet.

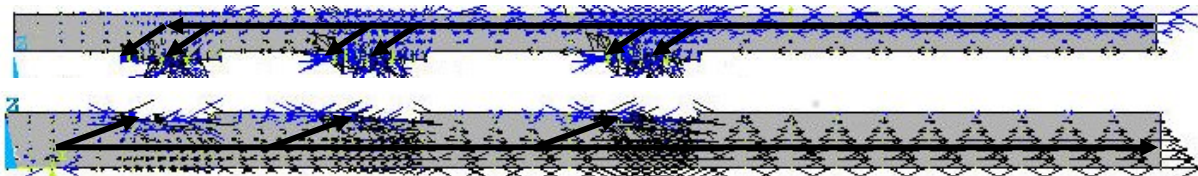


Bild 3.26: Lastpfad im Beton im Biegeversuch

In Bild 3.27 sind die auftretenden Druckkräfte in der Verbundfuge dargestellt. Es zeigt sich, dass die Abtragung der Querkraft vor allem im Bereich der Vorhölzer erfolgt und diese damit eine Druckbeanspruchung senkrecht zur Verbundfuge erfahren.

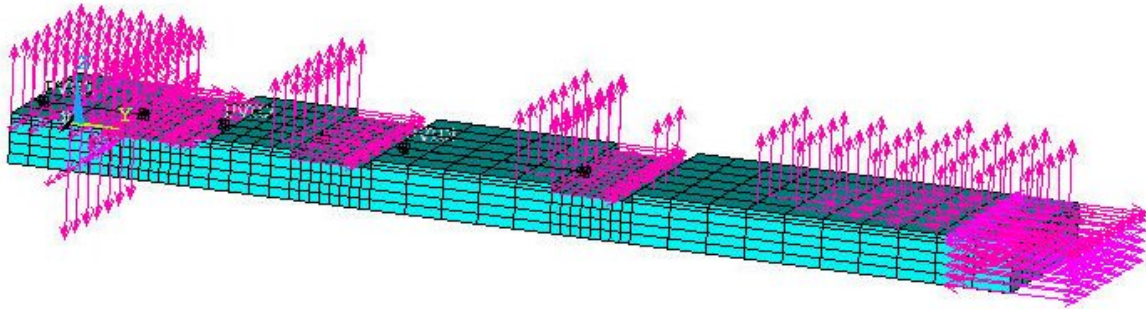
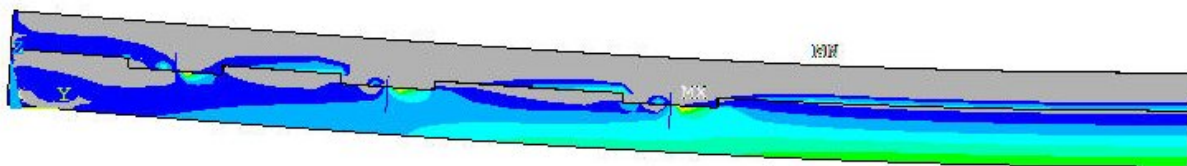


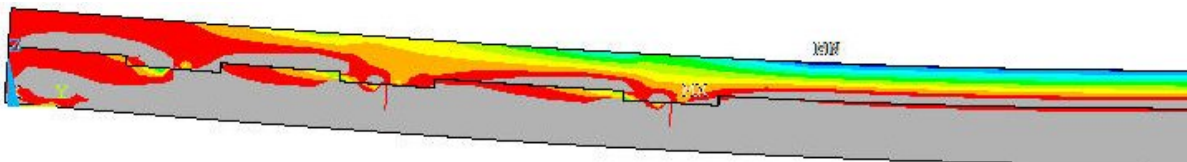
Bild 3.27: Druckkräfte in der Verbundfuge

Bild 3.28 und Bild 3.29 zeigt die numerisch ermittelten Spannungen des Verbundträgers.

Der Vergleich der Spannungen parallel zur Verbundfuge (Bild 3.28) mit den Modelluntersuchungen am Scherkörper (Bild 2.50, Abschnitt 2.1.5.2) zeigt, dass der Beton an der Oberkante keinen Zug mehr erfährt. Durch die Biegung des Gesamtträgers wird das aus der Exzentrizität resultierende lokale Biegemoment überdrückt. Jedoch treten auch hier Zugbeanspruchungen im Bereich der belasteten Kervenflanke auf. Der Vorholzbereich wird infolge der Schubkraftabtragung druckbeansprucht.



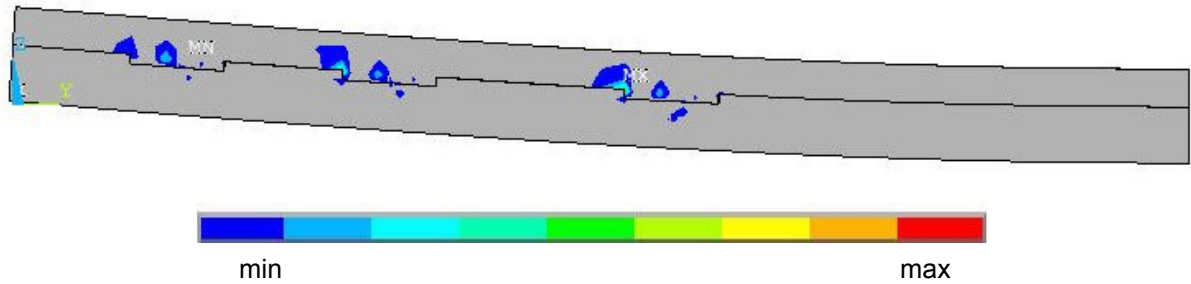
(a) Zugspannung parallel zur Verbundfuge



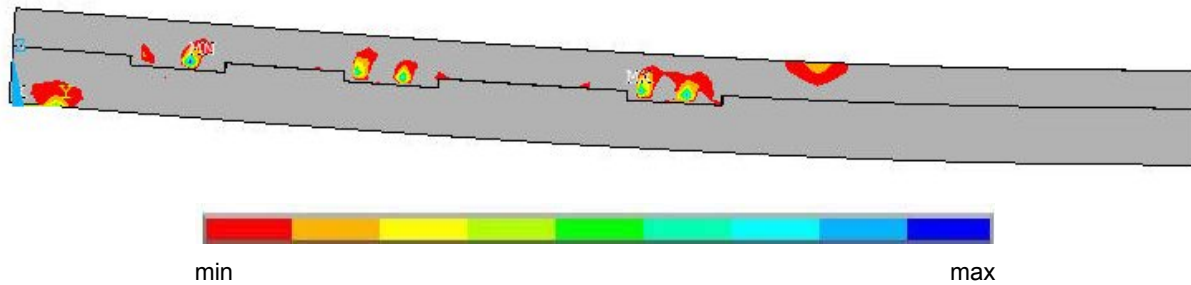
(b) Druckspannung parallel zur Verbundfuge

Bild 3.28: Spannungen parallel zur Verbundfuge im Biegeversuch

Die Spannungen senkrecht zur Verbundfuge in Bild 3.29 (a) zeigen, dass im Bereich der druckbeanspruchten Kervenflanke im Beton Zugspannungen senkrecht zur Verbundfuge auftreten. In Bild 3.29 (b) ist der im mechanischen Modell (Bild 3.31) vorhandene Druckknoten im Bereich der Betonnocke deutlich erkennbar.



(a) Zugspannung senkrecht zur Verbundfuge



(b) Druckspannung senkrecht zur Verbundfuge

Bild 3.29: Spannungen senkrecht zur Verbundfuge im Biegeversuch

Es werden nun Schnitte an den Rändern des Verbundmittels gelegt und die resultierenden Kräfte ermittelt (Bild 3.30). Damit ergeben sich die wichtigsten Druck- und Zugstäbe, zudem können die Kräfte zur Verifikation durch eine Stabwerksberechnung herangezogen werden.

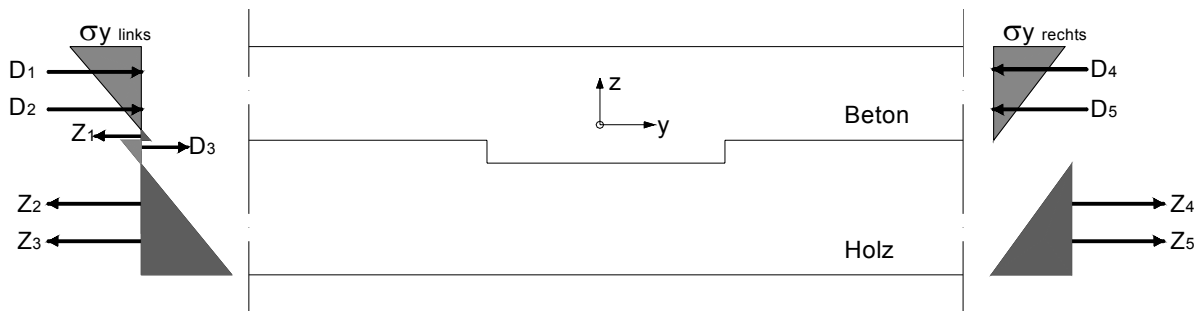


Bild 3.30: Spannungen an den Rändern des D-Bereiches

In Bild 3.31 ist das mit Hilfe des Lastpfades und der resultierenden Randkräfte entwickelte Stabwerkmodell für den Kerfenbereich eines Biegeträgers dargestellt. Die gestrichelten Linien stellen dabei Druckstäbe, die durchgezogenen Linien Zugstäbe dar. Da die Schubkraft in unterschiedlicher Intensität anteilig von allen Kerfen abgetragen wird, sind die Druckdiagonalen ausgehend von der Trägermitte zu den druckbeanspruchten Kerfenflanken bzw. zum Auflager hin orientiert. Zur Einhaltung des Gleichgewichts sind im Bereich der druckbeanspruchten Kerfenflanke im Beton Zugstäbe erforderlich, deren Rückverankerung auch gegenorientierte Druckstreben erforderlich machen. Das Vorhandensein der Zugstreben wird

auch durch die im Rahmen der experimentellen Untersuchungen an Biegeträgern in Abschnitt 3.1.3.3 (Bild 3.14) aufgetretenen Risse in diesem Bereich bestätigt.

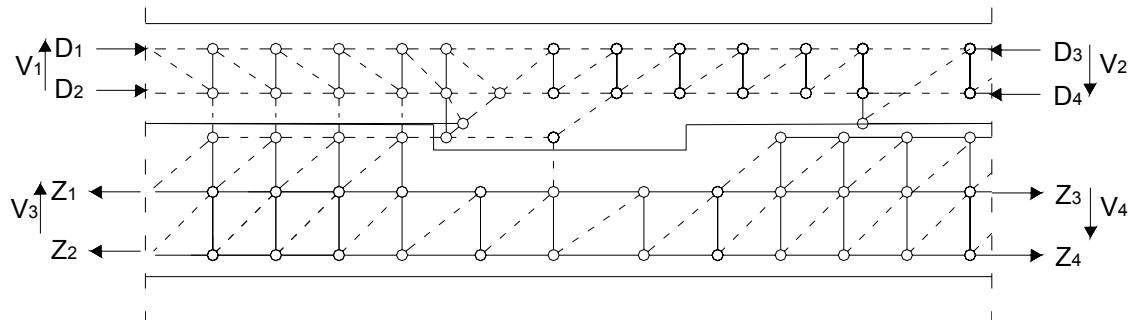


Bild 3.31: Stabwerkmodell mit Schraube im Kervenbereich

Stabwerkmodell für den Beton im Biegeversuch mit Kerbe ohne Schrauben

Wird auf die Schraube verzichtet, so wird die gesamte Längsschubkraft über Druck auf die zum Trägerende gerichteten Kervenflanken übertragen. Es ergibt sich das in Bild 3.32 dargestellte Stabwerkmodell. Auch dieses wurde mit Hilfe einer numerischen Berechnung entwickelt und über eine Stabwerksberechnung verifiziert. Da das Vorgehen dem ohne Schraube entspricht, wird auf eine genauere Erläuterung verzichtet.

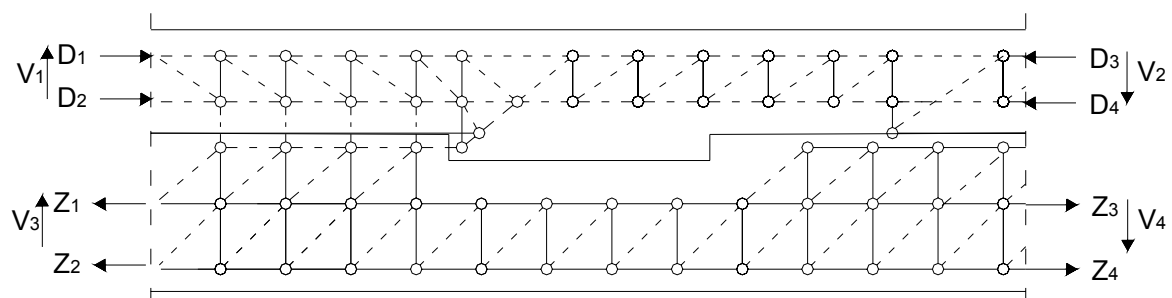


Bild 3.32: Stabwerkmodell ohne Schraube im Kervenbereich

3.1.5.3 Analyse des Tragverhaltens

Infolge Biegung in Kombination mit nachgiebigem Verbund wird der Betonteilquerschnitt durch eine Drucknormalkraft und ein Einzelbiegemoment beansprucht. In Feldmitte entsteht damit Zug an der Betonunterseite und Druck an der Betonoberseite. Die Drucknormalkraft im Beton, entspricht der gleich großen Längsschubkraft und muss über die Kerfen in den Holzteilquerschnitt übertragen werden. Dadurch entsteht infolge der Lastexzentrizität im Bereich der unbelasteten Kervenflanke ein lokales Exzentrizitätsmoment, das dem globalen Biegemoment entgegengerichtet ist. Somit ist der Betonquerschnitt im Bereich der unbelasteten Kervenflanke vollständig überdrückt (vgl. Bild 3.30). Im Kervenbereich werden die anteiligen Längsschubkräfte über Druckdiagonalen zur Kervenflanke bzw. ggf. zur Schraube hin abgeleitet (Bild 3.31 und Bild 3.32). Im Bereich der druckbeanspruchten Kervenflanke entstehen Zugkräfte im Beton, die von der globalen Biegung und der reduzierten Betondruckkraft verursacht werden. Im Folgenden wird der Schnitt durch den Beton oberhalb der druckbeanspruchten Kervenflanke als kritischer Schnitt bezeichnet.

Auf die Abhängigkeit der Zugbeanspruchung im kritischen Schnitt von der globalen Biegung und der Kervendruckkraft, wird in Abschnitt 3.2.3.2 näher eingegangen.

Wird das Verbundmittel Kerbe ohne Schraube ausgeführt, so wird die anteilige Längsschubkraft allein über Druck auf die Kervenflanke abgetragen. Werden zusätzlich Schrauben eingebaut, so tragen diese einen Teil der Längsschubkraft über Biegung der Schraube ab. Damit verringert sich zwar die Betonzugspannung im kritischen Schnitt geringfügig, da die anteilige Längsschubkraft nicht mehr über nur eine diagonale Druckstrebe zur Kervenflanke hin abgetragen werden muss, jedoch entstehen im Schraubenbereich infolge der lokalen Lasteinleitung Spannungsspitzen im Beton und Holz. Dies hat vor allem Lochleibungsversagen des Holzes zur Folge, was wiederum eine Lastumlagerung von der Schubkraftabtragung durch die Schraube auf die Kerbe mit sich bringt (vgl. [Frangi 2001]). Während sich im Stabwerkmodell der lokalen Betrachtung (Abschnitt 2.1.5.2) in der Nähe der unbelasteten Kervenflanke infolge der Überlagerung von Normalkraft und Exzentrizitätsmoment eine vertikale Druckstrebe D_1 ausbildet, bewirkt der in der Biegesituation hinzukommende lokale Biegeanteil der Betonkomponente eine Abstützung des Betons auf dem Holz lediglich im Kervenbereich bzw. zusätzlich durch die Schraube.

3.2 Weiterführende Parameteruntersuchungen

3.2.1 Einführung

Wie die oben vorgestellten Untersuchungen zeigen, erweisen sich die bislang zusätzlich zum Verbundmittel Kerbe eingebauten Schrauben zur Abhebesicherung als nicht notwendig. Um jedoch eine in jeder Belastungs- und Ausführungssituation wirksame Verbundsicherung nur durch Kerven zu gewährleisten, sollen durch Vergleichsrechnungen im Rahmen der nachfolgenden Parameteruntersuchung maßgebende Einflussfaktoren analysiert werden.

Sowohl lokale (Abschnitt 2.1.5), als auch globale Untersuchungen (Abschnitt 3.1.5) haben gezeigt, dass die Betonzugspannungen parallel zur Verbundfuge im kritischen Schnitt (druckbeanspruchte Kervenflanke), unabhängig von den Geometrieverhältnissen, immer entsprechend dem Stabwerkmodell (Abschnitt 3.1.5.2) auftreten. Die Lage des kritischen Schnittes ist in Bild 3.33 dargestellt.

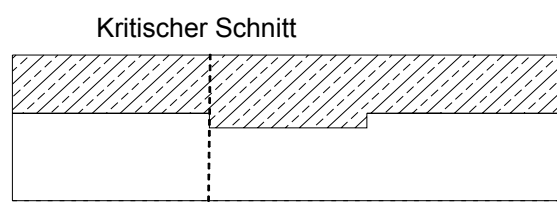


Bild 3.33: Definition des kritischen Schnittes

Diese kritischen Betonzugspannungen überschreiten unter bestimmten Geometrieverhältnissen die Betonzugspannungen des Biegeträgers in Feldmitte und werden somit bemessungsmaßgebend. Im Rahmen einer Berechnung und Bemessung nach bestehenden und auch normativ geregelten Berechnungsverfahren (Kapitel 4), können diese Spannungen nicht erfasst werden und bleiben deshalb bislang unberücksichtigt. Um jedoch unerwartete Schädigungen (Risse im Beton) in diesem Bereich auszuschließen, sollen im Rahmen einer numerischen Parameterstudie Konstruktionsregeln ausgearbeitet werden, unter deren Ein-

haltung die Betonzugspannungen in Feldmitte maßgebend werden. Somit ist der kritische Schnitt durch eine entsprechende Biegebemessung in Feldmitte ebenfalls abgedeckt und eine Berechnung nach den bestehenden Rechenverfahren bleibt möglich.

Die von einem Referenzfall ausgehende Parameterstudie gliedert sich in zwei Teile. Im ersten Teil werden kritische Belastungs- und Ausführungssituationen untersucht, die den Einsatz stiftförmiger Verbindungsmittel zusätzlich zu den Kernen notwendig machen können. Wird gezeigt, dass kein Einfluss dieser zusätzlichen Verbindungsmittel besteht, kann auf diese verzichtet werden. Teil zwei dient der Entwicklung oben genannter Konstruktionsregeln, die das Auftreten maßgebender Betonzugspannungen im kritischen Schnitt verhindern.

Auf die Beanspruchung des Verbundmittels Kerne gemäß mechanischem Modell (Bild 3.29 und Bild 3.30) wird hierbei nicht eingegangen, da diese mit den Bemessungsgleichungen in Abschnitt 2.3.2 ermittelt und nachgewiesen werden kann.

Bild 3.34 zeigt den im Rahmen der Parameterstudie untersuchten Referenzträger. Es handelt sich um einen 50 cm breiten Deckenstreifen, der als Ausschnitt einer über die kürzere Deckenseite einachsig gespannten Brettstapel-Beton-Verbunddecke untersucht wird. Basis der numerischen Untersuchung sind die in Abschnitt 3.1.4.2 vorgestellten Modelle B2 (mit Schraube) und B3 (ohne Schraube).

Die Belastung erfolgt je nach untersuchtem Parameter aus Eigengewicht g , maximaler bzw. minimaler Verkehrslast q , konzentrierter Einzellast P und einer äquivalenten Temperatur T zur Berücksichtigung des Schwindens. Die Ermittlung der äquivalenten Temperatur erfolgt in Abschnitt 3.2.2.2.

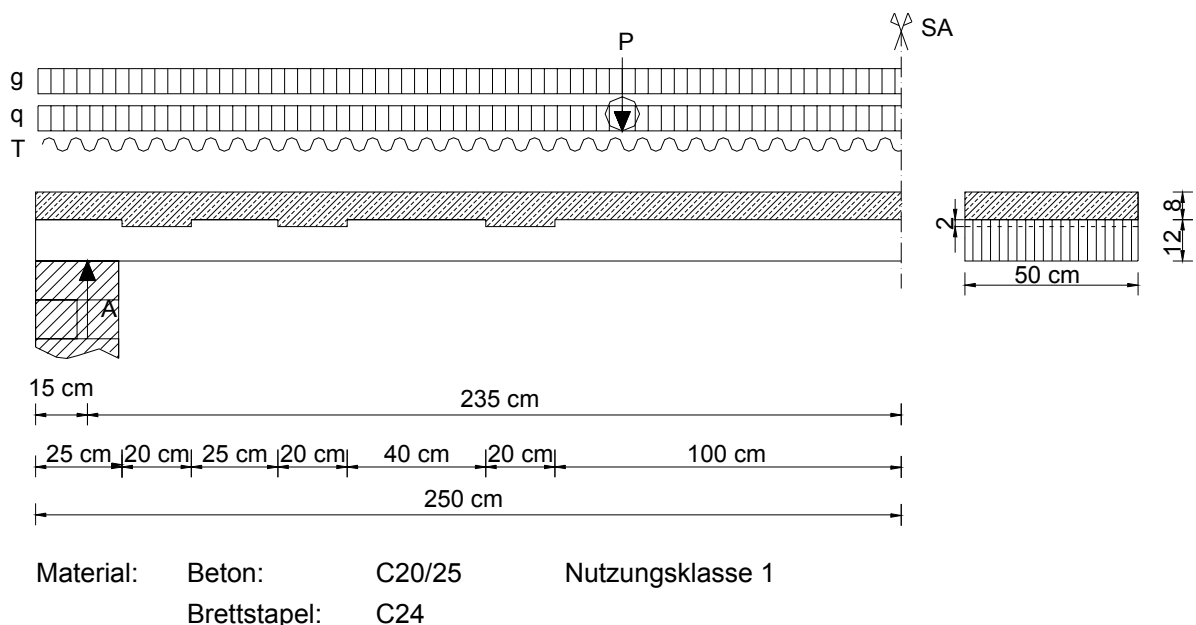


Bild 3.34: Biegeträger der Parameteruntersuchungen

Die charakteristischen Lasten wurden wie folgt ermittelt:

Eigengewicht

Brettstapel:	$0,12 \text{ m} \cdot 6 \text{ kN/m}^3$	= 0,72 kN/m ²
Beton:	$0,08 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3$	= 2,00 kN/m ²
<i>Eigengewicht ohne Ausbau</i>		= 2,72 kN/m ²
Dämmschicht:	$7 \text{ cm} \cdot 0,004 \text{ kN/m}^2/\text{cm}$	= 0,03 kN/m ²
Estrich:	$5 \text{ cm} \cdot 0,22 \text{ kN/m}^2/\text{cm}$	= 1,10 kN/m ²
Bodenbelag	$1 \text{ cm} \cdot 0,064 \text{ kN/m}^2/\text{cm}$	= 0,064 kN/m ²
<i>Eigengewicht Ausbau</i>		= 1,19 kN/m ²
Gesamtbelastung Eigengewicht		= 3,91 kN/m²

Verkehrslast

Minimale Verkehrslast (Wohnraum mit ausreichender Querverteilung der Lasten)	= 1,5 kN/m²
Maximale Verkehrslast (Werkstatt, Lagerraum)	= 7,5 kN/m²
Konzentrierte Linienlast in Querrichtung	= 100 kN/m

3.2.2 Parameteruntersuchungen zur Notwendigkeit zusätzlicher stiftförmiger Verbindungsmittel zur Abhebesicherung**3.2.2.1 Allgemeines**

Tabelle 3.10 zeigt die Untersuchungen zur Notwendigkeit zusätzlicher stiftförmiger Verbindungsmittel zur Abhebesicherung.

Tabelle 3.10: Parameter und deren Beurteilung hinsichtlich zusätzlicher stiftförmiger Verbindungsmittel

Parameter	Auswertung /Beurteilung
Schwinden des Betons	<ul style="list-style-type: none"> • Einfluss der Schrauben • Analyse der Abtragungsanteile Beton, Holz, Normalkräftepaar
Auflagerungsart	<ul style="list-style-type: none"> • Einfluss der Schrauben • Spannungsanalyse

Schwinden Bisherige Untersuchungen zeigen, dass die Abtragung des im Kervbereich entstehenden Exzentrizitätsmoments ohne zusätzliche Schrauben im ungerissenen Beton erfolgen kann (vgl. Abschnitt 3.1.5.3). In dieser Hinsicht unbeachtet blieben bisher jedoch die Auswirkungen von Rissen im Beton, die durch das Langzeitverhalten, insbesondere durch das Schwinden des Betons verursacht werden. Die numerischen Untersuchungen zum Schwinden des Betons sollen die Lastabtragung bei gerissenem Beton klären und aufzeigen, ob zwischen der Ausführungsart mit und ohne Schrauben Unterschiede bestehen.

Auflagerungsart Brettstapel-Beton-Verbunddecken werden in der bisherigen Bemessungspraxis als gelenkig gelagert angesehen und berechnet. Dies liefert auch bei

Teileinspannung (Zwischendecken) hinsichtlich der Bemessung der Spannungen in Feldmitte und zur Einhaltung der Mittendurchbiegungen auf der sicheren Seite liegende Werte. Unter Verwendung eines Normalbetons ist die Annahme einer gelenkigen Lagerung infolge des Reißens der Betonplatte an der Einspannung gerechtfertigt. Es erfolgt eine Umlagerung des Biegemoments in das Feld. Jedoch weisen die auf die Baustelle gelieferten Betone häufig eine höhere Festigkeit auf als planmäßig. Somit wird unter Umständen ein höherfester Beton eingebaut, dessen Zugfestigkeit bei Belastung nicht überschritten wird, so dass die Teileinspannung bestehen bleibt. Wie sich im Rahmen der mechanischen Modellierung in Abschnitt 3.1.5 gezeigt hat, treten infolge der exzentrischen Schubkraftabtragung komplexe Lastabtragungsmechanismen im Beton auf. Es bleibt deshalb zu klären, ob die Schubkraftabtragung rein durch Kerben auch bei Teileinspannung möglich ist und deshalb die generelle Annahme einer gelenkigen Lagerung möglich ist.

3.2.2.2 Schwinden des Betons

Einführung Wie [Schänzlin 2003] zeigt, hat das Schwinden und Kriechen der Teilkomponenten Holz und Beton unterschiedliche Auswirkungen auf das Verbundtragwerk.

Da das ungehinderte *Schwinden des Betons* durch den Verbund mit der Holzkomponente unterbunden wird, entstehen im Beton Zugspannungen, während der Verbundquerschnitt druckbeansprucht wird und die Teilquerschnitte ein positives Biegemoment aufweisen. Es kommt zur Verformung der Verbunddecke. Durch das *Schwinden des Holzes* hingegen entstehen in den Teilquerschnitten negative Biegemomente. Die dadurch hervorgerufene Verformung wirkt der durch das Betonschwinden verursachten Verformung entgegen. Auch wird der Beton durch das Schwinden des Holzes mit einer Druckkraft beansprucht, was sich auf vorhandene Risse im Beton positiv auswirkt, da diese eventuell überdrückt werden.

Generell wird unter Kriechen die Verformungszunahme unter konstanter Last verstanden. Da bei Verbundtragwerken kein ungehindertes Kriechen stattfinden kann und die Dehnungen durch den Verbund konstant gehalten werden, kommt es zu einem Spannungsabbau (Relaxation) bzw. einer Spannungsumlagerung auf den anderen Verbundpartner. Das *Kriechen des Betons* führt somit zu einem Abbau der Normalkraft in den Teilquerschnitten und zu einer Abnahme der Biegebeanspruchung im Beton-, sowie einer Zunahme der Biegebeanspruchung im Holzquerschnitt. Beim *Kriechen des Holzes* werden die Spannungen teilweise wieder auf den Beton rückumgelagert [Kuhlmann und Schänzlin 2003].

Wird das Kriechen beider Verbundpartner vernachlässigt, so werden die Beanspruchungen der Betonkomponente nicht abgebaut, d.h. es erfolgt keine Umlagerung auf den Holzquerschnitt, die Betonkomponente wird somit maximal beansprucht.

Werden nun die Effekte Schwinden des Holzes und Kriechen beider Verbundpartner vernachlässigt und nur das Schwinden des Betons zum Zeitpunkt $t=\infty$ betrachtet, so ergeben sich dadurch die maximalen Zugbeanspruchungen im Beton. Die Fälle Schwinden des Holzes und Kriechen von Holz und Beton sind damit ebenfalls abgedeckt.

Möchte sich der Beton infolge des Betonschwindens verkürzen, so wird er infolge der Verformungsbehinderung durch den Verbund (Kerben) auf Zug beansprucht. Diese Zugspan-

nungen sind im Bereich der inneren Kervenflanken extremal und führen zu Schwindrissen (Bild 3.35).

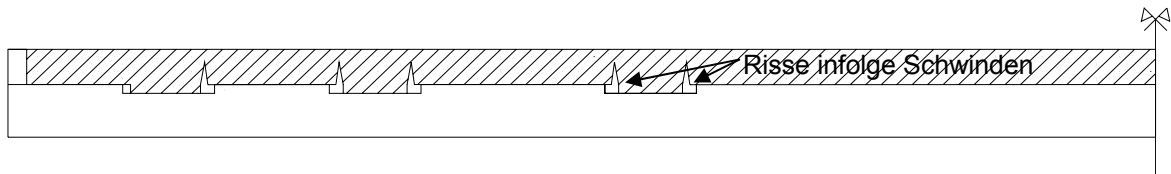


Bild 3.35: Risse infolge Betonschwinden

Im Allgemeinen wird als Schwinden des Betons die zeitabhängige Verringerung des Volumens bezeichnet. Es ist lastunabhängig und wird in chemisches und physikalisches Schwinden unterteilt. Während beim irreversiblen, chemischen Schwinden der Stoff mit Volumenverringerung reagiert, kann das physikalische Schwinden durch erneute Befeuchtung teilweise rückgängig gemacht werden. Generell wird beim Beton im Bereich des chemischen Schwindens zwischen *Hydratations- und Karbonatisierungsschwinden*, im Bereich des physikalischen Schwindens zwischen *Trocknungs- und Kapillarschwinden* unterschieden (vgl. [Müller und Kvistel 2002]). Der Hauptanteil des Schwindens wird bei Normalbeton in trockener Umgebung durch das Trocknungsschwinden verursacht. Um das Schwinden des Betons bei der Berechnung zu berücksichtigen, können normativ festgelegte Gleichungen zur Berechnung der Schwindverformungen herangezogen werden (vgl. [Hilsdorf 1995]). Dabei werden das Betonalter, die charakteristische Festigkeit des Betons, die Zementart, die relative Feuchte der umgebenden Luft und die Bauteilabmessungen berücksichtigt. Unter Berücksichtigung bestimmter Anwendungsvoraussetzungen kann die Endschwinddehnung auch gemäß [DIN 1045-1 2001] ermittelt werden.

Im Folgenden wird das Betonschwinden als Belastung zusätzlich zu Eigengewicht und Verkehrslast untersucht. Die Untersuchung erfolgt durch numerische Berechnung, wobei das Betonschwinden in Form einer äquivalenten Temperaturbelastung auf den in Abschnitt 3.2.1 vorgestellten Verbundträger aufgebracht wird. Es soll gezeigt werden, wie die Lasten unter Berücksichtigung des Betonschwindens abgetragen werden und ob der Einsatz von Schrauben zusätzlich zum Verbundmittel Kerne Vorteile bringt.

Anwendung des Betonelements Um das nichtlineare Materialverhalten des Betons und die damit verbundene Rissbildung abbilden zu können, wird im Rahmen der Untersuchung mit dem Finite Elemente Programm ANSYS das Volumenelement Solid65 verwendet. Das im Zusammenhang mit diesem Element verwendete Materialmodell basiert auf dem Bruchmodell von [William und Warnke; 1975].

Wie [Bärtschi und Fontana 2004] und [Kachlakev und Miller 2001] zeigen, wird das Druckversagen des Betons damit jedoch nicht ausreichend genau erfasst.

Eine gute Genauigkeit kann jedoch erreicht werden, wenn das Druckversagen im Materialmodell deaktiviert und die Spannungs-Dehnungs-Beziehung für Beton im Druckbereich stattdessen manuell implementiert wird. Die Betonbewehrung wird als verschmierte Bewehrungsschicht mit einer bilinearen Spannungs-Dehnungs-Beziehung berücksichtigt. Im vorliegenden Fall eines Brettstapel-Beton-Verbundträgers wird der Beton nicht in dem Maße auf Druck beansprucht, dass vor dem Zugversagen ein Druckversagen auftritt. Aufgrund dessen

wird das Druckversagen im Folgenden deaktiviert, da kein Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten besteht und somit eine gesteigerte numerische Stabilität erreicht werden kann.

Zur Plausibilitätskontrolle, werden die mit Solid65 erzielten Ergebnisse hinsichtlich der Rissbildung mit den Ergebnissen einer linear-elastischen Berechnung verglichen. Zur Anwendung kommt hierbei das ebenfalls 8-knotige Volumenelement Solid45, das sich besonders für linear-elastische Spannungsanalysen eignet [ANSYS 2003]. Anhand des Orts und der Größe der auftretenden maximalen Spannungen in der linear-elastischen Berechnung werden die in der nichtlinearen Berechnung auftretenden Risse auf ihre Plausibilität hin geprüft. Als Belastung wird das Eigengewicht des Verbundträgers (Abschnitt 3.2.1) und das Schwinden des Betons (Gleichung (3.5)) angesetzt. Es wird dabei der Ort und die Laststufe verglichen, bei der der erste Riss in der nichtlinearen Berechnung auftritt (Bild 3.36) bzw. die gemäß [DIN 1045-1 2001] ansetzbare Zugfestigkeit von unbewehrtem Beton $f_{ctd}=1 \text{ N/mm}^2$ in der linear-elastischen Berechnung erstmals überschritten ist (Bild 3.37).

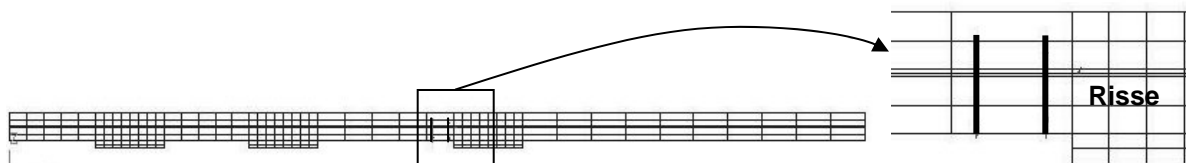


Bild 3.36: Riss im Beton nach Überschreiten der Zugfestigkeit (Solid 65)

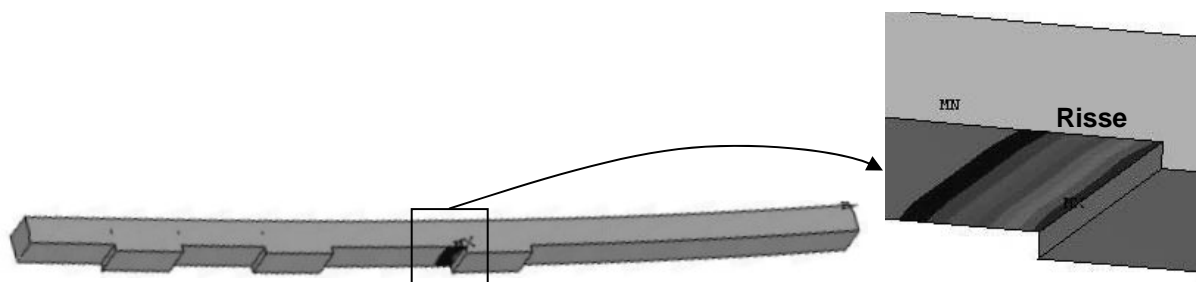


Bild 3.37: Zugspannung $f_{ct} > 1 \text{ N/mm}^2$ im Beton in Längsrichtung (Solid 45)

Es zeigt sich, dass die Betonzugfestigkeit in beiden Berechnungsfällen erstmals im Bereich der inneren Kerne überschritten wird. Dies tritt sowohl bei der Berechnung mit Solid65, als auch bei der Berechnung mit Solid45 bei ca. 12% der Belastung aus Eigengewicht (Abschnitt 3.2.1) und Betonschwinden (Gleichung (3.5)) auf.

Bild 3.38 und Bild 3.39 zeigen einen Vergleich der Längsspannungen in Feldmitte im ungerissenen Zustand I bei 10% der Gesamtlast. Die Berechnungen liefern übereinstimmende Ergebnisse. Im Folgenden wird deshalb davon ausgegangen, dass sowohl die Rissbildung, als auch alle Spannungs- und Verformungszustände mit dem Element Solid65 hinreichend genau abgebildet werden.

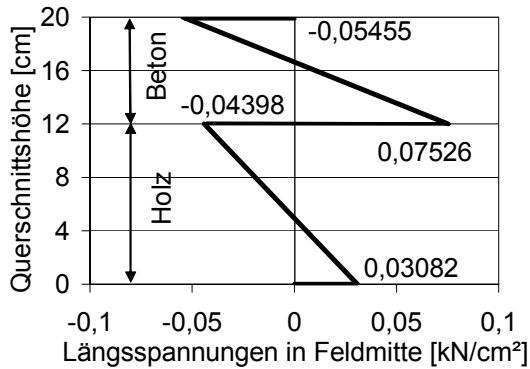


Bild 3.38: Längsspannung im Zustand I in Feldmitte - Solid45

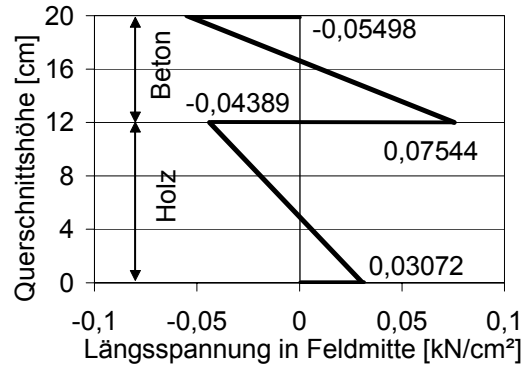


Bild 3.39: Längsspannung im Zustand I in Feldmitte - Solid65

Äquivalente Temperaturbelastung Um das Schwinden des Betons zu berücksichtigen, wird die Betonplatte des Biegeträgers mit einer äquivalenten Temperatur beansprucht, die die gleichen Dehnungen hervorruft wie das Schwinden. Im Vorfeld muss deshalb die Endschwinddehnung der Betonkomponente ermittelt werden.

Der modellierten Verbunddecke werden dafür folgende Voraussetzungen zugewiesen:

- Betongüte C20/25 mit Zement der Festigkeitsklasse 32,5 R
- Relative Luftfeuchte RH=50%
- Mittlere Temperatur zwischen 10°C und 30°C
- Feuchte Nachbehandlung weniger als 14 Tage

Damit sind die gemäß [DIN 1045-1 2001] geforderten Bedingungen für die Berechnung der Endschwinddehnung eingehalten, diese kann nach [DIN 1045-1 2001] Abschnitt 9.1.4 ermittelt werden.

Vorwerte:

$$\text{Querschnittsfläche} \quad A = l \cdot h = 500 \cdot 8 = 4000 \text{ cm}^2 \quad (3.1)$$

$$\text{Querschnittsumfang} \quad U = 2 \cdot l + 2 \cdot h = 2 \cdot 500 + 2 \cdot 8 = 1016 \text{ cm}^2 \quad (3.2)$$

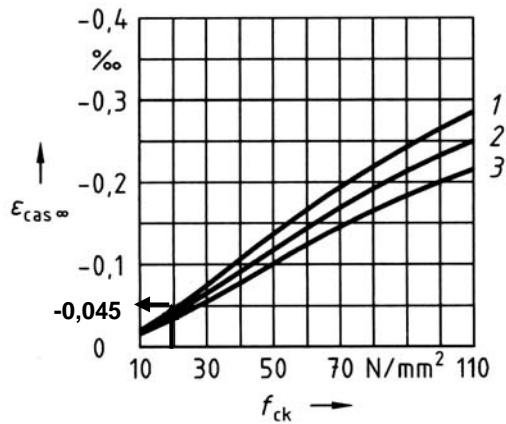
$$\text{wirksame Bauteildicke} \quad h_0 = 2 \cdot \frac{A}{U} = 2 \cdot \frac{4000}{1016} = 7,87 \text{ cm} \quad (3.3)$$

Die Schwinddehnung des Betons $\varepsilon_{cs\infty}$ zum Zeitpunkt $t=\infty$ setzt sich zusammen aus der Schrumpfdéhnung $\varepsilon_{cas\infty}$ und der Trocknungsschwinddehnung $\varepsilon_{cds\infty}$.

$$\varepsilon_{cs\infty} = \varepsilon_{cas\infty} + \varepsilon_{cds\infty} \quad (3.4)$$

Die Ermittlung der Schrumpfdéhnung erfolgt nach Bild 3.40.

Für einen Beton C20/25 mit einer Zementfestigkeitsklasse 32,5R ergibt sich damit eine Schrumpfdéhnung von $\varepsilon_{cas\infty} = -0,045 \text{ ‰}$.



1 Zementfestigkeitsklasse 32,5 N

2 Zementfestigkeitsklasse 32,5 R; 42,5 N

3 Zementfestigkeitsklasse 42,5 R; 52,5 N; 52,5 R

Bild 3.40: Schrumpfdehnung zum Zeitpunkt $t=\infty$ für Normalbeton [DIN 1045-1 2001]

Die Trocknungsschwinddehnung kann unter Verwendung von Bild 3.41 ermittelt werden. Dies führt zu einer Trocknungsschwinddehnung von $\epsilon_{cds\infty} = -0,6 \text{ ‰}$.

Durch Summation dieser beiden Schwinddehnungsanteile nach Gleichung (3.4) kann die Endschwinddehnung des Beton errechnet werden zu $\epsilon_{cs\infty} = -0,045 - 0,6 = 0,65 \text{ ‰}$.

Bild 3.41: Trocknungsschwinddehnung für $t=\infty$ bei Normalbeton [DIN 1045-1 2001]

Die Trocknungsschwinddehnung kann unter Verwendung von Bild 3.41 ermittelt werden. Dies führt zu einer Trocknungsschwinddehnung von $\epsilon_{cds\infty} = -0,6 \text{ ‰}$.

Durch Summation dieser beiden Schwinddehnungsanteile nach Gleichung (3.4) kann die Endschwinddehnung des Beton errechnet werden zu $\epsilon_{cs\infty} = -0,045 - 0,6 = 0,65 \text{ ‰}$.

Daraus ergibt sich die äquivalente Temperatur T mit der Wärmedehnzahl $\alpha_T = 10 \cdot 10^{-5} \text{ 1/K}$ für Normalbeton zu:

$$T = \frac{\epsilon_{sc\infty}}{\alpha_T} = \frac{65 \cdot 10^{-5}}{10 \cdot 10^{-6}} = 65 \text{ K} \quad (3.5)$$

Untersuchte Lastkombinationen und Ausführungsarten Im Rahmen der Untersuchung wird zwischen 9 Last- und Ausführungskonfigurationen unterschieden, innerhalb derer der Einfluss des Schwindens auf das Tragverhalten mit und ohne Vorhandensein zusätzlicher Schrauben untersucht wird. In Tabelle 3.11 sind die in den einzelnen Lastfallkombinationen enthaltenen Lastfälle grau unterlegt.

Tabelle 3.11: Übersicht über die untersuchten Fälle von Lastkombinationen und Ausführungsarten bei der Schwinduntersuchung

Fälle	1	2	3	4	5	6	7	8	9
mit zusätzlicher Schraube									
Schwinden									
Eigengewicht	Rohdecke								
	Ausbau								
Verkehrslast	minimal								
	maximal								

Die Beurteilung des Einflusses des Betonschwindens auf das Tragverhalten erfolgt wegen des damit verbundenen Betonreißens über die Analyse der Lastabtragungsanteile der einzelnen Querschnitte. Wenn der Beton durch das Schwinden gerissen ist, beteiligt sich dieser nur dann weiter an der Lastabtragung, wenn die Risse überdrückt werden.

Es wird analysiert, welchen Einfluss das Schwinden auf das generelle Tragverhalten hat. Ebenfalls wird untersucht, ob die Schrauben im ungerissenen Zustand eine veränderte Lastabtragung durch die Teilquerschnitte, d.h. eine andere effektive Biegesteifigkeit des Verbundträgers hervorrufen (Vergleich LK1 - LK7). Ergänzend dazu wird geklärt, ob im gerissenen Zustand bei minimaler bzw. bei maximaler Last ein Abheben des Betons auftreten kann, bzw. ob dieses durch die Schrauben verhindert werden kann (Vergleich LK4 – LK8 und Vergleich LK6 – LK9). Durch den Vergleich der Lastabtragungsanteile zwischen minimaler und maximaler Belastung im Anfangs- und Endzustand (Vergleich LK4 – LK8 und LK6 – LK9) wird der Einfluss der äußeren Last untersucht.

Einfluss des Schwindens auf das Tragverhalten Gemäß Verbundtheorie wird das infolge äußerer Last verursachte Gesamtmoment bei nachgiebigem Verbund durch Teilquerschnittsmomente und ein Normalkräftepaar abgetragen. Die Höhe dieser verschiedenen Abtragungsanteile hängt von der Nachgiebigkeit der Verbundfuge und von der Steifigkeit der einzelnen Teilquerschnitte ab. Je starrer der Verbund ist, desto höher ist der durch das Normalkräftepaar abgetragene Anteil am Gesamtmoment und die von den Verbindungsmitteln aufzunehmenden Längsschubkraft. Liegt hingegen kein Verbund vor, so erfolgt die Lastabtragung allein über Biegemomente in den Einzelquerschnitten.

Bei der Beanspruchung des in Abschnitt 3.2.1 erläuterten Verbundträgers werden im linear elastischen Zustand 19% des Gesamtmoments durch Biegung des Holzquerschnitts, 16% durch Biegung des Betonquerschnitts und 65% durch ein Normalkräftepaar abgetragen (Bild 3.42). Dies entspricht weitestgehend den im Rahmen der experimentellen Untersuchungen gewonnenen Abtragungsanteilen (Abschnitt 3.1.3.3; Tabelle 3.4).

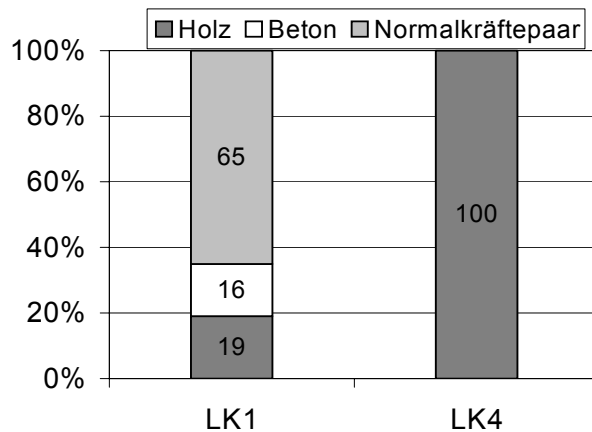


Bild 3.42: Lastabtragung ohne und mit Betonschwinden

Wird zusätzlich Schwinden berücksichtigt, so kommt es sowohl im Bereich des maximalen Moments, als auch im Kervenbereich zu einer starken Rissbildung und Rissöffnung des Betons. Dabei wird der Beton so sehr geschädigt, dass er unter geringer Last (Eigengewicht Rohdecke LK4) ohne zusätzliche Bewehrung keine Last mehr aufnehmen kann, weil die Risse nicht überdrückt werden. Da somit auch keine Längsschubkraft mehr aktiviert wird, erhalten die Kerven keine Kräfte. Das Gesamtmoment wird vom Holzträger aufgenommen, was zu einer 7-fachen Vergrößerung der Durchbiegung in Feldmitte führt.

Einfluss der Schrauben und der äußeren Last

Die Analyse des Einflusses der Schrauben erfolgt durch den Vergleich der Berechnungsergebnisse mit und ohne Schraube für die Fälle Eigengewicht Rohdecke ohne Schwinden (LK1 und LK7), Eigengewicht Rohdecke mit Schwinden (LK4 und LK8) und die Belastung mit maximaler Auflast und Schwinden (LK6 und LK9) (vgl. Tabelle 3.11).

Die Verteilung der einzelnen Lastabtragungsanteile ist in Bild 3.43 wiedergegeben. Wird der Verbundträger ohne Berücksichtigung des Betonschwindens mit dem Eigengewicht aus der Rohdecke beansprucht, so ergibt sich sowohl für die Ausführungsart mit, als auch für die Ausführungsart ohne Schraube die gleiche Verteilung der Lastabtragungsanteile. Da der Anteil des Normalkräftepaars und damit die Längsschubkraft mit und ohne Schraube annähernd gleich ist, kann auch von einer unveränderten Verbundsteifigkeit ausgegangen werden, obwohl sich die Schraube an der Abtragung der Längsschubkraft beteiligt. Wird zusätzlich zum Eigengewicht der Rohdecke das Schwinden des Betons berücksichtigt, so kommt es, wie oben beschrieben, zu einem Reißen des Betons und zur Aufnahme des Gesamtmoments durch den Holzquerschnitt. Auch das Vorhandensein der Schrauben hat darauf keinen Einfluss. Es liegt mit und ohne Schraube das gleiche Trag- und Verformungsverhalten vor. Werden die Risse im Beton, bedingt durch erhöhte Belastung (LK6 / LK9) überdrückt, so kann sich der Beton wieder an der Lastabtragung beteiligen. Der jedoch im Vergleich zum ungerissenen Zustand (LK1 / LK7) deutlich geringere Anteil des Normalkräftepaars zeigt, dass die Verbundwirkung nicht mehr vollständig reaktiviert werden kann. Der Anteil der von den Schrauben übertragenen Längsschubkraft ist jedoch auch im gerissenen Zustand nahezu gleich wie im ungerissenen. Also bewirken die Schrauben auch hier keine wesentliche Veränderung im Trag- und Verformungsverhalten.

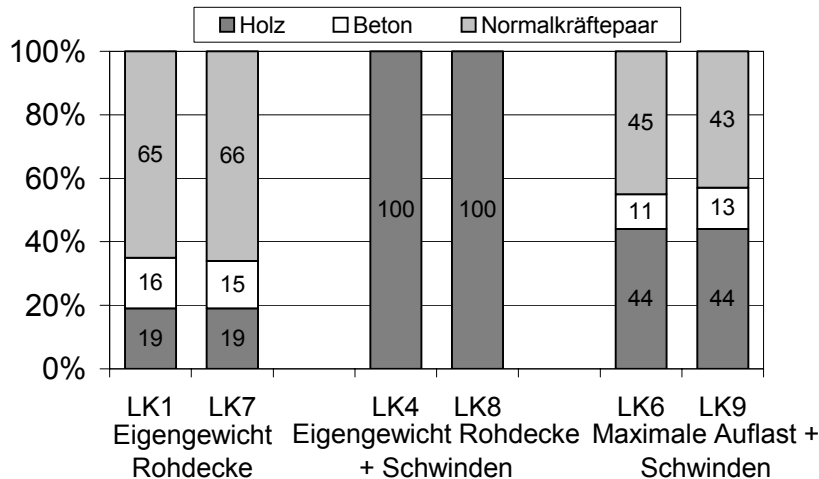


Bild 3.43: Lastabtragung ohne und mit Schrauben

Es konnte kein Unterschied im Öffnen der Verbundfuge zwischen der Ausführungsart mit und ohne zusätzliche Schrauben festgestellt werden. Das Abheben des Betons tritt nur in vernachlässigbarer Größenordnung auf.

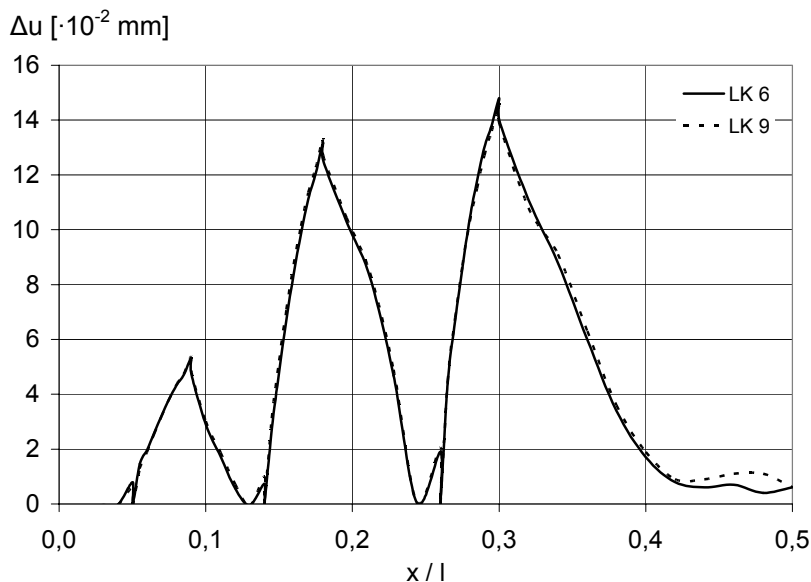


Bild 3.44: Öffnen der Verbundfuge bei LK 6 und LK 9

Beispielhaft ist in Bild 3.44 das Öffnen der Verbundfuge für die Lastkombinationen LK 6 und LK 9 dargestellt. Die Stellen des maximalen Abhebens befinden sich bei beiden Lastkombinationen im Bereich der unbelasteten Kervenflanken. Ursache des minimalen Abhebens ist demnach die Umlenkung der Längsschubkraft, nicht das Schwinden des Betons.

Die Erkenntnis, dass auch unter Langzeitbeanspruchung kein signifikantes Abheben des Betons vom Holz auftritt, konnte auch im Rahmen der experimentellen Langzeituntersuchungen von [Kuhlmann und Schänzlin 2002a] beobachtet werden.

Zusammenfassung Es zeigt sich, dass das Schwinden des Betons zu Rissen im Beton führt. Werden diese nicht durch äußere Lasten überdrückt oder durch entsprechende Bewehrung aufgenommen, muss das gesamte, infolge äußerer Last auftretende Biegemoment

ment vom Holzquerschnitt aufgenommen werden. Die vom Schwinden des gerissenen Betons extrem abhängigen Lastabtragungsanteile sind mit einfachen Rechenverfahren nicht ermittelbar. Da es sich bei der Annahme des alleinigen Schwindens des Betons jedoch um eine Näherung auf der sicheren Seite handelt, wird vorgeschlagen, die Langzeitbeanspruchungen im Endzustand genauer nach dem Verfahren von [Schänzlin 2003] zu berücksichtigen (Kapitel 4).

Das vorrangige Ziel dieser Untersuchung stellt jedoch die Beurteilung der Schraubeneffizienz dar. Aus den Schwinduntersuchungen ergibt sich, dass das Vorhandensein der Schrauben zu keiner Verbesserung des Trag- und Verformungsverhaltens führt. Weder erhöht sich durch die Schrauben die Verbundsteifigkeit wesentlich, noch werden diese als Abhebesicherung benötigt, da in keinem der untersuchten Fälle signifikantes Abheben des Betons vom Holz festgestellt werden konnte. Somit erweisen sich die von [Natterer u.a. 1996] vorgeschlagenen nachträglich vorgespannten Hilti-Dübel als nicht notwendig, da infolge des Betonschwindens weder bei geringer noch bei hoher Last ein Spalt zwischen Beton und Holz auftritt.

3.2.2.3 Auflagerungsart

Allgemeines Wie bereits in Abschnitt 3.2.2.1 erläutert, soll im Rahmen der Untersuchungen zur Auflagerungsart festgelegt werden, ob die Berechnung der Brettstapel-Beton-Verbunddecken auch bei der Ausführung mit diskontinuierlicher Verbundmittelanordnung durch Kerfen, auf der sicheren Seite liegend, gelenkig erfolgen kann. Auch wird ermittelt, ob die Schubkraftabtragung bei Kerfen ohne zusätzliche stiftförmige Verbindungsmittel als Abhebesicherung auch bei teilweiser Einspannung und ungerissenem Beton an der Auflagerung möglich ist. Für die in Bild 3.45 dargestellten Auflagerungsarten werden numerische Berechnungen unter Eigengewicht durchgeführt und deren Ergebnisse verglichen und beurteilt.

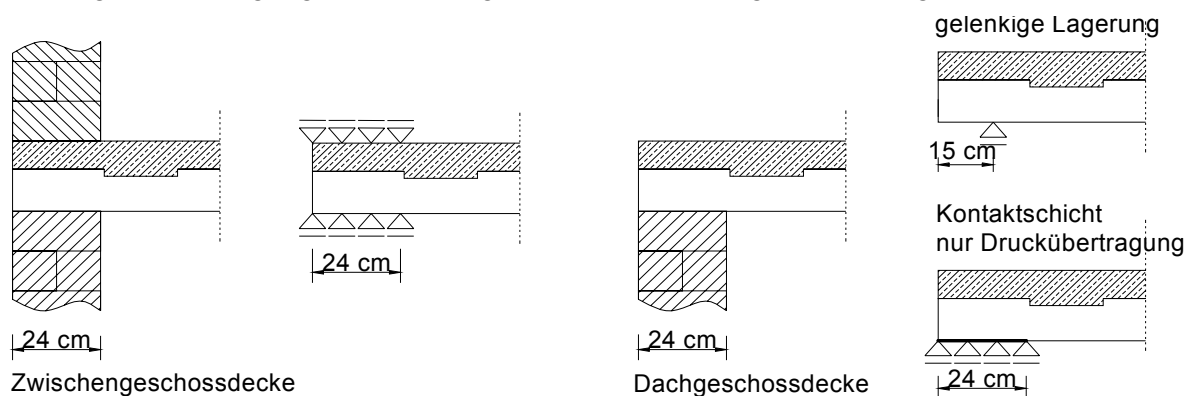


Bild 3.45: Idealisierung der Auflagerungsarten

Notwendigkeit der Schrauben Die Vergleichsberechnungen zu den dargestellten Auflagerungsarten zeigen, dass die Ausführungsart mit und ohne zusätzliche Schrauben keine Veränderung der maßgebenden Spannungen und Verformungen mit sich bringt. Auch ohne Schrauben ist die Schubkraftabtragung bei Teileinspannung und ungerissenem Beton in gleichem Maße gewährleistet. In Bild 3.46 ist das Öffnen der Verbundfuge bei Teileinspannung ohne das Vorhandensein zusätzlicher Schrauben dargestellt.

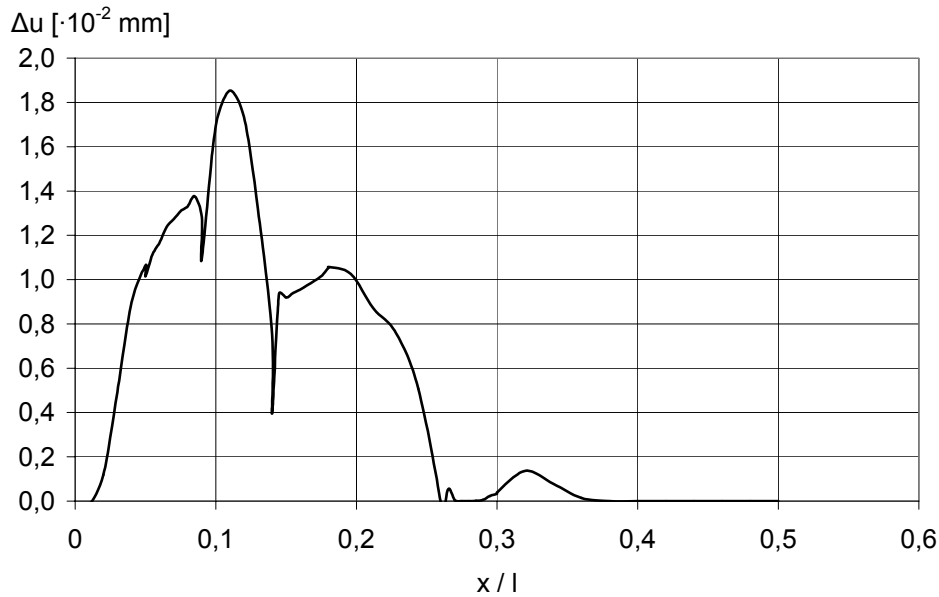


Bild 3.46: Öffnen der Verbundfuge bei Teileinspannung ohne Schrauben

Das maximale Abheben tritt im Bereich der auflagernahen Kerne auf. Jedoch befindet sich dieses in einer vernachlässigbaren Größenordnung. Damit finden die Schrauben auch in diesem Zusammenhang keine Berechtigung.

Beurteilung der Idealisierung als gelenkige Lagerung

Bei der Ausführungsart als Zwischengeschossdecke kann der Einspanngrad der Decke in die Wand durch Rückrechnung der auftretenden Stützmomente aus dem Feldmoment und anschließendem Vergleich mit dem Moment bei Volleinspannung ermittelt werden. Dabei ergibt sich ein Einspanngrad von 84%. Dieser bewirkt infolge des Stützmoments im Bereich des Auflagers Zugspannungen an der Betonoberseite, die im ungerissenen Zustand ca. 5-fach größer sind als die an der Betonunterseite in Feldmitte (Bild 3.47). Dadurch kommt es schon bei geringen Lasten zu Rissen im Auflagerbereich (Bild 3.48), die jedoch die Schubkraftabtragung durch die Kerne nicht beeinträchtigen, wenn sich die druckbeanspruchte Kervenflanke außerhalb des Auflagerbereichs befindet.



Bild 3.47: Spannungen in Längsrichtung bei teilweiser Einspannung

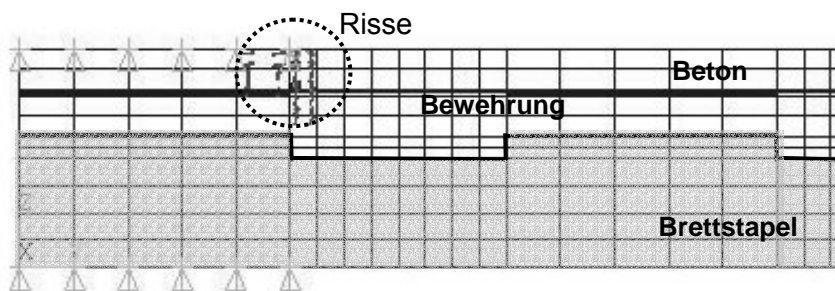


Bild 3.48: Reißen des Betons im Auflagerbereich infolge Stützmoment

Unter Annahme einer im Stützbereich vollständig gerissenen Betonplatte, erfolgt eine vollständige Umlagerung des Stützmoments in das Feld, was einer gelenkigen Lagerung entspricht.

Die Berechnung der Teileinspannung mit einem Beton hoher Festigkeit (keine Risse im Auflagerbereich) zeigt im Vergleich zur Ausführung mit Normalbeton (Reißen im Bereich der Einspannung) günstigere Verformungen und geringere bemessungsmaßgebende Spannungen im Holzquerschnitt in Feldmitte. Somit werden auch bei ungerissenem Beton kritische Spannungen im Kervenbereich durch die Idealisierung als gelenkige Auflagerung nicht vernachlässigt.

Wird die Lagerung als eine mit Druckkontakt idealisierte Flächenlagerung angenommen (Bild 3.45), so stützt sich der Träger lediglich auf dem inneren Auflagerand ab (Bild 3.49). Im restlichen Bereich besteht kein Kontakt zwischen Träger und Auflager. Die Flächenlagerung wirkt somit wie eine gelenkige Linienlagerung, die sogar eine geringere effektive Stützweite aufweist, als bei der gelenkigen Linienlagerung (Bild 3.45) nach [DIN 1045-1 2001] angenommen.

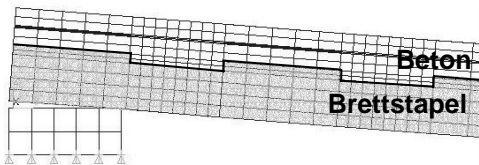


Bild 3.49: Flächenlagerung im verformten Zustand

Es ergeben sich damit verringerte Spannungen und Verformungen, weshalb die Berechnung als gelenkige Linienlagerung mit einer effektiven Stützweite nach [DIN 1045-1 2001] auf der sicheren Seite liegend erfolgen kann. Auch in diesem Fall kann die Schubkraftübertragung ohne Einschränkungen erfolgen.

Zusammenfassung Zusammenfassend kann gesagt werden, dass die Berechnung von Brettstapel-Beton-Verbunddecken als gelenkig gelagerte Platte auch bei darüber liegenden, aufgehenden Wänden zuverlässige Ergebnisse liefert. Die Schubkraftübertragung ist bei allen untersuchten Fällen auch ohne zusätzliche Schrauben gewährleistet.

3.2.3 Parameteruntersuchungen zur Entwicklung von Konstruktionsregeln

3.2.3.1 Allgemeines

Zur Entwicklung von Konstruktionsregeln, die das Auftreten kritischer Betonzugspannungen im Bereich der Kerven unterbinden und damit eine Berechnung und Bemessung nach bestehenden Rechenverfahren erlauben, werden die in Tabelle 3.12 dargestellten Parameter untersucht. Als Grundlage wird dazu das in Abschnitt 3.1.4.2 beschriebene Modell B3 (Bild 3.17 und Bild 3.18) herangezogen, dessen Geometrie je nach Parameter entsprechend angepasst wird.

Tabelle 3.12: Untersuchte Parameter und deren Beurteilung

Parameter	Auswertung /Beurteilung
Kervenzahl Kervenanordnung Trägerlänge	<ul style="list-style-type: none"> • Einfluss der Schrauben • Maßgebende Betonzugspannung • Effektive Biegesteifigkeit
Verhältnis Brettstapel- höhe/ Betonhöhe	<ul style="list-style-type: none"> • Maßgebende Betonzugspannung • Effektive Biegesteifigkeit
Kerventiefe	<ul style="list-style-type: none"> • Maßgebende Betonzugspannung • Effektive Biegesteifigkeit
Linienlasten in Quer- richtung	<ul style="list-style-type: none"> • Analyse der Lastabtragung durch Weiterentwicklung des Stabwerkmodells aus Abschnitt 3.1.5

Durch Variation wird der Einfluss der Kervenzahl und Kervenanordnung auf das generelle Trag- und Verformungsverhalten und auf die maßgebenden Betonzugspannungen im kritischen Bereich untersucht. Dieser Teil der Parameterstudie wird unter Variation praxisrelevanter Trägerlängen durchgeführt. Ziel ist es dabei, eine in Abhängigkeit von der Spannweite optimierte Kervenzahl und Kervenanordnung festzulegen.

Über die Variation des Verhältnisses von Brettstapel- zu Betonhöhe soll ermittelt werden, wie darüber die effektive Biegesteifigkeit beeinflusst werden kann und für welchen Verhältniswert sich ihr größter Wert einstellt. Auch soll analysiert werden, ob ab einem bestimmten Verhältniswert eine vollständig überdrückte Betonplatte erreicht werden kann.

Die Untersuchungen zur Kerventiefe sollen aufzeigen, ob tiefere Kerben ein ungünstigeres Last- und Verformungsverhalten hervorrufen. Die Frage des geschwächten Holzquerschnitts bleibt davon unberührt. Die Hauptmotivation dieser Untersuchung liegt in der Notwendigkeit, Kerben mit einer bestimmten Tiefe auszuführen, um eine ausreichende Verankerung der Nockenbewehrung (Abschnitt 2.3.2, Bild 2.72) zu gewährleisten.

Wird beim Einsatz der Brettstapel-Beton-Verbunddecken im Wohn- und Verwaltungsbau ein Versprung einer Außenwand beispielsweise durch einen darüber liegenden Balkon erforderlich, so müssen auch quer gerichtete konzentrierte Linienlasten mit ausreichender Sicherheit abgetragen werden. Durch Untersuchung verschiedener Laststellungen soll anhand von Stabwerkmodellen erläutert werden, in welchen Bereichen der Brettstapel-Beton-Verbunddecke verspringende Wände unbedenklich angeordnet werden können.

Als Vergleichsgrundlage dient zum einen das Verhältnis zwischen vorhandener effektiver Biegesteifigkeit zur Biegesteifigkeit des starren Verbundes, zum anderen das Verhältnis der Betonzugspannungen in Feldmitte und Betonzugsspannungen im Bereich der druckbeanspruchten Kervenflanke (kritischer Schnitt).

3.2.3.2 Kervenzahl und Kervenanordnung in Abhängigkeit von der Trägerlänge

Allgemeines Im Rahmen der nachfolgenden Parameterstudie soll der Einfluss der Kervenzahl und ihrer Anordnung auf das Trag- und Verformungsverhalten untersucht werden. Zusätzlich wird für einen reduzierten Parameterbereich die Ausführungsart mit und ohne Schraube unterschieden und verglichen. Zur Einschränkung des Parameterbereichs werden die Kerben in Anlehnung an den Querkraftverlauf nur in den äußeren Dritteln des Verbundträgers angeordnet und der Verbund mit 1, 2 und 3 Kerven pro Trägerhälfte für praxisrele-

vante Trägerlängen zwischen 5 m ÷ 10 m untersucht. Basierend auf den Erkenntnissen aus Kapitel 2 (Abschnitt 2.2.3) wird von einer minimalen Vor- bzw. Zwischenholzlänge von 25 cm ausgegangen, da diese einen sinnvollen Kompromiss zwischen Auflagernähe und möglichst großer Steifigkeit darstellt. Da die Analyse im linear-elastischen Bereich stattfinden soll und sich nicht auf absolute Spannungswerte sondern nur auf Verhältniswerte bezieht, wird der untersuchte Träger nur durch sein Eigengewicht beansprucht (vgl. Abschnitt 3.2.1). In Tabelle 3.13 ist der untersuchte Parameterbereich dargestellt.

Tabelle 3.13: Parameterbereich Kerwenanzahl /- anordnung

Kerwenanzahl	Trägerlänge	Kerwenanordnung	
1	$l = 5 \text{ m} \div 10 \text{ m}$	$vh1/l = 0,05 \div 0,3$	$vh1 = 25 \text{ cm} \div 300 \text{ cm}$
2	$l = 5 \text{ m} \div 10 \text{ m}$	$vh1 = 25 \text{ cm}$ $vh2 / l = 0,05 \div 0,2$	$vh2 = 25 \text{ cm} \div 200 \text{ cm}$
3	$l = 5 \text{ m} \div 10 \text{ m}$	$vh1 = vh2 = 25 \text{ cm}$ $vh3 / l = 0,05 \div 0,15$	$vh3 = 25 \text{ cm} \div 150 \text{ cm}$

Damit ergibt sich ein Parameterbereich von insgesamt 78 Trägern mit dem Modell B3 (Bild 3.18 (c), Abschnitt 3.1.4.2) mit reinen Kerwen als Verbundmittel. Zur Analyse der Effektivität zusätzlicher stiftförmiger Verbindungsmittel in Form von Schrauben, werden für die Trägerlänge $l = 5 \text{ m}$ zusätzliche 13 Vergleichsrechnungen mit Kerwen und Schrauben für 1, 2 und 3 Kerwen mit dem Modell B2 (Bild 3.18 (b), Abschnitt 3.1.4.2) durchgeführt.

Eine Kerbe pro Trägerhälfte Die Variation der Kerwenanordnung erfolgt bei der Ausführungsart mit einer Kerbe pro Trägerhälfte in einem Bereich zwischen $vh1 / l = 0,05 \div 0,3$, dies entspricht je nach Trägerlänge einer Vorholzlänge zwischen $vh1 = 25 \text{ cm} \div 300 \text{ cm}$ (vgl. Tabelle 3.13 und Bild 3.50).

Der Gesamtträger kann als ein aus zwei Teilen zusammengesetztes System betrachtet werden. Der Trägerbereich zwischen Auflager und Kerbe wirkt dabei wie ein Einfeldträger mit einseitiger Einspannung und Randmoment ohne Verbund (Bild 3.50). Das aus der äußeren Last resultierende Moment in diesem Bereich muss über Momente der Teilquerschnitte abgetragen werden. Der Bereich zwischen den Kerwen stellt sich als beidseitig eingespannter Einfeldträger mit Randmomenten und nachgiebigem Verbund dar. Das Gesamtmoment wird über Biegung der Teilquerschnitte und über ein Normalkräftepaar abgetragen.

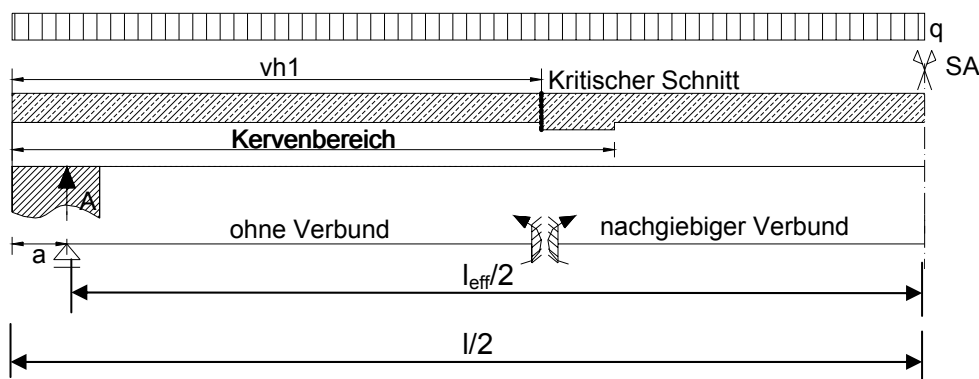


Bild 3.50: Ausführungsart mit einer Kerbe

Für den untersuchten Parameterbereich ergeben sich für das Verhältnis der Betonzugspannung in Feldmitte zur Betonzugspannung parallel zur Verbundfuge im kritischen Schnitt die in Bild 3.51, für das Verhältnis der effektiven Biegesteifigkeit zur Biegesteifigkeit des starren Verbundes die in Bild 3.52 dargestellten Zusammenhänge.

Es zeigt sich, dass bei Vergrößerung der Vorholzlänge vh_1 die Momentenbeanspruchungen von Holz und Beton im Bereich ohne Verbund immer mehr zunehmen. Infolge dessen steigt die Zugbeanspruchung des Betons im kritischen Schnitt $\sigma_{b,z,k}$ stark an und wird gegenüber den Zugspannung in Feldmitte $\sigma_{b,z,m}$ bemessungsrelevant, d.h. der Verhältniswert sinkt unter 1 (Bild 3.51). Bis zu einem Verhältnis von $vh_1/l = 0,15$ kann die effektive Biegesteifigkeit der Verbundträger gesteigert werden (Bild 3.52). Werden die Vorholzlängen größer, befindet sich das Verbundmittel nicht mehr im unmittelbaren Bereich der maximalen Längsschubkraft, die effektive Biegesteifigkeit nimmt ab.

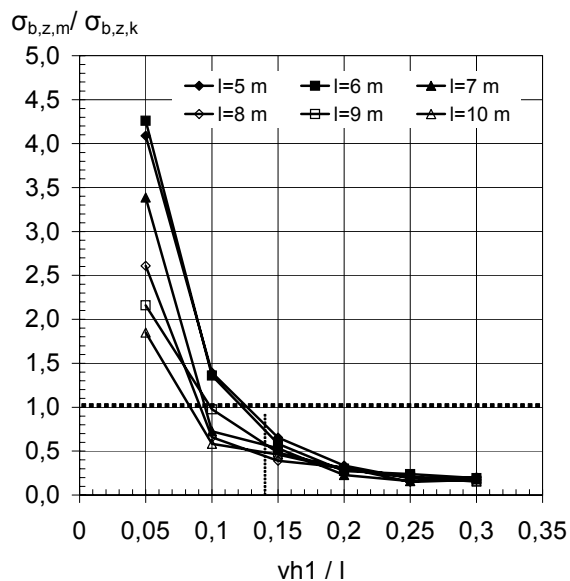


Bild 3.51: Verhältnis der Betonzugspannungen in Feldmitte und im kritischen Schnitt (1 Kerve)

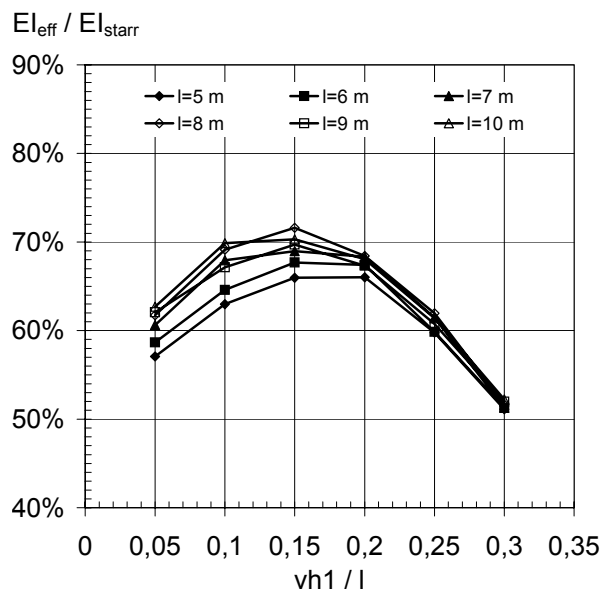


Bild 3.52: Verhältnis Biegesteifigkeit nachgiebiger Verbund / starrer Verbund (1 Kerve)

Zur Ermittlung des optimalen Verhältnisses zwischen Vorholz- und Trägerlänge werden die in Bild 3.51 und Bild 3.52 dargestellten Diagramme ausgewertet. Um dabei den Forderungen nach optimaler Steifigkeit und nach Vermeidung kritischer Betonzugspannungen, die mit den vereinfachten Berechnungsverfahren (vgl. Kapitel 4) nicht berücksichtigt werden können, gerecht zu werden, gelten für die Auswertung folgende Bedingungen:

- Die Betonzugspannung im kritischen Schnitt darf die Betonzugspannung in Feldmitte nicht überschreiten. Damit ist eine einfache Biegebemessung des Betonteilquerschnitts ausreichend. Es gilt:

$$\frac{\sigma_{b,z,m}}{\sigma_{b,z,k}} \geq 1 \quad (3.6)$$

mit: $\sigma_{b,z,m}$ Betonzugspannung in Feldmitte
 $\sigma_{b,z,k}$ Betonzugspannung im kritischen Schnitt (Bild 3.50)

- Die effektive Biegesteifigkeit soll unter Einhaltung der Bedingung nach Gl. (3.6) maximal werden.

In Tabelle 3.14 sind die sich aus der Bedingung der Gl. (3.6) ergebenden Verhältnisse zwischen Vorholz- und Trägerlänge mit ihrem dazugehörigen Biegesteifigkeitsverhältnis für die verschiedenen Trägerlängen dargestellt.

Somit können für Brettstapel-Beton-Verbunddecken, die mit nur einer Kerve pro Trägerhälfte ausgeführt werden, effektive Biegesteifigkeiten zwischen 64% und 68% der Biegesteifigkeit des starren Verbundes erreicht werden.

Tabelle 3.14: Grenzwerte der Vorholzlänge vh_1 und zugehöriges Biegesteifigkeitsverhältnis für eine Kerve

Kriterium	Betonspannungsverhältnis	effektive Biegesteifigkeit
Trägerlänge l	vh_1/l	$EI_{\text{eff}} / EI_{\text{starr}}$
$l = 5 \text{ m}$	0,12	64%
$l = 6 \text{ m}$	0,12	66%
$l = 7 \text{ m}$	0,09	66%
$l = 8 \text{ m}$	0,09	68%
$l = 9 \text{ m}$	0,1	67%
$l = 10 \text{ m}$	0,08	67%

Zwei Kerwen pro Trägerhälfte

Um die Anordnung der Kerwen im äußeren Drittel beizubehalten, wird für die erste Kerve die Vorholzlänge $vh_1 = 25 \text{ cm}$ als fester Parameter gewählt. Die zweite Kerve wird in einem Abstand vh_2 dazu angeordnet, dabei variiert das Verhältnis von $vh_2 / l = 0,05 \div 0,2$, dies entspricht einem Abstand vh_2 zwischen $vh_2 = 25 \text{ cm} \div 200 \text{ cm}$ (Bild 3.53).

Da die innere Kerve in der Ausführungsart mit zwei Kerwen die jeweils höchstbeanspruchte ist, befindet sich der kritische Schnitt in diesem Bereich.

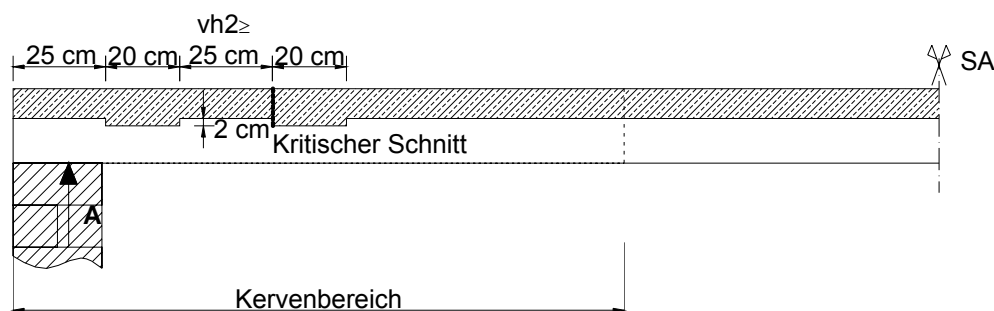


Bild 3.53: Ausführungsart mit zwei Kerwen

Auch bei der Ausführungsart mit 2 Kerwen zeigt sich, dass bei größer werdender Zwischenholzlänge vh_2 dieser Bereich zunehmend durch das infolge äußerer Last entstehende Biegemoment beeinflusst wird und damit die Zugspannungen im kritischen Schnitt stark ansteigen (Bild 3.54) und für die Betonplatte bemessungsmaßgebend werden.

Auch kann hierbei die Zwischenholzlänge bis zu einem Verhältniswert von $vh_2/l = 0,15$ bei gleichzeitigem Ansteigen der effektiven Biegesteifigkeit gesteigert werden (Bild 3.55). Dann

wird die Einflusslänge der Schubkraft für das randnahe Verbundmittel zu groß, was zu einer Abnahme der effektiven Biegesteifigkeit führt.

Die Auswertung der Diagramme in Bild 3.54 und Bild 3.55 ist in Tabelle 3.15 dargestellt. Es gelten dabei die gleichen Bedingungen wie bei Ausführungsart mit einer Kerne. Dabei zeigt sich, dass eine effektive Biegesteifigkeit des nachgiebigen Verbundes von 75% - 78% der Biegesteifigkeit des starren Verbundes erreicht werden kann, wenn die innen liegende Kerne mit einem Zwischenholzabstand von $vh_2 \approx 0,1 l$ angeordnet wird.

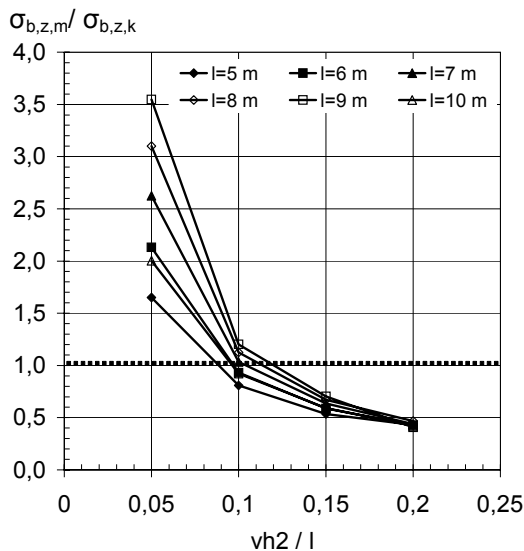


Bild 3.54: Verhältnis der Betonzugspannungen in Feldmitte und im kritischen Schnitt (2 Kerne)

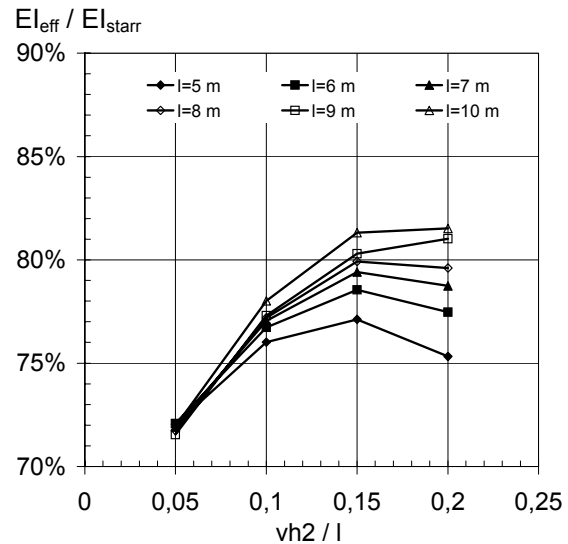


Bild 3.55: Verhältnis Biegesteifigkeit nachgiebiger Verbund / starrer Verbund (2 Kerne)

Tabelle 3.15: Grenzwerte der Zwischenholzlänge vh_2 und zugehöriges Biegesteifigkeitsverhältnis für zwei Kerne

Kriterium	Betonzugspannungsverhältnis	effektive Biegesteifigkeit
Trägerlänge l	vh_2/l	$E I_{eff} / E I_{starr}$
$l = 5 \text{ m}$	0,09	75%
$l = 6 \text{ m}$	0,1	77%
$l = 7 \text{ m}$	0,1	77%
$l = 8 \text{ m}$	0,11	78%
$l = 9 \text{ m}$	0,12	78%
$l = 10 \text{ m}$	0,1	77%

Drei Kerne pro Trägerhälfte

Im Rahmen der Untersuchungen mit drei Kernen pro Trägerhälfte werden sowohl die Vorholzlänge $vh_1 = 25 \text{ cm}$, als auch die Vorholzlänge $vh_2 = 25 \text{ cm}$ als fester Parameter gesetzt (Bild 3.56). Die Vorholzlänge der dritten Kerne vh_3 wird für Verhältnisse zwischen $vh_3 / l = 0,05 \div 0,15$ d.h. $vh_3 = 25 \text{ cm} \div 150 \text{ cm}$ untersucht.

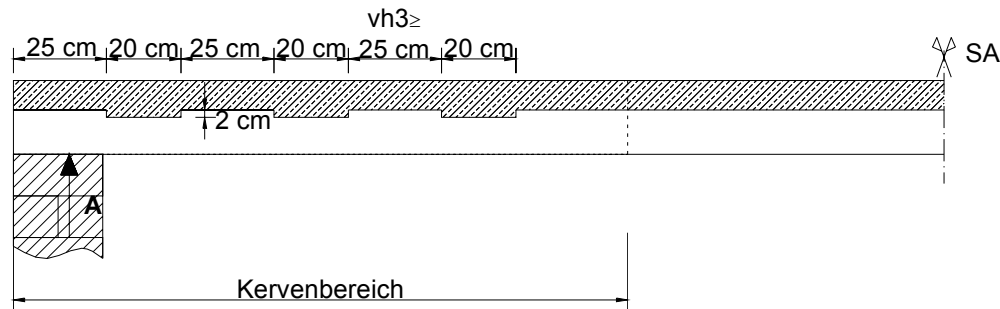


Bild 3.56: Anordnung 3 Kerven pro Trägerhälfte

In Bild 3.57 und Bild 3.58 sind die Ergebnisse der numerischen Berechnung unter Variation von Träger- und Zwischenholzlänge vh_3 dargestellt.

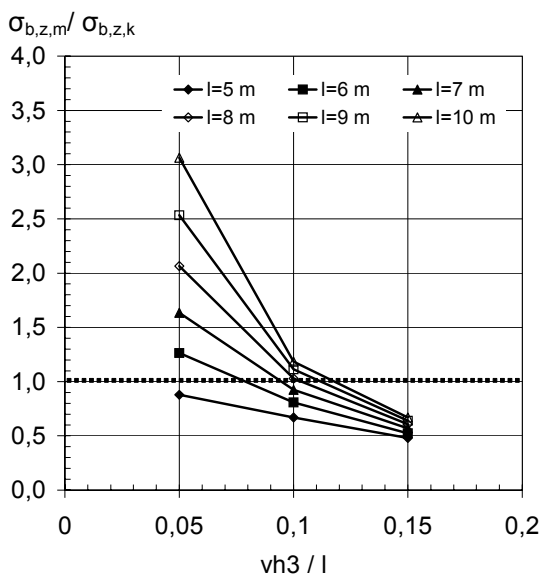


Bild 3.57: Verhältnis der Betonzugspannungen in Feldmitte und im kritischen Schnitt (3 Kerven)

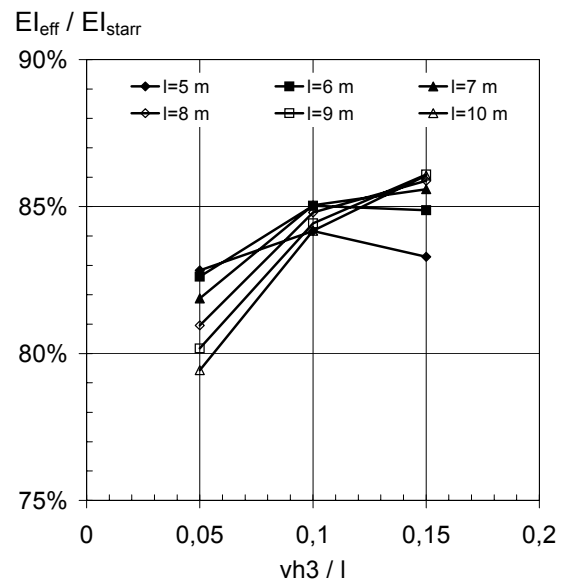


Bild 3.58: Verhältnis Biegesteifigkeit nachgiebiger Verbund / starrer Verbund (3 Kerven)

Es ist erkennbar, dass sich die Ausführung mit 3 Kerven pro Trägerhälfte bei Trägerlängen von $l = 5\text{ m}$ nicht eignet, wenn auf eine genaue Ermittlung der Betonzugspannungen im kritischen Schnitt verzichtet werden soll. Der Verhältniswert der Betonzugspannung in Feldmitte zur Betonzugspannung im kritischen Schnitt ist dabei kleiner 1, die Betonzugspannung im kritischen Schnitt wird maßgebend. Eine genaue Berechnung der in diesem Bereich auftretenden Zugbeanspruchung ist wegen des kombinierten Einflusses aus Kervendruckkraft und Biegung aus äußerer Last nur auf numerischer Basis möglich (vgl. Abschnitt 4.3.1, Bild 4.7). Als Vereinfachung wird deshalb empfohlen, bei einer Spannweite von 5 m die Ausführung mit zwei Kerven pro Trägerhälfte vorzuziehen und die Betonplatte in Feldmitte nachzuweisen.

Tabelle 3.16 zeigt, dass unter Einhaltung der o.g. Bedingungen für die verschiedenen Trägerlängen mit der Ausführung von drei Kerven pro Trägerhälfte effektiven Biegesteifigkeiten von ca. 84% der Biegesteifigkeit des starren Verbundes erreicht werden können. Weiter ist dargestellt welcher Abstand vh_3 dabei zwischen mittlerer und innerer Kerne (Bild 3.56) vorliegen muss.

Tabelle 3.16: Grenzwerte der Zwischenholzlänge vh_3 und zugehöriges Biegesteifigkeitsverhältnis für drei Kerfen

Kriterium	Betonspannungsverhältnis	effektive Biegesteifigkeit
Trägerlänge l	vh_3/l	$EI_{\text{eff}} / EI_{\text{starr}}$
$l = 5 \text{ m}$	ungeeignet, da immer $\sigma_{b,z,m} / \sigma_{b,z,k} < 1$	
$l = 6 \text{ m}$	0,08	84%
$l = 7 \text{ m}$	0,09	84%
$l = 8 \text{ m}$	0,1	84%
$l = 9 \text{ m}$	0,11	84%
$l = 10 \text{ m}$	0,12	85%

Effektivität zusätzlicher stiftförmiger Verbindungsmittel Zur Ermittlung der Notwendigkeit zusätzlicher stiftförmiger Verbindungsmittel wie Schrauben, die in der bisherigen Ausführungspraxis zur Verhinderung des Abhebens zwischen Holz und Beton eingesetzt wurden, werden im Folgenden Vergleichsberechnungen durchgeführt. Eigene (Tabelle 3.8) und fremde [Fontana und Frangi 2000] Untersuchungen haben gezeigt, dass sich zusätzlich zum Verbundmittel Kerfe eingebaute stiftförmige Verbindungsmittel zwar über Biegung an der Abtragung der Längsschubkraft beteiligen, jedoch keine Zugbeanspruchung aus ihrer Funktion als Abhebesicherung erhalten. Um dies über einen breiteren Parameterbereich sicherzustellen, werden für verschiedene Kerfenanzahlen und Kerfenanordnungen für die Träger der Länge $l = 5 \text{ m}$ numerische Vergleichsberechnungen durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Berechnungen an insgesamt 13 Trägern sind in Bild 3.59 und Bild 3.60 dargestellt. Bild 3.59 zeigt exemplarisch das Verhältnis vom Öffnen der Verbundfuge Δu zur Durchbiegung in Feldmitte f_m über die Trägerlänge für einen Träger der Länge $l = 5 \text{ m}$ mit drei Kerfen und einer Zwischenholzlänge von $vh_3 = 50 \text{ cm}$ (Bild 3.56). Dabei zeigt sich, dass nur ein sehr geringer Unterschied zwischen der Ausführungsart mit und ohne Schraube besteht. Geht man von einer zulässigen Durchbiegung von $l/200$ aus, so ergibt sich für das Öffnen der Verbundfuge maximal $\Delta u = 0,1 \text{ mm}$ ohne Schrauben und maximal $\Delta u = 0,075 \text{ mm}$ mit Schrauben. Das Abheben aller anderen untersuchten Verbundträger liegt sogar in einem geringeren Bereich. Die Effektivität der Schrauben als Abhebesicherung kann somit als vernachlässigbar beurteilt werden.

In Bild 3.60 ist der Verhältniswert der effektiven Biegesteifigkeit des nachgiebigen Verbundes bezogen auf den starren Verbund für die untersuchten Ausführungsarten dargestellt. Auf der Abszisse ist das Verhältnis der jeweiligen Vor- bzw. Zwischenholzlänge vh_i (für $i = 1, 2$ oder 3 Kerfen) zur Trägerlänge dargestellt. Die übrigen Vor- bzw. Zwischenholzlängen folgen der obigen Festlegung. Hierbei ist erkennbar, dass die effektive Biegesteifigkeit durch den Einsatz zusätzlicher Schrauben geringfügig gesteigert werden kann, da sich diese an der Abtragung der Längsschubkraft beteiligen. Die Untersuchungen von [Fontana und Frangi 2000] bestätigen dies.

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass aus Gründen der Abhebesicherung keine zusätzlicher stiftförmiger Verbindungsmittel notwendig sind. Auch ist deren Wirkung zur Steigerung der effektiven Biegesteifigkeit so gering, dass dieser enorme Mehraufwand nicht gerechtfertigt ist.

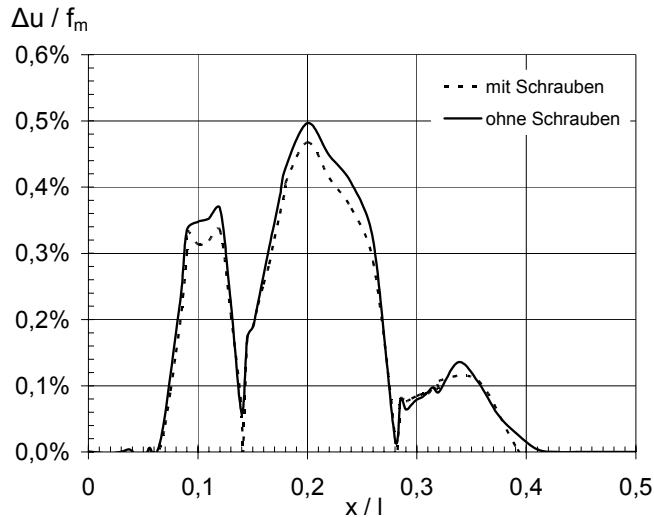


Bild 3.59: Öffnen der Verbundfuge mit / ohne Schraube

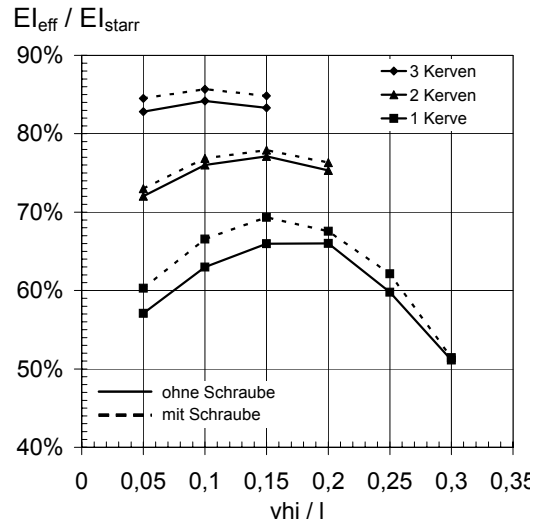


Bild 3.60: Verhältnis Biegesteifigkeit nachgiebiger / starrer Verbund

Zusammenfassung In Tabelle 3.17 sind die Ergebnisse der Untersuchungen zur Kervenanzahl und Kervenordnung für praxisrelevante Trägerlängen zusammengestellt.

Tabelle 3.17: Kervenanzahl / -anordnung in Abhängigkeit von der Trägerlänge

Trägerlänge	Kervenanzahl	vh1	vh2	vh3
l = 5 m	2	25 cm	≤ 45 cm	----
l = 6 m	3	25 cm	25 cm	≤ 48 cm
l = 7 m	3	25 cm	25 cm	≤ 63 cm
l = 8 m	3	25 cm	25 cm	≤ 80 cm
l = 9 m	3	25 cm	25 cm	≤ 99 cm
l = 10 m	3	25 cm	25 cm	≤ 120 cm

Bei den dargestellten Vor- bzw. Zwischenholzlängen handelt es sich um Grenzwerte für Querschnitte mit einem Höhenverhältnis von $h_H / h_B = 3 / 2$, die sich aus den o.g. Bedingungen zur Vereinfachung der Bemessung ergeben haben. Unter Einhaltung dieser Grenzwerte kann auf einen genauen Nachweis der kritischen Betonzugspannungen verzichtet werden. Die erforderliche Biegebewehrung wird stattdessen über eine Biegebemessung des Betons in Feldmitte ermittelt und bis zu den Auflagern weitergeführt. Eine Zugbewehrung an der Betonoberseite im Bereich der Kerben, die infolge des Durchschlagens der Momentenlinie infolge der Exzentrizitätsmomente notwendig werden kann, ist hierbei nicht erforderlich, da der Bemessungswert der Zugbeanspruchung des Betons in diesem Bereich selbst unter maximal möglicher Verkehrsbelastung (vgl. Abschnitt 3.2.1) unterhalb der nach [DIN 1045-1 2001] ansetzbaren Zugfestigkeit liegt.

Auf zusätzlich zu den Kerben eingebaute Schrauben zur Abhebesicherung kann infolge ihrer vernachlässigbaren Wirkung (Bild 3.59) verzichtet werden.

3.2.3.3 Verhältnis Brettstapelhöhe zu Betonhöhe

Unter Variation der Brettstapelhöhe wird im Folgenden untersucht, in welchem Maße dies einen Einfluss auf die Spannungen und Verformungen des Verbundträgers hat und ob durch ein geeignetes Verhältnis der Brettstapel- zur Betonhöhe die effektive Biegesteifigkeit des Verbundträgers gesteigert und die Zugspannung im Beton (vgl. Abschnitt 3.1.5) vermindert, bzw. überdrückt werden kann.

Im Rahmen der Untersuchung werden die Verhältnisse $h_H / h_B = 1,5; 2,0$ und $2,5$ analysiert. Die Analyse erfolgt für Verbundträger der Längen $l = 5 \text{ m} \div 10 \text{ m}$ mit 3 Kerfen, deren innerste Kerfe mit einer Zwischenholzlänge von $vh_3 = 0,1 \cdot l$ angeordnet ist. Alle anderen Kervenabstände entsprechen Bild 3.56.

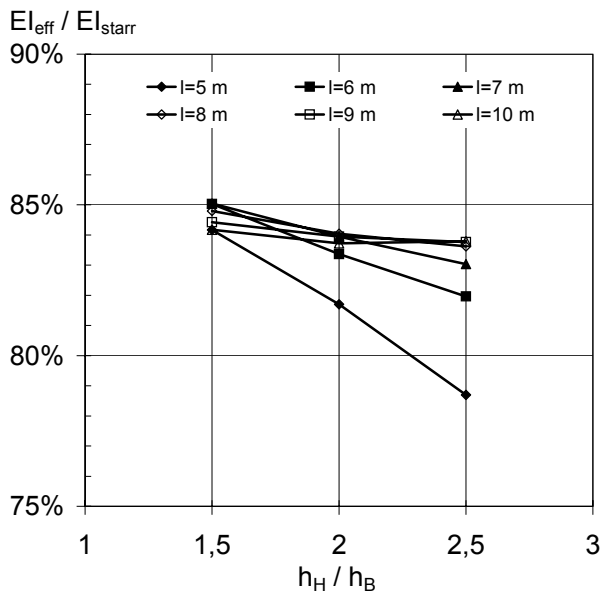


Bild 3.61: Verhältnis Biegesteifigkeit nachgiebiger / starrer Verbund für verschiedene Verhältnisse h_H/h_B

Bild 3.61 zeigt die Abhängigkeit der effektiven Biegesteifigkeit vom Verhältniswerte der Teilquerschnittshöhen für verschiedene Trägerlängen. Dabei ist bei allen Trägerlängen ein Abfall der effektiven Biegesteifigkeit mit zunehmendem Verhältnis der Brettstapel- zur Betonhöhe erkennbar.

Durch den größer werdenden Anteil der Brettstapelhöhe nimmt der Anteil der Biegesteifigkeit des Brettstapels an der effektiven Biegesteifigkeit zu, der Anteil der Biegesteifigkeit des Betons ab. Da der E-Modul des Betons jedoch um einen Faktor von ca. 3,0 größer ist als der des Brettstapels, ergibt sich damit insgesamt einer Verringerung der effektiven Biegesteifigkeit. Infolge des gleich bleibenden inneren Hebelarms, nimmt dadurch die Abtragung des Gesamtmoments über das Normalkräftepaar ab, die Abtragung über Einzelbiegung zu. Dies führt dazu, dass bei einem größer werdenden Verhältnis zwischen Holz und Beton, die gleiche Verbundfugenausbildung (Anordnung und Anzahl der Kerfen) weniger effektiv ist.

Durch Steigerung der Höhe des Holzes nimmt die Zugbeanspruchung des Betons in Feldmitte immer mehr ab, bis der Beton schließlich infolge seiner, im Vergleich zur Drucknormalkraft, geringen Biegebeanspruchung in Feldmitte überdrückt ist. Jedoch erfährt der kritische

Schnitt bei jedem Höhenverhältnis eine Zugbeanspruchung gemäß Stabwerkmodell (Abschnitt 3.1.5.2). Somit ist es unter Verwendung von Kerven als Verbundmittel nicht möglich, eine vollständig überdrückte Betonplatte zu erreichen. Zur Erzielung einer maximal möglichen effektiven Biegesteifigkeit wird empfohlen, das Höhenverhältnis zwischen Holz und Beton im Verhältnis 3 : 2 zu wählen. Zur Vereinfachung der Bemessung der Betonplatte können die Erkenntnisse aus Abschnitt 3.2.3.2 herangezogen werden, die für dieses Verhältnis erarbeitet wurden.

3.2.3.4 Verhältnis Kerventiefe zu Brettstapelhöhe

Wie in Abschnitt 2.3.2 erläutert, kann zur Erreichung einer höheren Tragfähigkeit die Bewehrung der Betonbocke notwendig werden. Um diese Bewehrung ausreichend verankern zu können und den geforderten Betondeckungen und Biegerollendurchmessern nach [DIN 1045-1 2001] Folge leisten zu können, reicht die praxisübliche Kerventiefe von $t_K = 2$ cm nicht aus. Mit der im Folgenden erläuterten Untersuchung sollen der Einfluss geänderter Kerventiefe auf das globale Trag- und Verformungsverhalten der Verbunddecke untersucht werden. Durch den Vergleich der Ergebnisse dreier verschiedener Verhältnisse der Kerventiefe t_K zur Brettstapelhöhe h_H soll für Trägerlängen von $l = 5$ m ÷ 10 m geklärt werden, ob eine Vergrößerung der Kerventiefe hinsichtlich der effektiven Biegesteifigkeit und hinsichtlich der maßgebenden Betonzugspannungen Nachteile mit sich bringt.

Untersucht werden Verhältnisse von $t_K / h_H = 1/6$; $1/4$ und $1/3$. Wie auch in Abschnitt 3.2.3.3 werden Trägerlängen $l = 5$ m ÷ 10 m mit 3 Kerven pro Trägerhälfte untersucht. Der Verbundträgerquerschnitt folgt Bild 3.34, die Anordnung der Kerven Bild 3.56 mit $vh_3 = 0,1 \cdot l$. Wie Bild 3.62 und Bild 3.63 zeigen, hat die Vergrößerung der Kerventiefe nur einen geringen Einfluss auf die Betonzugspannungen und die effektive Biegesteifigkeit. So verringert sich die effektive Biegesteifigkeit bei Verdoppelung der Kerventiefe nur um maximal 1%. Bestimmend für die maximal mögliche Kerventiefe wird demnach der Schubnachweis im Restquerschnitt des Holzes im Bereich der auflagernahen Kervenflanke (vgl. Abschnitt 2.2.2).

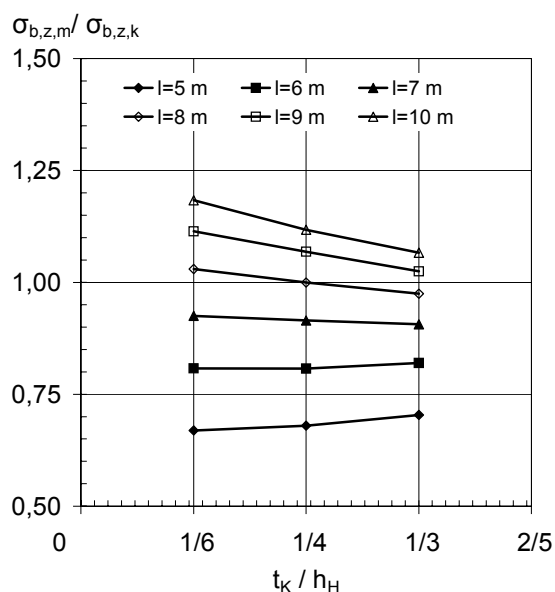


Bild 3.62: Verhältnis der Betonzugspannungen in Feldmitte und im kritischen Schnitt für verschiedene Verhältnisse t_K / h_H

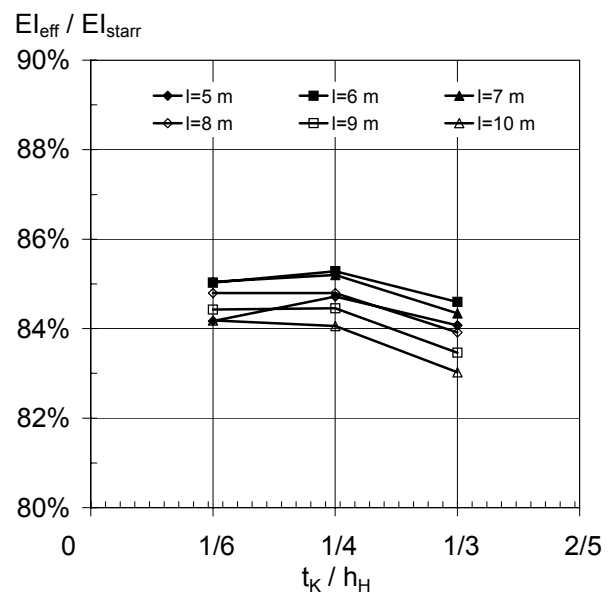


Bild 3.63: Verhältnis Biegesteifigkeit nachgiebiger / starrer Verbund für verschiedene Verhältnisse t_K / h_H

3.2.3.5 Belastung durch Linienlast in Querrichtung

Allgemeines Für die Parameteruntersuchung wird eine schwere Kalksandsteinwand mit einer Last von 100 kN/m zusätzlich zum Eigengewicht nach Abschnitt 3.2.1 angesetzt. Grundlage der Untersuchung ist der in Bild 3.34 dargestellte Verbundträger. Dabei werden drei verschiedene Laststellungen untersucht (Bild 3.64):

Laststellung 1: Linienlast über Kerbe - P(140)

Laststellung 2: Linienlast neben Kerbe – P(190)

Laststellung 3: Linienlast in Feldmitte – P(250)

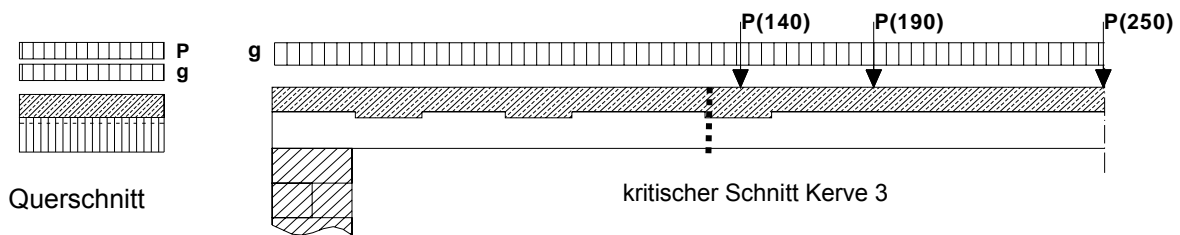


Bild 3.64: Laststellungen der konzentrierten Linienlast in Querrichtung

Da hierbei vor allem die Abtragung der quer gerichteten Linienlasten im Beton von Bedeutung ist, werden zur Verdeutlichung des Tragverhaltens und der dabei auftretenden kritischen Spannungen, aufbauend auf Abschnitt 3.1.5, Stabwerkmodelle entwickelt. Alle entwickelten Stabwerkmodelle wurden über eine Berechnung mit einem Stabwerksprogramm verifiziert. Die Druckstrebenwinkel θ werden im Stabwerkmodell vereinfacht zu $\theta=45^\circ$ angenommen. Die sich ergebenden Regeln für die Anordnung von Querlasten werden allgemeingültig in Abhängigkeit der Aufbetonhöhe h_B getroffen. Lediglich zur Erläuterung des Einflusses von Querlasten werden die verschiedenen Laststellungen über quantitative Werte der auftretenden Betonzugspannungen und Momentenbeanspruchungen beurteilt.

Linienlast über Kerbe [P(140)] Befindet sich eine konzentrierte Einzellast im Bereich der Kerven, so kommt es zu einer Überlagerung der infolge Schubkraftabtragung entstehenden Zugspannungen mit den Zugspannungen aus der Einzellast. Es ergibt sich das in Bild 3.65 entwickelte Stabwerkmodell.

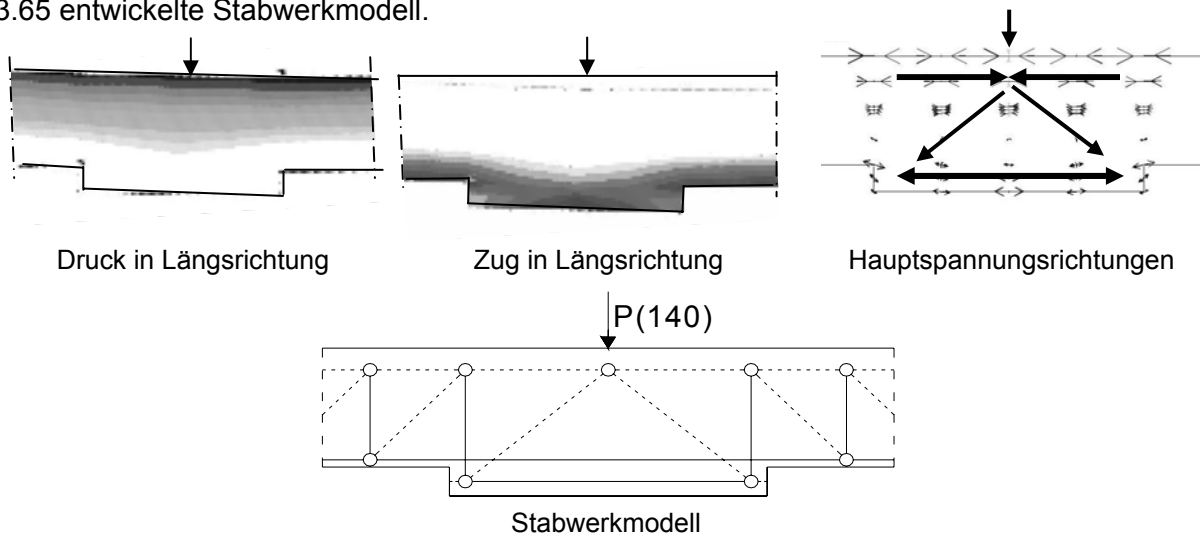


Bild 3.65: Entwicklung des Stabwerkmodells für Laststellung 1

Linienlast neben Kerne [P(190)]

Befindet sich die Linienlast im Abstand der zweifachen Kervenlänge neben der letzten Kerne, so ergibt sich das in Bild 3.66 dargestellte Stabwerkmodell. Da das infolge der Einzellast entstehende Biegemoment im Betonteilquerschnitt zu den Auflagern hin abnimmt, die Längsschubkraft aber bis zur ersten Kerne konstant bleibt, können die zugbeanspruchten Stäbe des Untergurts bis zum Erreichen der Kerne überdrückt werden. Im Kernenbereich selbst stellt sich dann, infolge der Überleitung der Längsschubkraft, wieder eine Lastabtragung gemäß Abschnitt 3.1.5.3 ein.

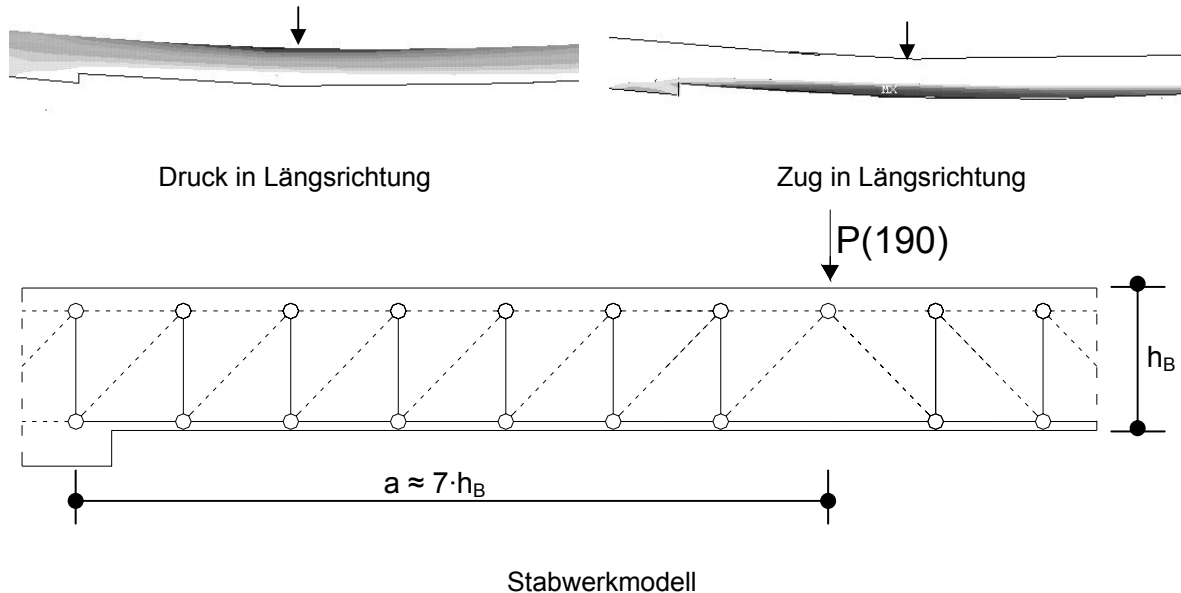


Bild 3.66: Entwicklung des Stabwerkmodells für Laststellung 2

Wird also ein ausreichender Abstand zum Ende der letzten Kerne eingehalten, so findet keine Überlagerung der Zugbeanspruchungen aus Einzellastabtragung und Schubkraftübertragung statt. Gemäß Stabwerkmodell (Bild 3.66) ergibt sich bei einem angenommenen Druckstrebenwinkel von $\theta=45^\circ$ ein Mindestabstand von $a = 7 \cdot h_B$.

Linienlast in Feldmitte [P(250)]

Für die Anordnung der quer gerichteten Linienlast in Feldmitte wird das in Bild 3.67 dargestellte Stabwerkmodell entwickelt.

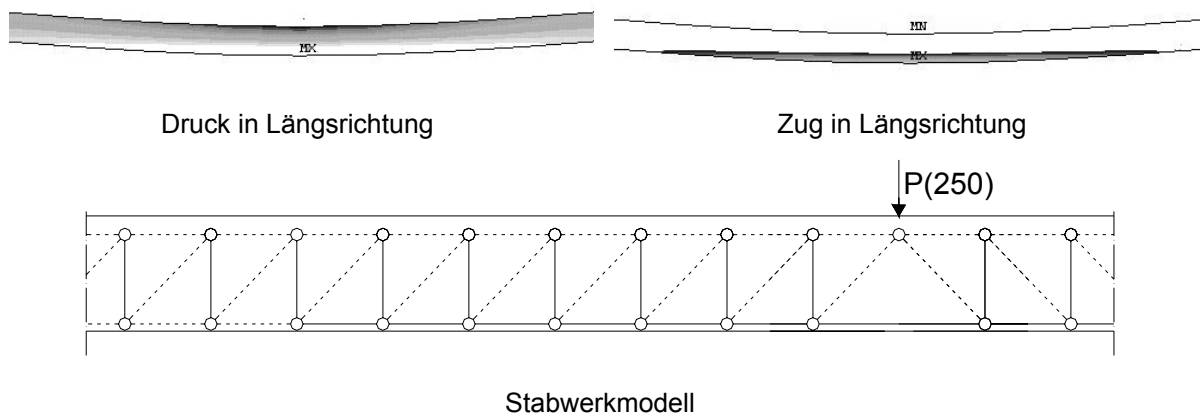


Bild 3.67: Entwicklung des Stabwerkmodells für Laststellung 3

Auch hierbei zeigt sich, dass der im Bereich des maximalen Moments an der Unterseite zugbeanspruchte Beton, ab einem Lastabstand der 7-fachen Betonhöhe vollständig druckbeansprucht ist.

Vergleich der Laststellungen Tabelle 3.18 zeigt die maximalen Betonzugspannungen parallel zur Verbundfuge unter der Last und im kritischen Schnitt.

Tabelle 3.18: Vergleich der maßgebenden Betonzugspannungen der verschiedenen Laststellungen

Laststellung	P140	P190	P250
M_{\max}	48 kNm	55 kNm	63 kNm
$\sigma_{B,Z,Last}$	14 N/mm ²	16 N/mm ²	17 N/mm ²
$\sigma_{B,Z,kritischer\ Schnitt}$	16 N/mm ²	11 N/mm ²	6 N/mm ²
Kraft Kerne 3	35 kN	100kN	145 kN

Es ist erkennbar, dass bei Anordnung der Last im Kervenbereich trotz geringerer Momentenbelastung und eines geringeren, von der Kerne übertragenen Läng Schubkraftanteils die bemessungsmaßgebende Betonzugkraft genauso groß ist, wie bei Laststellung P190 und P250. Durch die Überlagerung der Zugspannung aus dem Moment und aus der Schubkraftabtragung im Kervenbereich wird dabei die Zugspannung im kritischen Schnitt maßgebend. Um diesen Überlagerungseffekt auszuschließen, wird empfohlen, verspringende Wände in einem Abstand zur Kerne anzuordnen, der größer als die siebenfache Betonhöhe ist. Dann kann der Nachweis der Betonzugspannungen wiederum in Feldmitte erfolgen. Der kritische Schnitt ist somit ebenfalls abgedeckt.

3.2.4 Ableitung von Konstruktionsregeln

3.2.4.1 Allgemeines

Im Folgenden werden die aus der Parameterstudie abgeleiteten Konstruktionsregeln zusammengefasst. Die Ermittlung der Konstruktionsregeln erfolgte im Hauptanwendungsbereich von Brettstapel-Beton-Verbunddecken für Trägerlängen zwischen $l = 5\text{ m} \div 10\text{ m}$, sie sind deshalb in diesem Bereich gültig. Unter Einhaltung dieser Regeln kann die Berechnung und Bemessung von Brettstapel-Beton-Verbunddecken mit den bestehenden und teilweise auch normativ geregelten Berechnungsverfahren (Kapitel 4) erfolgen, ohne dass kritische Bereiche unberücksichtigt bleiben. Ist die Einhaltung dieser Regeln aus konstruktiven Gründen nicht möglich, so wird empfohlen, Diskontinuitäten im Bereich der Kerven im Rahmen einer numerischen Berechnung zu erfassen.

3.2.4.2 Wahl des Höhenverhältnissen Brettstapel / Beton

Wie sich im Rahmen der Untersuchungen in Abschnitt 3.2.3.3 gezeigt hat, wird empfohlen, die Höhen in einem Verhältnis von 60% zu 40% auszuführen. Es gilt:

$$h_H = 0,6 \cdot h \quad (3.7)$$

$$h_B = 0,4 \cdot h \quad (3.8)$$

mit: $h \geq 20\text{cm}$ Gesamtquerschnittshöhe

Die erforderliche Gesamthöhe ergibt sich dabei aus der Einhaltung der Holzspannungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit bzw. aus der zulässigen Verformungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. Es wird allerdings empfohlen, die Betonplatte mit einer Mindestdicke von 8 cm auszuführen, um eine ausreichende Verankerung und Betondeckung der Nocken- und Längsbewehrung sicherzustellen.

3.2.4.3 Wahl der Kervertiefe

Wie bereits in Abschnitt 2.3.2 erläutert, muss die Kerbe, wenn eine Nockenbewehrung erforderlich ist, mit einer ausreichenden Tiefe hergestellt werden, um die Verankerung der Nockenbewehrung zu gewährleisten. Dies kann mit einer Kervertiefe von 4 cm realisiert werden. Dies hat zudem den Vorteil einer vergrößerten Kervendruckfläche und erhöht dadurch die Kervertagfähigkeit.

$$t_K = 4 \text{ cm} \quad (3.9)$$

Der Einfluss der Kervertiefe auf die effektive Biegesteifigkeit und damit auf maßgebenden Spannungen und Verformungen in Feldmitte ist vernachlässigbar (Abschnitt 3.2.3.4). Beim Nachweis der Schubspannung ist der geschwächte Holzquerschnitt hingegen zu berücksichtigen (vgl. Anhang B.3.1.2). Von größeren Kervertiefen ist wegen der dadurch verursachten Querschnittsschwächung abzusehen.

3.2.4.4 Wahl der Kervenanzahl und Anordnung

Die optimale Anzahl und Anordnung der Kerben in der Verbundfuge hinsichtlich der maximal möglichen effektiven Biegesteifigkeit bei gleichzeitiger Vermeidung kritischer Betonzugspannungen hängt von der Deckenspannweite ab. Es wird empfohlen bei Deckenspannweiten $l < 6$ m generell 2 Kerben pro Trägerhälfte anzuordnen, bei größeren Spannweiten 3. Die optimierte Anordnung der Kerben ergibt sich aus den in Tabelle 3.17 dargestellten Werten der Parameter in Bild 3.68 und Bild 3.69.

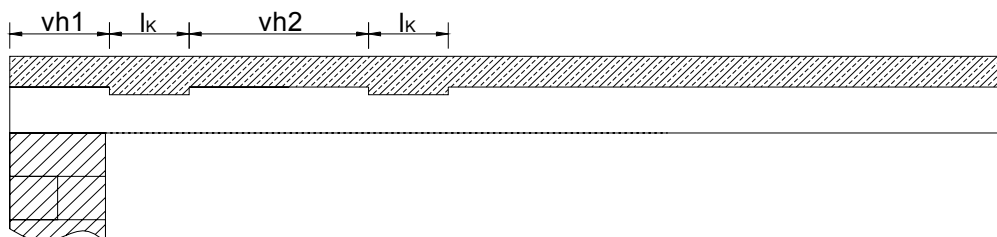


Bild 3.68: Anordnung der Kerben für Träger $l < 6$ m

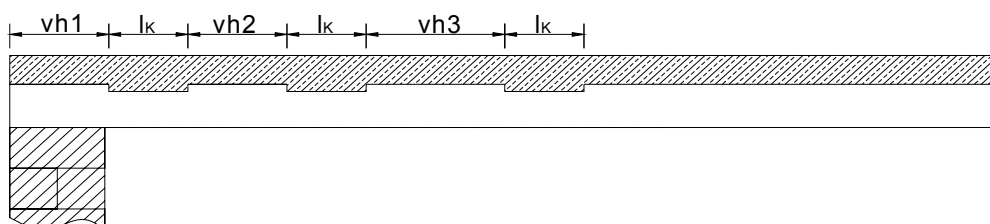


Bild 3.69: Anordnung der Kerben für Träger $l \geq 6$ m

Diese Parameter wurden für eine praxisübliche Kervenlänge von $l_K = 20$ cm ermittelt, die bei Verwendung dieser Empfehlungen zu wählen ist. Unter Einhaltung der Grenzwerte aus Tabelle 3.17 kann der Betonteilquerschnitt vereinfacht auf Biegung in Feldmitte bemessen werden. Wird die so ermittelte Biegebewehrung über die gesamte Trägerlänge durchgeführt, ist der kritische Schnitt im Bereich der druckbeanspruchten Kervenflanke ebenfalls abgedeckt.

3.2.4.5 Idealisierung des Auflagers

Die Untersuchungen zur Idealisierung des Auflagers haben ergeben, dass die **generelle Annahme einer gelenkigen Auflagerung** auch bei teilweiser Einspannung durch aufgehende Wände auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse liefert. Auch bleibt damit die Berechnung der Verbunddecke als nachgiebig zusammengesetzter Biegeträger gemäß [DIN 1052 2004] möglich.

3.2.4.6 Anordnung von Linienlasten in Querrichtung

Durch die Entwicklung mechanischer Modelle auf numerischer Basis konnte der Einfluss von Einzellasten in Querrichtung auf die Lastabtragung im Kervenbereich erläutert werden (Abschnitt 3.2.3.5). Es wird empfohlen, verspringende Wände in einem Mindestabstand der siebenfachen Betonhöhe vom Rand der innersten Kerne anzuordnen (Bild 3.70), um eine Überlagerung der Betonzugspannungen aus der Abtragung der Längsschubkraft und aus der Einzellast zu vermeiden.

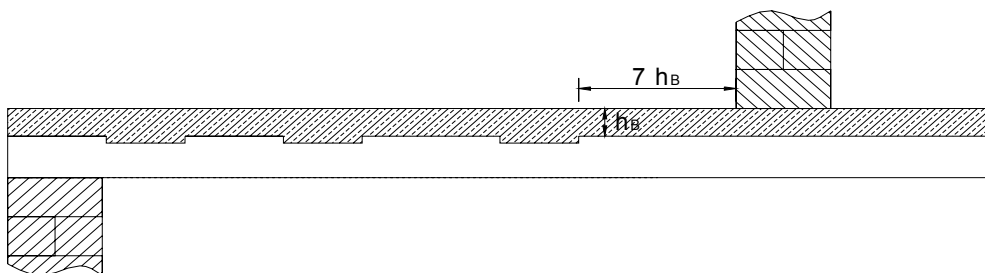


Bild 3.70: Anordnung verspringender Wände

3.2.5 Zusammenfassung der Parameterstudie

Bei allen untersuchten Parametern zur Effektivität der Schrauben waren diese ohne Einfluss. Der Einsatz von zusätzlich zu Kerven eingebauten Schrauben wird deshalb als nicht notwendig beurteilt.

Auf Basis der numerischen Untersuchungen wurden Konstruktionsregeln zur Gestaltung des Verbundträgers, zur Ausführung der Verbundfuge, zur Anordnung von Querlasten und zur Berücksichtigung der Auflagerung ausgearbeitet. Werden diese eingehalten, so liegen die kritischen Betonzugspannungen im Bereich der maximal druckbeanspruchten Kervenflanke unter den Betonzugspannungen in Feldmitte. Die Berechnung und Bemessung von Brettstapel-Beton-Verbunddecken kann mit den bestehenden Rechenverfahren (Kapitel 4) erfolgen. Über eine entsprechende Betonbemessung in Feldmitte können somit auch kritische Spannungen in bislang unbeachteten Trägerbereichen ausgeschlossen werden.

3.3 Zusammenfassung

Im Rahmen des vorliegenden Kapitels wurde das globale Trag- und Verformungsverhalten von Brettstapel-Beton-Verbunddecken untersucht. Dabei wurde besonderes Augenmerk auf die Untersuchung der Effektivität und Wirkungsweise der bislang in der Praxis zusätzlich zum Schubverbundmittel Kerne eingesetzten Schrauben bzw. Spezialdübel gelegt.

Die experimentellen Untersuchungen an Biegeträgern mit realen Abmessungen zeigten, dass durch den Einsatz von Kernen ein steifes Verbundverhalten erreicht werden kann. Schubrisse des Betons im Bereich der innersten und mittleren Kernen weisen auf bisher unbeachtete, kritische Betonspannungen hin, vor allem weil der Beton in Feldmitte bei dieser Laststufe noch keine sichtbare Schädigung aufweist und dieser Bereich bislang als bemessungsmaßgebend für den Beton betrachtet wurde. Auf Grundlage interner und externer experimenteller Untersuchungen konnten durch Vergleichsberechnung numerische Modelle entwickelt und bestätigt werden. Diese wurden für weiterführende Parameteruntersuchungen am Biegeträger verwendet und zeigten ebenfalls kritische Betonspannungen im Bereich der hauptbeanspruchten Kernen. Vergleichsberechnungen mit und ohne den Einbau zusätzlicher Schrauben lieferten die gleichen Ergebnisse, die Schrauben beteiligen sich lediglich an der Schubkraftabtragung, Zugnormalkräfte treten nicht auf. Die Abtragung der im Bereich der Kernen auftretenden Exzentrizitätsmomente erfolgt ausschließlich über den Beton.

Alle bislang in diesem Zusammenhang veröffentlichten Untersuchungen basieren auf einem Fachwerkanalogiemodell, das die Betonkomponente als Druck-, die Holzkomponente als Zugzone betrachtet. Die dazwischen liegenden Diagonalstäbe werden von der Kerne, die Vertikalstreben von der zusätzlichen Schraube bzw. vom Dübel repräsentiert. Da die numerischen Untersuchungen gezeigt haben, dass diese Modellvorstellung, vor allem im Bereich des Betons, eine zu grobe Näherung darstellt und Diskontinuitäten im Bereich der Kernen unberücksichtigt bleiben, wurden auf Grundlage experimenteller und numerischer Untersuchungen mechanische Modelle für den Beton im Kernenbereich entwickelt. Diese veranschaulichen die Abtragung von Längsschubkraft, Biegung und Exzentrizitätsmoment durch den Beton bei der Ausführungsart mit und ohne zusätzliche Schrauben. Dabei wird zum einen erläutert, warum es im Bereich der druckbeanspruchten Kernenflanke zum Schubversagen des Betons kommt, zum anderen wird erklärt, warum die Ausführungsarten mit und ohne Schraube keine unterschiedlichen Ergebnisse liefern.

Um die Aussage zu bekräftigen, dass auf die zusätzlichen Verbindungsmittel in jeder Last- und Ausführungssituation verzichtet werden kann, werden auf Grundlage der im Rahmen der Versuchsnachrechnung entwickelten numerischen Modelle weiterführende Parameteruntersuchungen durchgeführt. Diese führten zu konkreten Ausführungs- und Bemessungsempfehlungen zur Schaffung einer effizienten Konstruktion. Es ergibt sich, dass die Schrauben auch unter Berücksichtigung des Betonschwindens keinen Einfluss auf das globale Trag- und Verformungsverhalten haben. Durch die Einhaltung einer idealen Verbundfugenausbildung und eines optimierten Querschnittshöhenverhältnisses kann das Auftreten bemessungsmaßgebender Betonzugspannungen im Bereich der Kernen verhindert werden, eine Berechnung mit den üblichen Berechnungsmethoden (Kapitel 4) ist auch bei Kernen möglich.

4 Beurteilung vorhandener Berechnungsverfahren

4.1 Einführung

Ziel des vorliegenden Kapitels ist es aufzuzeigen, wie die in den Kapiteln 2 und 3 gewonnenen Kennwerte des Verbundmittels Kerve bei der Berechnung von Brettstapel-Beton-Verbunddecken in den verschiedenen Berechnungsverfahren berücksichtigt werden können und welche Verfahren sich für diese Ausführungsart eignen. Die Beurteilung der einzelnen Verfahren erfolgt durch Gegenüberstellung der Ergebnisse des Anfangszustandes (ohne Effekte aus Schwinden und Kriechen) mit der numerischen Berechnung.

Beim Einsatz von Kerven als Verbundmittel werden diese meist an den Schubkraftverlauf angepasst nur in den auflagernahen Randbereichen angeordnet. Damit ergeben sich stark abgestufte Verbundmittelabstände, die mit den verschiedenen bestehenden Berechnungsverfahren mit unterschiedlicher Genauigkeit berücksichtigt werden.

Im Rahmen des γ -Verfahrens zur Berechnung nachgiebig zusammengesetzter Biegeträger gemäß [DIN 1052 2004] kann die Abstufung der Verbundmittel in gewissen Grenzen berücksichtigt werden. Die Einhaltung dieser Grenzen ist bei wirtschaftlicher Ausbildung der Verbundfuge mit Kerven jedoch meist nicht gewährleistet. Aus diesem Grund sollen im Rahmen von Abschnitt 4.2 verschiedene Ansätze zur Ermittlung eines effektiven Verbundmittelabstandes zur Berechnung von Brettstapel-Beton-Verbunddecken mit Kerven untersucht und durch Gegenüberstellung mit numerischen Ergebnissen beurteilt werden. Die Berücksichtigung der im Rahmen dieser Arbeit ermittelten Kennwerte des Verbundmittels Kerve unter Kurz- und Langzeitbeanspruchung innerhalb dieses Verfahrens wird hierbei ebenfalls erläutert.

Eine weitere Methode zur Berechnung von Holz-Beton-Verbunddecken ist die Modellierung als Stabwerk [Rautenstrauch u.a. 2003]. Da hierbei die Verbundmittel in ihrer tatsächlichen Lage berücksichtigt werden, sind vor allem hinsichtlich der Verbundmittelkraft größere Genauigkeiten zu erwarten. Auch können die bemessungsrelevanten Schnittgrößen und Verformungen direkt am Modell abgelesen werden. Im Rahmen der Erläuterung und Beurteilung des Verfahrens in Abschnitt 4.3 wird aufgezeigt, wie auch Einflüsse aus Schwinden und Kriechen in die Berechnung implementiert werden können.

Ebenfalls in [DIN 1052 2004] verankert ist das Schubanalogieverfahren [Kreuzinger 1999]. Dabei wird die Verbunddecke in zwei einzelne Trägersysteme aufgeteilt, die über dehnstarre Koppelstäbe verbunden sind. Durch Anpassung der Schubsteifigkeit kann eine abgestufte Verbundmittelanordnung, über Ersatzlasten und modifizierte Materialeigenschaften das Langzeitverhalten berücksichtigt werden. In Abschnitt 4.4 wird die Ermittlung der Schnittgrößen mit Berücksichtigung des Langzeitverhaltens aufgezeigt und die Zuverlässigkeit der Ergebnisse beurteilt.

Unter Berücksichtigung der Effekte aus Schwinden und Kriechen werden die Ergebnisse der verschiedenen Verfahren gegenübergestellt, um Ihre Zuverlässigkeit auch bei Langzeitbean-

spruchung zu bewerten. Damit können dem bemessenden Ingenieur konkrete Hinweise zur möglichst genauen Berechnung von Brettstapel-Beton-Verbunddecken bei stark abgestufter Verbundmittelanordnung unter Berücksichtigung des Langzeitverhaltens gegeben werden. Die Berücksichtigung der im Rahmen dieser Arbeit ermittelten Kennwerte für das Verbundmittel Kerne wird hierbei verdeutlicht.

4.2 Berechnung als nachgiebig zusammengesetzter Biegeträger

4.2.1 Allgemeines

Die Ermittlung von Schnittgrößen und Verformungen nachgiebig zusammengesetzter Biegeträger kann mit Hilfe der Differentialgleichung des elastischen Verbundes erfolgen. Die Herleitung dieser Differentialgleichung für den zweiteiligen Verbundträger erfolgt durch Aufstellung der Gleichgewichtsbedingungen beider Teilquerschnitte an einem infinitesimalen Trägerteil der Länge dx . Eine einfache Lösung dieser Differentialgleichung kann unter Annahme einer sinusförmigen Last erfolgen. [Möhler 1956] entwickelte unter dieser Annahme das sog. γ -Verfahren, ein Verfahren, bei dem mit einfachen Mitteln die Schnittgrößen und Verformungen nachgiebig zusammengesetzter Biegeträger bestimmt werden können. Die Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel wurde hierbei über die Abminderung des Steinerschen Anteils des Trägheitsmoments mit dem Faktor γ berücksichtigt. Das Verfahren kann für Einfeldträger unter sinusförmiger Belastung mit konstanten Bauteilabmessungen und konstanter Verbindungsmittelsteifigkeit bzw. kontinuierlichem Schubverbund angewendet werden. Gemäß [DIN 1052 2004] kann dieses Verfahren jedoch auch mit ausreichender Genauigkeit für Einfeldträger unter Gleichstreckenlast und abgestufter Verbindungsmittelanordnung angewendet werden.

4.2.2 Berücksichtigung abgestufter Verbundmittelanordnung

4.2.2.1 Allgemeines

Bei Holz-Beton-Verbunddecken werden die Verbundmittel aus Wirtschaftlichkeitsgründen häufig dem Schubfluss angepasst, d.h. im Bereich der Auflager werden die Verbundmittel mit geringerem Abstand, zur Feldmitte hin in größeren Abständen angeordnet. Es tritt demnach eine abschnittsweise konstante Verbundsteifigkeit auf, während bei der Herleitung des γ -Verfahrens von einer über die gesamte Trägerlänge konstanten Verbundsteifigkeit ausgegangen wurde. Unter diesem Hintergrund untersuchte [Kenel 2000] verschiedene Ansätze zur Ermittlung der effektiven Verbundsteifigkeit bei abgestufter Verbundmittelanordnung. Ziel war es, möglichst genaue Ergebnisse hinsichtlich Schnittgrößen und Verformungen zu erreichen. Dazu vergleicht [Kenel 2000] die Ergebnisse des γ -Verfahrens unter Berücksichtigung der verschiedenen Ansätze der effektiven Verbundsteifigkeit mit den Ergebnissen der zusammengesetzten Lösung der Differentialgleichung nachgiebig zusammengesetzter Biegeträger bei abgestufter Verbundmittelanordnung. Die Untersuchungen von [Kenel 2000] basieren auf verschiedenen Ansätzen einer effektiven Verbundsteifigkeit k_{eff} . Diese stellt eine Umrechnung des nach [DIN 1052 2004] berücksichtigten effektiven Verbundmittelabstandes s_{ef} (Gleichung (4.1)) dar. Somit können diese Ansätze in die weiteren Untersuchungen im Rahmen dieser Arbeit übernommen werden

$$k_{eff} = \frac{K_{ser/u}}{s_{ef}} \quad (4.1)$$

mit: $K_{ser/u}$ Verbundmittelsteifigkeit im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit / Tragfähigkeit
 s_{ef} effektiver Verbundmittelabstand

[Kenel 2000] geht für die Ermittlung der effektiven Verbundsteifigkeit von drei verschiedenen Ansätzen aus, die eine einmalige Abstufung der Verbundmittel, d.h. Reduktion der Verbundmittelanzahl im Mittelbereich berücksichtigen:

- Arithmetisches Mittel der Verbundmittelsteifigkeit

$$k_{eff} = k \cdot (1 - \alpha_L \cdot (1 - \alpha_k)) \quad (4.2)$$

mit: $k = K_{ser} / s$ Verbundsteifigkeit am Auflager
 s Verbundmittelabstand
 α_L Faktor der Abstufungslänge (vgl. Bild 4.1)
 α_k Faktor für Abstufung der Verbundsteifigkeit (vgl. Bild 4.1)

- Gewichtetes Mittel der Verbundmittelsteifigkeit

$$k_{eff} = k \cdot (1 - \alpha_L^2 \cdot (1 - \alpha_k)) \quad (4.3)$$

- Ansatz nach [SIA V 164.001 1994] bzw. [DIN 1052 2004]

$$k_{eff} = k \cdot \frac{4}{3 + \frac{1}{\alpha_k}} \quad \text{für } \alpha_k \geq \frac{1}{4} \quad (4.4)$$

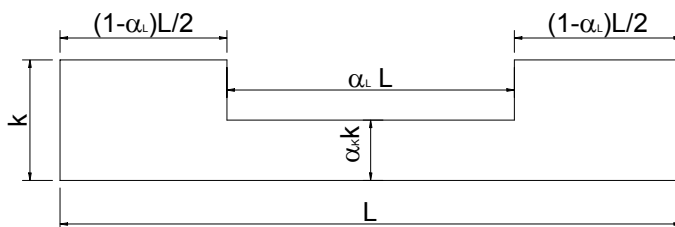


Bild 4.1: Abstufung der Verbundmittel

Während bei den Ansätzen des arithmetischen und des gewichteten Mittels die Abstufungslänge in die Berechnung der effektiven Verbundmittelsteifigkeit eingeht, müssen unter Verwendung des Ansatzes nach [SIA V 164.001 1994] bzw. [DIN 1052 2004] bestimmte Abstufungsgrenzen eingehalten werden. Vor allem bei der Verwendung steifer Verbundmittel wie beispielsweise Kerben oder Flachstahlschlösser [Rautenstrauch u.a. 2000] sind diese Grenzen bei wirtschaftlicher Ausführung jedoch zumeist nicht einhaltbar.

[Kenel 2000] zeigt, dass sich die Schnittgrößen und Verformungen für Fugensteifigkeiten, wie sie bei der Anwendung von Kerben bei praxisüblicher Anordnung in den äußeren Dritteln der Decke des auftreten, mit dem gewichtete Ansatz und dem Ansatz des arithmetischen Mittels genauer ermitteln lassen, als mit dem Ansatz nach [SIA V 164.001 1994] bzw. [DIN 1052 2004].

4.2.2.2 Ansätze zur Ermittlung des effektiven Verbundmittelabstandes

Die von [Kenel 2000] untersuchten Ansätze basieren auf einer einmaligen Abstufung der Verbundmittel, d.h. in den Randbereichen werden die Verbundmittel mit geringerem Abstand angeordnet als im mittleren Bereich. Im Rahmen der Anwendung des γ -Verfahrens nach [DIN 1052 2004] wird die Abstufung der Verbundmittel über den effektiven Verbundmittelabstand s_{ef} berücksichtigt (vgl. Gl. (4.5)), wobei ein bereichsweise konstanter Verbundmittelabstand zugrunde gelegt wird. Diese Voraussetzungen werden in der Regel bei Holzbalken-Beton-Verbunddecken eingehalten, da die Verbundsicherung hierbei meist über stiftförmige mechanische Verbundmittel realisiert wird, die auf der gesamten Trägerlängsachse angeordnet sind. Kerben jedoch werden in Brettstapel-Beton-Verbunddecken nur in den äußeren Dritteln und häufig mit unterschiedlichem Abstand untereinander angeordnet. Somit sind oben genannten Ansätze zur Erzielung hinreichend genauer Ergebnisse nicht anwendbar.

Um dies zu verdeutlichen und um die Anwendung des γ -Verfahrens auch bei der Berechnung von Brettstapel-Beton-Verbunddecken zu ermöglichen, werden im Folgenden verschiedene Ansätze zur Ermittlung des effektiven Verbundmittelabstandes vorgestellt und diskutiert. Ziel dieser Analyse ist es, einen geeigneten Ansatz zur Ermittlung des effektiven Verbundmittelabstandes aufzuzeigen, der auch bei stark abgestufter Verbundmittelanordnung eine möglichst genaue Berechnung der Schnittgrößen und Verformungen nachgiebig zusammengesetzter Biegeträger ermöglicht.

Die folgenden Ansätze werden untersucht:

Nach dem Verfahren gemäß [DIN 1052 2004]

$$s_{ef} = 0,75 \cdot s_{min} + 0,25 \cdot s_{max} \quad s_{max} \leq 4 \cdot s_{min} \quad (4.5)$$

In Anlehnung an die Untersuchungen von [Kenel 2000]

Arithmetisches Mittel des Verbundmittelabstands

$$s_{ef} = s_{min} + \frac{s_{max}}{l} \cdot (s_{max} - s_{min}) \quad (4.6)$$

Durch Regressionsanalyse

$$s_{ef} = a_1 \cdot s_{min} + a_2 \cdot \frac{s_{max}}{l} (s_{max} - s_{min}) \quad (4.7)$$

<i>mit:</i>	a_1, a_2	<i>Vorfaktoren</i>
	s_{min}	<i>Minimaler Verbundmittelabstand</i>
	s_{max}	<i>Maximaler Verbundmittelabstand</i>
	l	<i>Verbundträgerlänge</i>

Der minimale bzw. maximale Verbundmittelabstand s_{\min} bzw. s_{\max} ist dabei wie in Bild 4.2 dargestellt definiert.

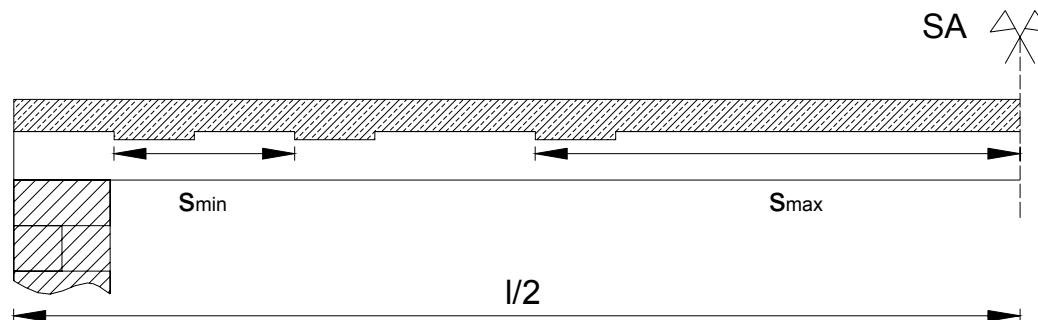


Bild 4.2: Definition der Kervenabstände

Zur Bestimmung der Vorfaktoren für den Ansatz auf Grundlage einer Regressionsanalyse (Gleichung (4.7)) werden der Parameterstudie mit 78 Verbundträgersystemen aus Abschnitt 3.2.3.2 diejenigen entnommen, die dem Hauptanwendungsbereich entsprechen. Als Hauptanwendungsbereich wird für Trägerlängen zwischen $l = 5 \text{ m} \div 7 \text{ m}$ die Ausführung mit 2 Kerben, für Trägerlängen zwischen $l = 5 \text{ m} \div 10 \text{ m}$ die Ausführung mit 3 Kerben pro Trägerhälfte angesehen (vgl. Abschnitt 3.2.3.2). Träger mit nur 1 Kerbe pro Trägerhälfte kommen aufgrund ihrer zu geringen effektiven Biegesteifigkeit i.d.R. nicht zur Ausführung. Der Hauptanwendungsbereich umfasst somit 30 untersuchte Träger.

Aus der Gegenüberstellung von numerisch und nach dem γ -Verfahren gemäß [DIN 1052 2004] analytisch ermittelten effektiven Biegesteifigkeiten EI_{eff} werden die Vorfaktoren a_1 und a_2 der Gleichung (4.7) durch eine Regressionsanalyse ermittelt. Als Bedingungen werden festgelegt, dass der auftretende Fehler minimal sein soll und die analytisch berechnete effektive Biegesteifigkeit die numerisch ermittelte im Hauptanwendungsbereich nicht überschreiten darf, um eine Unterschätzung der Schnittgrößen und Verformungen auszuschließen. Unter diesen Voraussetzungen ergibt sich für den Ansatz der Regressionsanalyse nach Gleichung (4.7):

$$s_{ef} = 1,14 \cdot s_{\min} + 3,14 \cdot \frac{s_{\max}}{l} (s_{\max} - s_{\min}) \quad (4.8)$$

In Tabelle 4.1 sind die Abweichungen zwischen den analytisch ermittelten effektiven Biegesteifigkeiten EI_{eff} nach dem γ -Verfahren mit oben dargestellten Ansätzen und den numerisch berechneten im Hauptanwendungsbereich dargestellt.

Abweichungen, die die geforderte Abschätzung der effektiven Biegesteifigkeit auf der sicheren Seite erfüllen, sind grau unterlegt.

Tabelle 4.1: Abweichungen zwischen analytischer und numerischer Berechnung

	Abweichung der analytisch ermittelten effektiven Biegesteifigkeit E_{eff} von der numerischen Berechnung [%]		
	mittel	min	max
[DIN 1052 2004]	7	0	20
Arithmetisches Mittel	6	0	15
Regressionsansatz	-5	0	-11

Es zeigt sich, dass eine konservative Berechnung der effektiven Biegesteifigkeit und damit auch der Schnittgrößen und Verformungen nur durch den Regressionsansatz gewährleistet werden kann. Sowohl der Ansatz nach [DIN 1052 2004] (Gleichung (4.5)), als auch der Ansatz des arithmetischen Mittels (Gleichung (4.6)) überschätzen die effektive Biegesteifigkeit generell.

Dies zeigen auch [Rautenstrauch u.a. 2003]. Ihre Untersuchungen ergaben, dass selbst bei kontinuierlicher Anordnung der Verbundmittel ab einem Verbundmittelabstand von ca. 3% der Spannweite mit dem γ -Verfahren nach [DIN 1052 2004] keine hinreichend genauen Ergebnisse für eine sichere Bemessung erreicht werden können.

Anhand von Bild 4.3 und Bild 4.4 wird dies visuell verdeutlicht:

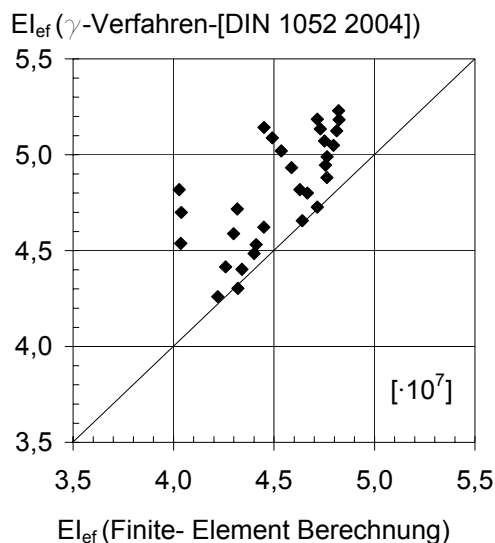


Bild 4.3: Vergleich der effektiven Biegesteifigkeit Ansatz [DIN 1052 2004] (Gleichung (4.5)) und FE-Berechnung

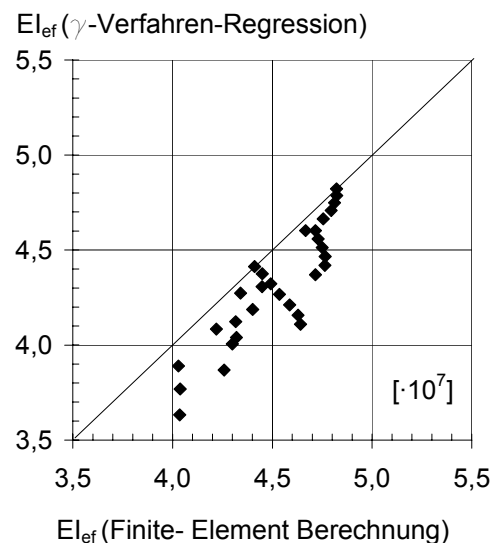


Bild 4.4: Vergleich der effektiven Biegesteifigkeit Ansatz Regressionsanalyse (Gleichung (4.8)) und FE-Berechnung

Beim Ansatz nach [DIN 1052 2004] (Gleichung (4.5)) wird die effektive Biegesteifigkeit im gesamten Hauptanwendungsbereich überschätzt (Bild 4.3). Dies führt sowohl im Grenzzustand der Tragfähigkeit, als auch im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zu Nachweisen, die auf der unsicheren Seite liegen. Mit dem Ansatz der Regressionsanalyse (Gleichung (4.8)) hingegen, können alle Nachweise konservativ geführt werden (Bild 4.4).

Sehr große Überschätzungen treten bei allen Ansätzen allerdings bei der Berechnung der Verbundmittelbeanspruchungen auf. Teilweise ergeben sich sogar Verbundmittelbeanspru-

chungen, die über der Längsschubkraft liegen und somit falsch sind. Auf der sicheren Seite liegend wird deshalb empfohlen, die maximale Verbundmittelbeanspruchung nach Gl. (4.9) zu bestimmen.

$$F_d = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{V_{\max} \cdot \gamma_1 \cdot E_B \cdot A_B \cdot a_1 \cdot s_{ef}}{EI_{eff}} \\ N_H \end{array} \right. \quad (4.9)$$

Damit ergeben sich mit dem Ansatz für s_{ef} nach der Regressionsanalyse (Gleichung (4.8)) Überschätzungen von im Mittel 113%.

Da der Nachweis der Verbundmittel jedoch i.d.R. ohnehin nicht bemessungsrelevant wird, kann die Mehrzahl der zu berechnenden Konstruktionen damit abgedeckt werden. Muss die Verbundmittelbeanspruchung bei stark abgestufter Verbundmittelanordnung zu deren wirtschaftlicheren Dimensionierung genauer ermittelt werden, so ist dies nur im Rahmen eines anderen Berechnungsmodells (vgl. Abschnitt 4.3 und Abschnitt 4.4) möglich.

Aussagen über die vorhandenen kritischen Betonzugspannungen im Bereich der druckbeanspruchten Kervenflanke können mit diesem Verfahren nicht getroffen werden. Bei dessen Verwendung ist deshalb darauf zu achten, dass die in Abschnitt 3.2.4 zusammengefassten Konstruktionsregeln eingehalten sind, um ein Auftreten bemessungsrelevanter Zugspannungen außerhalb der Feldmitte auszuschließen.

4.2.3 Berechnung und Nachweis von Brettstapel-Beton-Verbunddecken nach dem γ -Verfahren unter Berücksichtigung des Langzeitverhaltens

4.2.3.1 Allgemeines

Sowohl Holz, als auch Beton zeigt ein unter Langzeitbeanspruchung ausgeprägtes Schwind- und Kriechverhalten. Da dies zu einer Vergrößerung der auftretenden Verformung führt, muss das Langzeitverhalten bei der Berechnung von Brettstapel-Beton-Verbunddecken berücksichtigt werden. Gemäß [DIN 1052 2004] sind bei der Berechnung von Brettstapel-Beton-Verbunddecken zur Berücksichtigung des Langzeitverhaltens die Zeitpunkte $t = 0$ und $t = \infty$ zu untersuchen.

[Schänzlin 2003] zeigt, dass zudem der Zeitraum $t = 3 - 7$ Jahre von großer Bedeutung ist. Infolge des unterschiedlichen Schwind- und Kriechverhaltens der beiden Verbundpartner Holz und Beton treten Spannungsumlagerungen auf (vgl. Abschnitt 3.2.2), dadurch können die Nachweise des Holzquerschnitts zum Zeitpunkt $t = 3 - 7$ Jahre maßgebend werden. Die Spannungsumlagerungen haben einen Einfluss auf die effektiven Kriechzahlen der Einzelkomponenten und sind in den Materialkriechzahlen nach [DIN 1052 2004] und [DIN 1045-1 2001] nicht enthalten. [Schänzlin 2003] ermittelte zur Berücksichtigung der Spannungsumlagerungen sog. Verbundkriechzahlen. Durch die Reduzierung der E-Moduli des jeweiligen Werkstoffes zum Zeitpunkt t mit der Verbundkriechzahl $\varphi_{i,V,t}$ wird das Kriechen der Einzelkomponenten berücksichtigt (vgl. Anhang A; Gl. (A.8) und Gl. (A.9)).

Das Schwinden des Holzes und des Betons verursacht Eigenspannungen, die wiederum zu Kriechen führen. Allerdings ergeben sich für Kriechen aus Zwang andere Kriechzahlen als für Kriechen aus äußerer Last. Über die von [Schänzlin 2003] aufgezeigten effektiven Schwinddehnungen kann dieses unterschiedliche Kriechverhalten berücksichtigt werden. Bei der Berechnung von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen mit dem γ -Verfahren kann das Schwinden über einen Vorfaktor der effektiven Biegesteifigkeit und eine fiktive Ersatzlast berücksichtigt werden, die die gleiche Krümmung bzw. Verformung hervorruft wie das Schwinden selbst. Im Anhang A wird der Ablauf der Berechnung von Brettstapel-Beton-Verbunddecken nach dem γ -Verfahren [DIN 1052 2004] mit den vereinfachten Ergänzungen von [Schänzlin 2003] zur Berücksichtigung des Langzeitverhaltens wiedergegeben.

Die im Rahmen der vorliegenden Arbeit ermittelten Kennwerte für das Verbundmittel Kerne gehen in diese Berechnung wie folgt ein:

4.2.3.2 Verbundmittelsteifigkeit unter Berücksichtigung des Langzeitverhalten

$$K_{ser,t} = \frac{1}{1 + \varphi_{vm,t}} \cdot K_{ser,0} \quad (4.10)$$

Über die in Abschnitt 2.3.4 ermittelten Kriechfaktoren $\varphi_{vm,t}$ des Verbundmittels Kerne zu den maßgebenden Zeitpunkten t wird das Kriechen der Verbundmittel in der Berechnung der effektiven Biegesteifigkeit berücksichtigt. Dies erfolgt über die Reduzierung der in Abschnitt 2.3.3 ermittelten Verbundmittelsteifigkeit $K_{ser,0}$ zum Zeitpunkt $t=0$ für die maßgebenden Zeitpunkte (Gl. (4.10)).

4.2.3.3 Verbundmitteltragfähigkeit unter Berücksichtigung des Langzeitverhaltens:

Für den Nachweis des Verbundmittels (vgl. Anhang B; Gl. B.18) kann die Berechnung der Verbundmitteltragfähigkeit nach Abschnitt 2.3.2 erfolgen. Die Berücksichtigung des Langzeitverhaltens erfolgt für die Holzkomponente über die Reduzierung der Festigkeiten mit dem entsprechenden Modifikationsbeiwert k_{mod} gemäß [DIN 1052 2004], für die Betonkomponente über den Abminderungsfaktor α zur Reduzierung der Betondruckfestigkeit gemäß [DIN 1045-1 2001].

4.2.3.4 Beurteilung des γ -Verfahrens unter Berücksichtigung des Langzeitverhaltens

Numerisch wurde das Langzeitverhalten im Rahmen dieser Arbeit vereinfacht durch das Schwinden des Betons für den Zeitpunkt $t = \infty$ berücksichtigt (vgl. Abschnitt 3.2.2.2). Diese Untersuchungen wurden zur Analyse der Notwendigkeit zusätzlicher stiftförmiger Verbindungsmittel (Schrauben) durchgeführt. Weitere numerische Untersuchungen unter genauere Berücksichtigung des Langzeitverhaltens werden aufgrund ihrer Komplexität im Rahmen dieser Arbeit nicht durchgeführt.

Die Beurteilung der Berechnungsverfahren unter Berücksichtigung des Langzeitverhaltens erfolgt auf Grundlage der bereits oben erläuterten, umfangreichen Untersuchungen von [Schänzlin 2003]. Durch Gegenüberstellung der Verformungen aus dem γ -Verfahren [DIN 1052 2004] mit den Erweiterungen nach [Schänzlin 2003] und Verformungen des jeweiligen

Berechnungsverfahren werden diese beurteilt. Vergleichsberechnungen werden für den o.g. Hauptanwendungsbereich mit 30 Trägern durchgeführt.

Da bisher keine Erkenntnisse über die genaue zeitliche Entwicklung der Verbundmittelbeanspruchung bei steifen, diskontinuierlich angeordneten Verbundmitteln vorliegen, ist eine diesbezügliche Beurteilung der einzelnen Berechnungsverfahren im Rahmen dieser Arbeit nicht möglich.

Ziel weiterführender Untersuchungen (vgl. Kapitel 5) sollte demnach die möglichst genaue Berücksichtigung des Langzeitverhaltens auf Basis vorliegender numerischer Modelle sein, um die zeitliche Entwicklung der Verbundmitteltragfähigkeit erfassen und beurteilen zu können.

4.3 Berechnung als Stabwerk

4.3.1 Allgemeines

Bei der Ausführung von Brettstapel-Beton-Verbunddecken mit Kerfen als Verbundmittel werden diese i.d.R. dem Schubfluss angepasst in den Randbereichen angeordnet. Im Rahmen der Berechnung von Brettstapel-Beton-Verbunddecken mit dem γ -Verfahren (vgl. Abschnitt 4.2), werden die abgestuften Verbundmittel jedoch über einen effektiven Verbundmittelabstand über die Trägerlänge verschmiert angenommen. Dadurch kommt es zu einer Überschätzung der tatsächlich auftretenden Verbundmittelkraft (vgl. Abschnitt 4.2.2.2). Über die Modellierung mit Hilfe eines Stabwerkes können die Verbundmittel in ihrer tatsächlichen Lage abgebildet und somit genauer berechnet werden. [Rautenstrauch u.a. 2003] schlagen für die Berechnung von Holz-Beton-Verbunddecken das in Bild 4.5 dargestellte Stabwerkmodell vor.

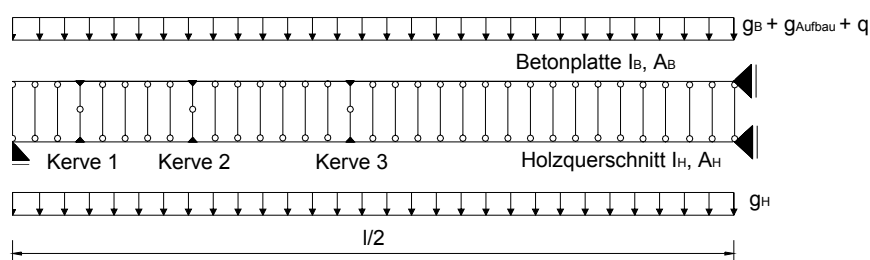


Bild 4.5: Stabwerkmodell für die Berechnung der Schnittgrößen und Verformungen von Holz-Beton-Verbunddecken [Rautenstrauch u.a. 2003]

Der Untergurt des Stabwerks repräsentiert dabei die Holzkomponente, der Obergurt die Betonplatte. Diese werden durch Stabelemente in der Querschnittslängsachse modelliert. Zur Erzielung gleicher Durchbiegungen, werden die beiden Gurte durch dehnstarre Pendelstäbe gekoppelt. An der Stelle der Verbundmittel werden vertikale Stäbe mit einem Endgelenk in der Verbundfuge biegesteif an die Gurte angeschlossen. Damit können die Verbundmittel in ihrer realen Lage berücksichtigt und dadurch genauer berechnet werden. Zudem können damit Sprünge im Normalkraftverlauf infolge der Schubkraftübertragung der Verbundmittel und Sprünge im Momentenverlauf infolge exzentrischer Lasteinleitung realistisch abgebildet

werden. Die Schubnachgiebigkeit der Verbundmittel wird durch eine entsprechende Biegesteifigkeit der Verbundmittelstäbe berücksichtigt. Diese berechnet sich zu:

$$EI^* = \frac{K_{ser/u}}{3} \cdot \left[\left(\frac{h_B}{2} \right)^3 + \left(\frac{h_H}{2} \right)^3 \right] \quad (4.11)$$

mit: K_{ser} Verbundmittelsteifigkeit im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
 K_u Verbundmittelsteifigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit
 h_B Höhe des Betonteilquerschnitts
 h_H Höhe des Holzteilquerschnitts

Das Eigengewicht der Einzelkomponenten wird dabei jeweils dem Ober- bzw. Untergurt, die Ausbau- und Verkehrslasten dem Obergurt zugewiesen.

Im Vergleich zu der Berechnung von Holz-Beton-Verbunddecken mit dem γ -Verfahren bringt die Berechnung mit einem Stabwerkmodell den Vorteil, dass bemessungsnotwendige Schnittgrößen ohne Umrechnung direkt am Modell abgelesen werden können. Zur Überprüfung der Anwendbarkeit dieses Stabwerkmodells bei Brettstapel-Beton-Verbunddecken mit diskontinuierlich angeordneten Kernen, werden zusätzlich zu den in Abschnitt 3.2.3.2 durchgeführten numerischen Berechnungen Vergleichsberechnungen an 30 Verbunddeckenkonfigurationen des Hauptanwendungsbereiches mit dem Stabwerkverfahren durchgeführt.

4.3.2 Vergleich zwischen FE- und Stabwerksberechnung

In Bild 4.6 werden die Ergebnisse der numerischen Berechnung verschiedener Verbunddeckenkonfigurationen mit den Berechnungen als Stabwerk verglichen. Dabei ergibt sich für die effektive Biegesteifigkeit (Bild 4.6 (a)) eine mittlere Abweichung von -3,1%, die maximalen Abweichungen betragen -20,3% und +3,5%. Diese geringe Überschätzung in einzelnen Fällen kann als hinreichen genau angesehen werden.

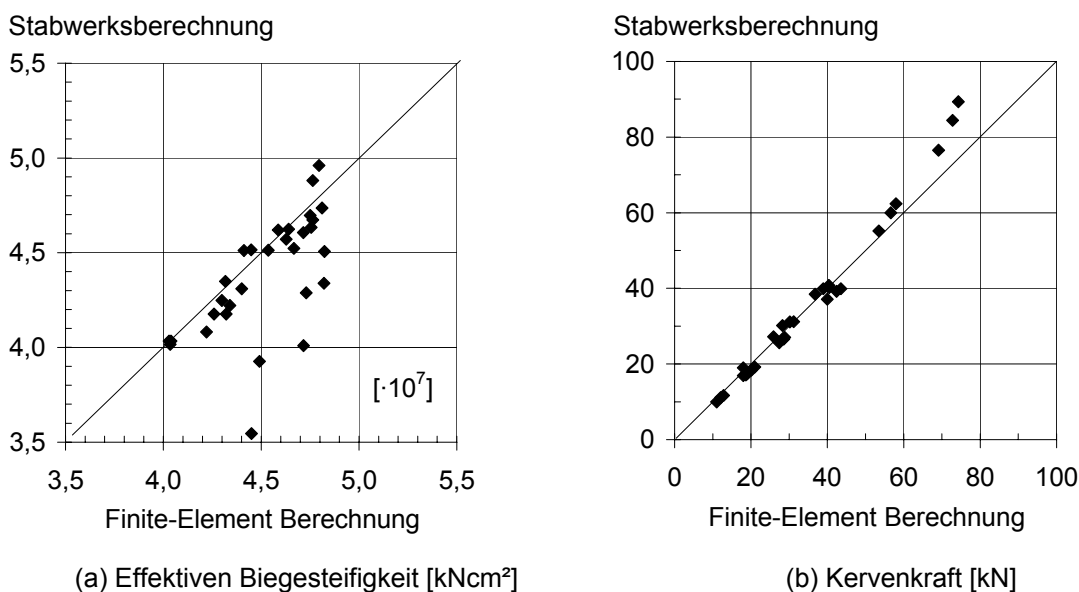


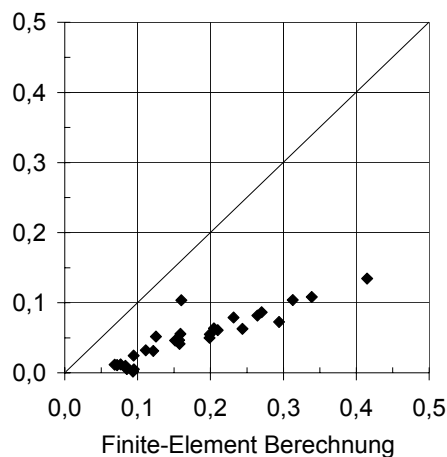
Bild 4.6: Vergleich zwischen Stabwerksberechnung und FE

Bild 4.6 (b) zeigt, dass die auftretende maximale Kerkraft durch die diskrete Abbildung der Verbundmittellage im Vergleich zur verschmierten Berechnung im Rahmen des γ -Verfahrens mit hoher Genauigkeit bestimmt werden kann. Diese weist für alle 30 untersuchten Träger eine mittlere Abweichung von -0,9% auf. Die maximale Unterschätzung liegt bei -9,1%, die maximale Überschätzung bei 25,1%. Um sicherzustellen, dass die Kerntragfähigkeit in jeder Ausführungssituation ausreichend bemessen ist, wird empfohlen die Tragfähigkeit der Verbundmittel beim Nachweis nur zu 90% auszunutzen

Mit der Stabwerksberechnung lassen sich demnach die Spannungen und Verformungen in Feldmitte und die auftretenden Kerkkräfte hinreichend genau bestimmen. Ungenauigkeit treten jedoch im Bereich des kritischen Schnitts in der Betonplatte auf (Abschnitt 3.1.5). Zwar werden mit dem Stabwerksmodell Momentensprünge infolge der Lastexzentrizität an den Verbundmitteln berücksichtigt, die lokalen Zugspannungen des Betons im Bereich der druckbeanspruchten Kerkflanke nur ungenau erfasst.

Bild 4.7 zeigt den Vergleich der kritischen Betonzugspannungen im Bereich der druckbeanspruchten Kerkflanke zwischen der Berechnung als Stabwerk und mit FE. Alle 30 untersuchten Fälle unterschiedlicher Verbundträgerausbildung zeigen eine Unterschätzung dieser Spannungen. Im Mittel beträgt diese -76%.

Stabwerksberechnung



Zur einfachen Lösung dieser Problematik wird deshalb angeraten, die in Abschnitt 3.2.7 genannten Bedingungen einzuhalten, um ein lokales Versagen des Betons im kritischen Schnitt auszuschließen. Damit kann die Berechnung von Brettstapel-Beton-Verbunddecken mit dem in Bild 4.5 dargestellten Modell ohne weitere Einschränkungen erfolgen.

Bild 4.7: Vergleich der Betonzugspannung $\sigma_{B,Z,K}$ im kritischen Schnitt zwischen Stabwerksberechnung und FE

4.3.3 Berechnung und Bemessung von Brettstapel-Beton-Verbunddecken als Stabwerk unter Berücksichtigung des Langzeitverhaltens

4.3.3.1 Allgemeines

Wie in Abschnitt 4.2.3 erläutert, kann die Berücksichtigung maßgebender Zeitpunkte nach dem Verfahren von [Schänzlin 2003] erfolgen. Jedoch sind die darin ermittelten Erweiterungen zur Berücksichtigung des Schwindens für die Berechnung nach dem γ -Verfahren entwickelt worden. Bei der Berechnung von Brettstapel-Beton-Verbunddecken mit Hilfe einer Stabwerksberechnung wird das Kriechen der Einzelkomponenten durch die Reduzierung der E-Moduli nach Gl. (A.8) und Gl. (A.9) mit den Verbundkriechzahlen nach Gl. (A.2) und Gl.

(A.3) berücksichtigt, das Kriechen der Verbundmittel durch Reduzierung der Verbundmittelsteifigkeit gemäß Gl. (A.10) mit den im Rahmen dieser Arbeit ermittelten Verbundmittelkriechzahlen (Tabelle 2.17). Die effektive Schwinddehnung geht durch den Ansatz eines äquivalenten Temperaturlastfalls $T_{ers,t}$ in die Berechnung ein. Dabei wird vorausgesetzt, dass das Holz vorgetrocknet ist und bei Einbau der Umgebungsfeuchte eines Innenraums entspricht. Somit wird nur das Schwinden des Betons berücksichtigt.

$$T_{ers,t} = \frac{\Delta \varepsilon_{sD,t}}{\alpha_T} \quad (4.12)$$

mit: $\Delta \varepsilon_{sD,t}$ effektive Schwinddehnung
 $\alpha_T = 10^{-5} \text{ 1/K}$ Temperaturdehnzahl für Normalbeton

4.3.3.2 Verbundmittelsteifigkeit unter Berücksichtigung des Langzeitverhalten

Die Berücksichtigung der zeitabhängigen Verbundmittelsteifigkeit erfolgt in diesem Verfahren über die zeitabhängige Biegesteifigkeit der Verbundmittelstäbe $EI^*(t)$ nach Gl. (4.11). Die Ermittlung der zeitabhängigen Verbundmittelsteifigkeit erfolgt auch hierbei mit den im Rahmen dieser Arbeit ermittelten Verbundmittelkriechzahlen (Tabelle 2.17) nach Gl. (4.10).

4.3.3.3 Verbundmitteltragfähigkeit unter Berücksichtigung des Langzeitverhalten

Wie oben erläutert, kann die Berechnung der Verbundmitteltragfähigkeit gemäß Abschnitt 2.3.2 erfolgen. Das Langzeitverhalten der Holzkomponente wird nach [DIN 1052 2004] über einen Modifikationsbeiwert k_{mod} berücksichtigt, über den die Festigkeiten reduziert werden. Die Berücksichtigung des Langzeitverhalten der Betonkomponente erfolgt wiederum über den Abminderungsfaktor α zur Reduzierung der Betondruckfestigkeit gemäß [DIN 1045-1 2001].

4.3.3.4 Beurteilung der Stabwerksberechnung unter Berücksichtigung des Langzeitverhaltens

Wie in Abschnitt 4.2.3.4 erläutert, kann im Rahmen dieser Arbeit nur die Beurteilung des Verfahrens über die auftretende Verformung erfolgen. Eine Bewertung der Güte der Verbundmittelbeanspruchung sollte aufgrund ihrer Komplexität Gegenstand nachfolgender numerischer Untersuchungen sein.

[Schänzlin 2003] entwickelten in seiner Arbeit Erweiterungen für das γ -Verfahren, mit dem das Langzeitverhalten bei der Berechnung von Spannungen und Verformungen von Holz-Beton-Verbunddecken für maßgebende Zeitpunkte erfasst werden kann. Das Verfahren wurde über experimentelle und rechnerische Untersuchungen verifiziert. Es ist die Grundlage des nachfolgenden Vergleichs der Mittendurchbiegung (Bild 4.8) und der daran anschließende Beurteilung der Stabwerksberechnung unter Langzeitbeanspruchung.

Die Vergleichsberechnungen werden für die in Abschnitt 4.2.2.2 erläuterten 30 Rechen träger des Hauptanwendungsbereiches durchgeführt. Ihre Ergebnisse sind in Bild 4.8 für die nach [Schänzlin 2003] maßgebenden Zeitpunkte $t = 3-7$ Jahre und $t = \infty$ dargestellt.

γ -Verfahren

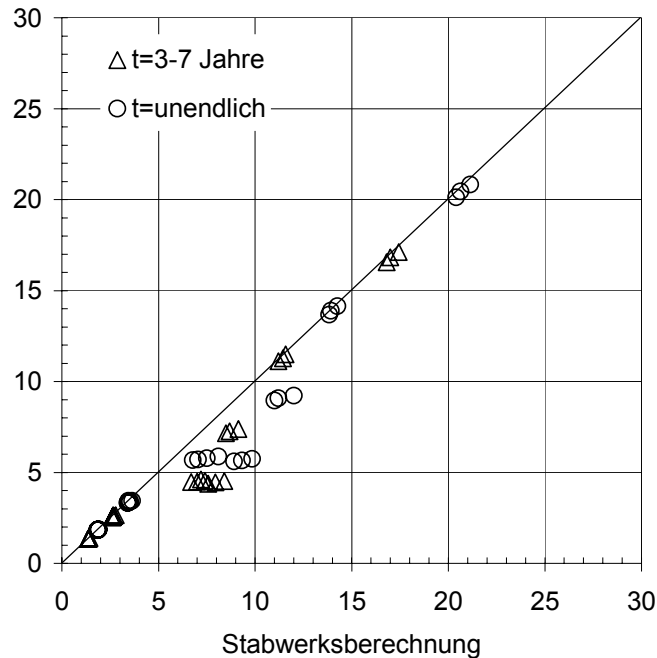


Bild 4.8: Vergleich der Mittendurchbiegung [cm] zwischen γ -Verfahren und Stabwerksberechnung unter Langzeitbeanspruchung

Der Vergleich ergibt für den Zeitraum $t = 3-7$ Jahre eine mittlere Abweichung von +19%, mit den oberen und unteren Abweichungsgrenzen 0% und +86%, für $t = \infty$ eine mittlere Abweichung von +14% mit Grenzwerten von 0% und 71%. Die mit der Stabwerksberechnung ermittelten Verformungen unterschreiten die des γ -Verfahrens in keinem Fall, d.h. der i.d.R. maßgebende Durchbiegungsnachweis kann mit der Stabwerksberechnung konservativ geführt werden.

4.4 Berechnung nach dem Schubanalogieverfahren

4.4.1 Allgemeines

Beim Schubanalogieverfahren nach [DIN 1052 2004] und [Kreuzinger 1999] wird die Holz-Beton-Verbunddecke in zwei Teilsysteme aufgeteilt, die aus Gründen der Verformungsgleichheit über dehnstarre Pendelstäbe gekoppelt sind (Bild 4.9). Der Abstand der Teilträger ist gleich dem Schwerpunktabstand der Teilquerschnitte.

Der Träger A repräsentiert dabei die Biegesteifigkeit der beiden Teilquerschnitte Brettstapel und Beton (vgl. Gl. (4.13)). Durch den Träger B wird die Verbundwirkung des Gesamtsystems über eine effektive Biegesteifigkeit EI_B (Gl. (4.14)), die Nachgiebigkeit der Verbundmittel über eine effektive Schubsteifigkeit GA_B (Gl. (4.15)) abgebildet.

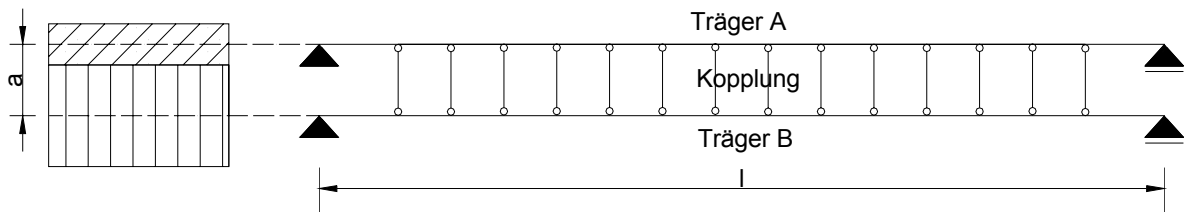


Bild 4.9: Trägersystem nach dem Schubanalogieverfahren

$$EI_A = EI_{\text{Beton}} + EI_{\text{Brettstapel}} \quad (4.13)$$

$$EI_B = a^2 \cdot \frac{EA_{\text{Beton}} \cdot EA_{\text{Brettstapel}}}{EA_{\text{Beton}} + EA_{\text{Brettstapel}}} \quad (4.14)$$

$$GA_B = k \cdot a^2 \quad (4.15)$$

mit: $k = K / s_{ef}$

Fugensteifigkeit

K

Verbundmittelsteifigkeit

s_{ef}

effektiver Verbundmittelabstand

$a = h_{\text{Beton}} / 2 + h_{\text{Brettstapel}} / 2$

Schwerpunkt Abstand der Teilquerschnitte

Durch die Berechnung des Trägersystems mit einem Stabwerkprogramm ergeben sich die Schnittgrößen der Teilsysteme. Da durch den Träger A die Biegesteifigkeit der einzelnen Tragsysteme abgebildet werden, ergeben sich die Teilquerschnittsmomente M_{Beton} und $M_{\text{Brettstapel}}$ aus dem Moment M_A und die Querkraft der Teilquerschnitte V_{Beton} und $V_{\text{Brettstapel}}$ aus der Querkraft V_A wie folgt:

$$M_{\text{Beton}} = M_A \cdot \frac{EI_{\text{Beton}}}{EI_A} \quad (4.16)$$

$$M_{\text{Brettstapel}} = M_A \cdot \frac{EI_{\text{Brettstapel}}}{EI_A} \quad (4.17)$$

$$V_{\text{Beton}} = V_A \cdot \frac{EI_{\text{Beton}}}{EI_A} \quad (4.18)$$

$$V_{\text{Brettstapel}} = V_A \cdot \frac{EI_{\text{Brettstapel}}}{EI_A} \quad (4.19)$$

Der Träger B repräsentiert die Verbundwirkung, infolge dessen lassen sich aus dem Moment M_B die aus der Verbundwirkung entstehenden Normalkräfte N_{Beton} bzw. $N_{\text{Brettstapel}}$ und aus der Querkraft V_B der Schubfluss t in der Verbundfuge berechnen.

$$N_{\text{Brettstapel}} = -N_{\text{Beton}} = \frac{M_B}{a} \quad (4.20)$$

$$t = \frac{V_B}{a} \quad (4.21)$$

[Kreuzinger 1999] erläutert jedoch, dass das Schub-Analogieverfahren nur für Verbundmittelabstände kleiner als die doppelte Querschnittshöhe angewendet werden kann. Werden diese Verbundmittelabstände wie bei der Verwendung von Kerven überschritten, dann muss die Schubsteifigkeit der Trägerbereiche ohne Verbundmittel zu 0 angenommen werden.

4.4.2 Vergleich zwischen FE- und Schubanalogieverfahren

Zur Beurteilung der Eignung des Schubanalogieverfahrens nach [DIN 1052 2004] und [Kreuzinger 1999] bei stark abgestufter Verbundmittelanordnung werden für die numerischen Berechnungen von Verbundträgern in Abschnitt 3.2.3.2 Vergleichsberechnungen im Hauptanwendungsbereich mit dem Schubanalogieverfahren durchgeführt.

Dabei zeigt sich, dass die Steifigkeiten mit dem Schubanalogieverfahren mit einer mittleren Abweichung von -3% und einer maximalen Überschätzung von +1% sehr genau berechnet werden können. Der Vergleich zwischen numerischer Berechnung und Schubanalogieverfahren ist für den Hauptanwendungsbereich in Bild 4.10 dargestellt.

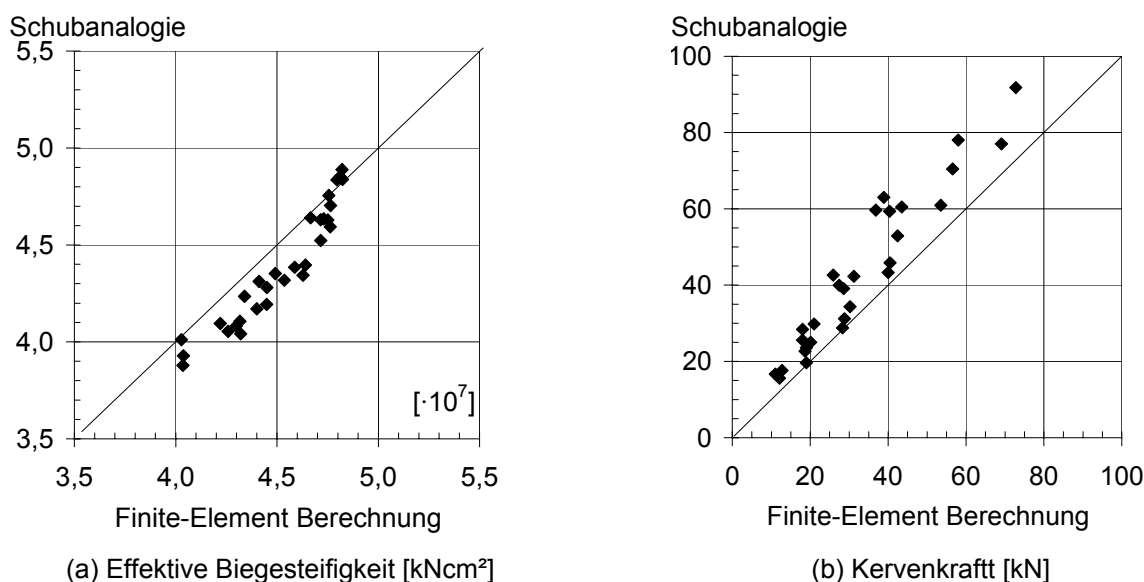


Bild 4.10: Vergleich zwischen Schubanalogieverfahren und FE

In Bild 4.10 (b) ist der Vergleich beider Verfahren hinsichtlich der maximalen Kervenkraft im Hauptanwendungsbereich dargestellt. Hierbei werden die Kervenkraften mit dem Schubanalogieverfahren auf der sicheren Seite liegend berechnet. Die mittlere Abweichung von +32%, mit Grenzwerten von +2% und +64% können teilweise zu einer Überdimensionierung der Verbundmittel führen.

Werden bei den Verbundmittelnachweisen die Grenzbereich der Ausnutzung überschritten, sollte vor der Erhöhung der Verbundmittelanzahl auf eine genauere Berechnung nach der Stabwerkverfahren (Abschnitt 4.3) übergegangen werden.

4.4.3 Berechnung und Bemessung von Brettstapel-Beton-Verbunddecken mit dem Schubanalogieverfahren unter Berücksichtigung des Langzeitverhaltens

4.4.3.1 Allgemeines

Im Rahmen des Schubanalogieverfahrens werden die Einflüsse aus Kriechen zu den maßgebenden Zeitpunkten nach [Schänzlin 2003] wie bereits in Abschnitt 4.3.3 erläutert berücksichtigt. Das Kriechen der Einzelkomponenten wird durch die Reduzierung der E-Moduli mit den entsprechenden Verbundkriechzahlen nach [Schänzlin 2003] berücksichtigt, das Kriechen der Verbundmittel durch die Reduzierung der Verbundmittelsteifigkeit mit den in Abschnitt 2.3.4 ermittelten Verbundmittelkriechzahlen (vgl. Anhang A).

[Scholz 2004] zeigt, wie die Einflüsse aus Schwinden beim Schubanalogieverfahren durch eine Rückhaltekraft, die aus der Schwindverkürzung resultiert, berücksichtigt werden können. Die Rückhaltekraft F_0 greift in einem Abstand e_1 zum gewichteten Schwerpunkt des Verbundquerschnitts an (Bild 4.11).

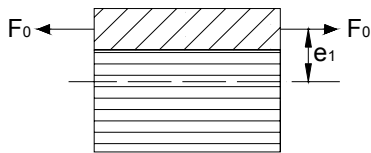


Bild 4.11: Rückhaltekraft aus Schwindverkürzung

$$F_0 = \Delta \varepsilon_{sD,t} \cdot EA_{\text{Beton}} \quad (4.22)$$

mit: $\Delta \varepsilon_{sD,t}$ nach Gl. (A.7)

$$e_1 = a \cdot \frac{EA_{\text{Brettstapel}}}{EA_{\text{Brettstapel}} + EA_{\text{Beton}}} \quad (4.23)$$

mit: a Schwerpunktabstand der Teilquerschnitte

Die Belastung erfolgt demnach aus einer Kombination von Normalkraft und Versatzmoment. Die Berücksichtigung am Trägermodell erfolgt über Randmomente $M_{B,S}$ und einer Normalkraft $N_{B,S}$ am Träger B (Bild 4.12).

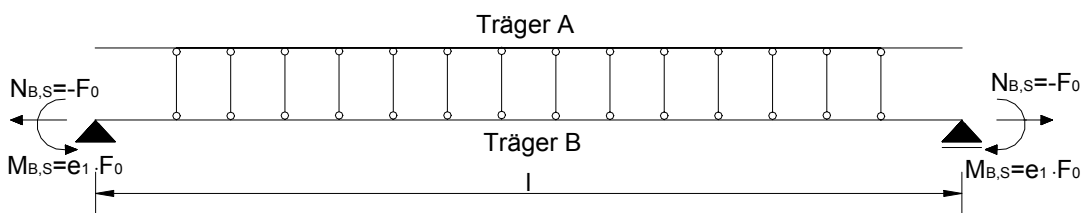


Bild 4.12: Berücksichtigung des Schwindens am Trägermodell

$$N_{B,s} = -F_0 \quad (4.24)$$

$$M_{B,s} = e_1 \cdot F_0 \quad (4.25)$$

Das Trägersystem aus Bild 4.12 wird nun mit der äußeren Last (Träger A) und mit den resultierenden Lasten aus Schwinden (Normalkraft und Randmomente) am Träger B belastet. Durch eine Stabwerksberechnung ergeben sich aus den Schnittgrößen der Teilträger A und B die Schnittgrößen der Einzelkomponenten. Diese können wie folgt ermittelt werden:

$$N_{Beton} = -F_0 \cdot \frac{EA_{Beton}}{EA_{Beton} + EA_{Brettstapel}} - \frac{M_B}{a} + F_0 \quad (4.26)$$

$$N_{Brettstapel} = -F_0 \cdot \frac{EA_{Beton}}{EA_{Beton} + EA_{Brettstapel}} + \frac{M_B}{a} \quad (4.27)$$

$$M_{Beton} = M_A \cdot \frac{EI_{Beton}}{EI_A} \quad (4.28)$$

$$M_{Brettstapel} = M_A \cdot \frac{EI_{Brettstapel}}{EI_A} \quad (4.29)$$

$$t = \frac{V_B}{a} \quad (4.30)$$

4.4.3.2 Verbundmittelsteifigkeit unter Berücksichtigung des Langzeitverhalten

Über die in Abschnitt 2.3.4 ermittelten Kriechfaktoren $\varphi_{VM,t}$ des Verbundmittels Kerve zu den maßgebenden Zeitpunkten t wird das Kriechen der Verbundmittel in der Berechnung der effektiven Biegesteifigkeit berücksichtigt. Dies erfolgt über die Reduzierung der in Abschnitt 2.3.3 ermittelten Verbundmittelsteifigkeit $K_{ser,0}$ zum Zeitpunkt $t=0$ für die maßgebenden Zeitpunkte (Gl. (4.10)). Beim Schubanalogieverfahren geht dies über einen für jeden Zeitpunkt unterschiedlichen Schubmodul GA_B des Trägers B (Gleichung (4.16)) in die Berechnung ein.

4.4.3.3 Verbundmitteltragfähigkeit unter Berücksichtigung des Langzeitverhalten

Der Nachweis des Verbundmittels für die verschiedenen Zeitpunkte erfolgt auch hier wie in den Abschnitten 4.2.3.3 und 4.3.3.3 beschrieben, die Berechnung der Verbundmitteltragfähigkeit folgt wiederum Abschnitt 2.3.2.

4.4.3.4 Beurteilung des Schubanalogieverfahrens unter Berücksichtigung des Langzeitverhaltens

Wie in Abschnitt 4.3.3.4 erläutert, wird das Schubanalogieverfahren über einen Durchbiegungsvergleich mit dem γ -Verfahren auf Grundlage von 30 Rechenträgern beurteilt. Das Ergebnis der Vergleichsberechnung ist in Bild 4.13 dargestellt.

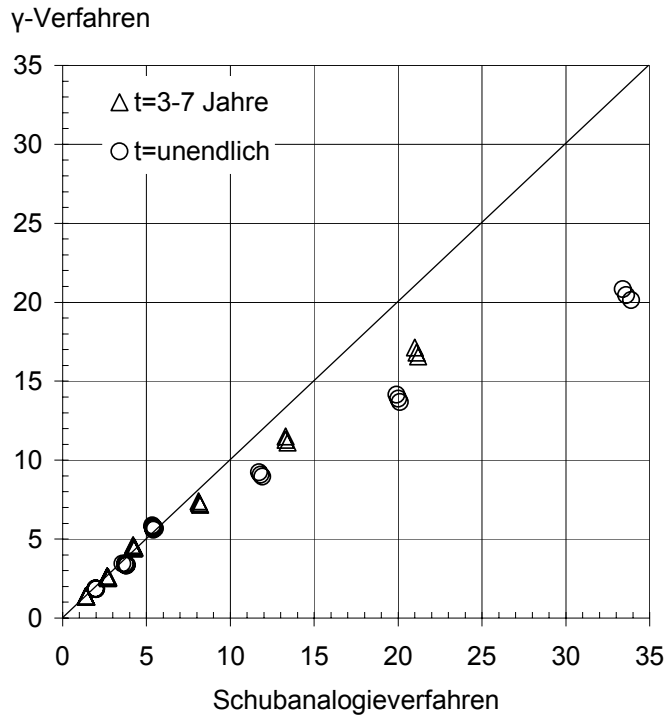


Bild 4.13: Vergleich der Mittendurchbiegung [cm] zwischen γ -Verfahren und Schubanalogieverfahren unter Langzeitbeanspruchung

Die Mittendurchbiegung der Rechenträger wird für den Zeitraum $t = 3-7$ Jahre mit dem Schubanalogieverfahren verglichen mit dem γ -Verfahren im Mittel um 5% überschätzt. Die maximale Unterschätzung liegt bei -9%, die maximale Überschätzung bei +28%. Für den Zeitpunkt $t = \infty$ ergibt sich im Mittel eine Überschätzung von +17%, mit den Abweichungsgrenzen von -9% und +68%. Die Durchbiegungen sollten deshalb bei einer Berechnung nach dem Schubanalogieverfahren im Rahmen der Nachweisführung nicht voll ausgenutzt werden.

4.5 Zusammenfassung

Im Rahmen von Kapitel 4 wurde aufgezeigt, wie die Ergebnisse der experimentellen und numerischen Untersuchung auf lokaler und globaler Ebene bei der Berechnung von Brettstapel-Beton-Verbunddecken mit Kerven als Verbundmittel angewendet werden können.

Da bei der Verwendung von Kerven als Verbundmittel i.d.R. eine abgestufte Verbundmittelanordnung in den Trägerrandbereichen vorliegt, wurden verschiedene Berechnungsverfahren auf ihre Eignung hin untersucht. Die Beurteilung erfolgte dabei durch Gegenüberstellung von Berechnungsergebnissen und numerischer Lösung im Anfangszustand ($t=0$, ohne Schwinden und Kriechen). Wie das Langzeitverhalten der Verbundpartner bei den jeweiligen Verfahren berücksichtigt werden kann, wurde dabei ebenfalls erläutert. Die Beurteilung der Berechnungsverfahren bei Langzeitbeanspruchung erfolgte vereinfacht über die Durchbiegung. Um zuverlässige Aussagen treffen zu können, werden hierzu genauere Untersuchungen auf numerischer Basis mit diskreter Modellierung des Verbundmittels Kerne unter Berücksichtigung des Langzeitverhaltens empfohlen.

Bei der Berechnung als nachgiebig zusammengesetzter Biegeträger mit dem γ -Verfahren nach [DIN 1052 2004] kann die Abstufung der Verbundmittel über einen effektiven Verbundmittelabstand berücksichtigt werden. Dabei darf der maximale Verbundmittelabstand nicht größer als der 4-fache Minimalabstand sein. Kerven werden i.d.R. an den Verlauf der Schubkraft angepasst und somit nur in den äußeren Vierteln des Trägers angeordnet. Damit kann die nach [DIN 1052 2004] festgelegte Konvention zur Ermittlung des effektiven Verbundmittelabstandes nicht eingehalten werden. Die Untersuchungen in Abschnitt 4.2.2.2 ergaben, dass die effektiven Biegesteifigkeiten überschätzt wird, setzt man sich über diese Grenzbedingung hinweg. Die Untersuchung verschiedener Ansätze zur Ermittlung des effektiv ansetzbaren Verbundmittelabstandes ergaben einen Regressionsansatz, mit dem die effektive Biegesteifigkeit auf der sicheren Seite liegend ermittelt werden kann. Für die Berechnung von Holz-Beton-Verbunddecken mit stark abgestuften Verbundmitteln wird deshalb Gl.(4.8) zur Ermittlung des effektiven Verbundmittelabstandes empfohlen. Infolge des „Verschmierens“ der Verbundmittel im Rahmen des γ -Verfahrens, kann deren tatsächliche Beanspruchung generell nur ungenau, allerdings auf der sicheren Seite liegend, ermittelt werden. Ist aus Gründen einer wirtschaftlichen Dimensionierung die genaue Ermittlung der Verbundmittelkraft erforderlich, so ist auf andere Verfahren auszuweichen.

Das Langzeitverhalten kann durch die Erweiterungen von [Schänzlin 2003] innerhalb des γ -Verfahrens zur Ermittlung der Schnittgrößen und Verformungen in maßgebenden Zeitpunkten berücksichtigt werden. Um Aussagen über die zuverlässige Abschätzung der auftretenden Verbundmittelbeanspruchungen bei stark abgestufter Verbundmittelbeanspruchung in den maßgebenden Zeitpunkten treffen zu können, sollten jedoch ergänzende Untersuchungen durchgeführt werden (Kapitel 5).

Bei der Berechnung von Verbunddecken als Stabwerk werden die Verbundmittel an ihrer diskreten Stelle modelliert. Es können damit effektive Biegesteifigkeiten ermittelt werden, die im Mittel sehr genau sind und nur in Einzelfällen zu einer vernachlässigbaren Überschätzung führen. Unter Langzeitbeanspruchung können die Verformungen für die maßgebenden Zeitpunkte konservativ ermittelt werden. Hinsichtlich der Verbundmittelbeanspruchung sollten die ermittelten Werte beim Nachweis im Zustand $t = 0$ nur zu 90% ausgenutzt werden, um eine Unterschätzung der Beanspruchung zuverlässig zu verhindern. Zur Beurteilung der Genauigkeit der ermittelten Verbundmittelbeanspruchung bei stark abgestufter Anordnung unter Langzeitbeanspruchung, werden auch hier ergänzende Untersuchungen als notwendig erachtet (Kapitel 5).

Das in [DIN 1052 2004] verankerte Schubanalogieverfahren ermöglicht eine Ermittlung der effektiven Biegesteifigkeit für den Anfangszustand mit großer Genauigkeit. Unter Langzeitbeanspruchung ergeben sich jedoch teilweise geringere Durchbiegungen als die gemäß [DIN 1052 2004] und [Schänzlin 2003] ermittelten. Die auftretenden Verbundmittelbeanspruchungen werden für $t=0$ auf der sicheren Seite liegend ermittelt. Ergänzende Untersuchungen müssen zeigen, ob dies auch für die maßgebenden Zeitpunkte unter Langzeitbeanspruchung zutrifft.

Insgesamt zeigt sich, dass alle Berechnungsverfahren die für die Bemessung notwendigen Größen im Anfangszustand sicher abbilden. Während bei der Stabwerksberechnung alle Bemessungsgrößen am Stabwerk abgelesen werden können, sind beim Schubanalogiever-

fahren einige Umrechnungen unumgänglich. Die Berechnung nach dem γ -Verfahren wird nur nach vorheriger Programmierung in einem Tabellenkalkulationsprogramm angeraten, da es durch die Vielzahl einzelner Faktoren leicht zu Rechenfehlern kommen kann. Werden als Verbundsicherung relativ starre Verbundmittel, wie beispielsweise Kerfen verwendet, die nur in geringer Anzahl und mit starker Abstufung eingebaut werden, so kann die genaueste Berechnung für den Anfangszustand mit einer Stabwerksberechnung erreicht werden.

Bei allen Verfahren wurde das Langzeitverhalten durch die Reduzierung der E-Moduli mit Verbundkriechzahlen (Kriechen) und durch effektive Schwinddehnungen nach [Schänzlin 2003] (Schwinden) berücksichtigt. Aufgrund der hohen Komplexität war die genaue Berücksichtigung des Langzeitverhaltens auf numerischer Basis im Rahmen der vorliegenden Arbeit nicht möglich. Somit konnten nur erste Aussagen getroffen werden. Die diesbezügliche Erweiterung der numerischen Modelle (vgl. Abschnitt 3.2) sollte ein Ansatzpunkt für aufbauende Untersuchungen sein. Nach Verifikation durch experimentelle Langzeituntersuchungen wird es damit möglich, die verschiedenen Berechnungsverfahren vor allem hinsichtlich ihrer Genauigkeit in der Ermittlung der Verbundmittelbeanspruchung zu beurteilen und gegebenenfalls zu verbessern.

5 Zusammenfassung und Ausblick

5.1 Zusammenfassung

5.1.1 Allgemeines

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird das *Trag- und Verformungsverhalten von Kerven bei Brettstapel-Beton-Verbunddecken* behandelt. Infolge fehlender Ausführungsregeln und Verbundmittelkennwerte wurden die in diesem Zusammenhang durchgeführten Untersuchungen motiviert von der Notwendigkeit, genauere Kenntnisse über das wirkliche Verhalten dieser Verbundmittel zu erlangen. Die bisherige Ausführung des Verbundmittels basiert im Wesentlichen auf einigen wenigen experimentellen Untersuchungen, die eine Verbundmitteloptimierung durch detaillierte Analyse vernachlässigt. Die vorliegende Arbeit soll einen Beitrag leisten, das Verbundmittel Kerve effizienter einzusetzen und das Tragverhalten durch eine entsprechende Ausführung zu optimieren und rechnerisch genauer zu erfassen.

5.1.2 Lokale Untersuchung am Verbundmittel

Durch die lokale Analyse auf experimenteller, numerischer und rechnerischer Basis wurde das Trag- und Verformungsverhalten von Kerven genauer erforscht. Es wurden Kennwerte zur rechnerischen Erfassung von Kerven bei der Berechnung und Bemessung von Brettstapel-Beton-Verbunddecken ermittelt. Experimentelle Untersuchungen an Scherkörpern zeigten infolge einer Vielzahl variiertes Parameter deutliche Tendenzen bezüglich des Einflusses von Kervenausbildung und Materialeigenschaften. Auch zeigte sich deutlich, dass auch ohne zusätzlich eingebaute Schrauben keine Schädigung des Betons infolge exzentrischer Lasteinleitung auftritt. Dies konnte sowohl auf Bruchlastniveau im Rahmen von Kurzzeitscherversuchen, als auch auf Gebrauchstauglichkeitsniveau im Rahmen der Langzeitscherversuche bestätigt werden.

In Erweiterung dazu wurden numerische Untersuchungen angestellt, die eine genauere Analyse der Lastabtragung ermöglichen und nach Verifikation durch die experimentellen Untersuchungen die Basis einer erweiterten Parameterstudie bilden. Auch wurde damit die experimentell gewonnene Erkenntnis bei der Anwendung von Kerven unter vorwiegend ruhenden Lasten auf zusätzliche stiftförmige Verbindungsmittel zu verzichten, durch Vergleichsberechnungen mit und ohne Schrauben untermauert. Es zeigte sich, dass die Schrauben lediglich einen Teil der Längsschubkraft über Biegung abtragen, was ist jedoch in gleichem Maße auch über die reine Kerve realisierbar ist.

Die Abtragung des Exzentrizitätsmoments wird rein durch den Beton vollzogen. Die Veranschaulichung dieser Momentenabtragung erfolgte mit Hilfe eines Stabwerkmodells. Dieses veranschaulicht zudem die Wirkungsweise der Schrauben und dient als Grundlage für die rechnerische Ermittlung der Kerventragfähigkeit.

Durch umfangreiche Parameterstudien wurden Empfehlungen für die geometrische Gestaltung von Kerven ausgearbeitet. Diese wurden ergänzt durch gesicherte Verbundmittelkennwerte wie Tragfähigkeit, Verbundmittelsteifigkeit und Kriechfaktor des Verbundmittels, die aus der übergeordneten Betrachtung von experimentellen, numerischen und mechanischen Ergebnissen erarbeitet wurden.

5.1.3 Globale Untersuchung am Biegeträger

Im Rahmen der globalen Analyse wurde das Trag- und Verformungsverhalten von Brettstapel-Beton-Verbunddecken mit Kerven unter realer Einbausituation untersucht. In Anlehnung an die Ergebnisse der lokalen Untersuchung wurde hierbei besonderes Augenmerk auf die zusätzlichen stiftförmigen Verbindungsmittel gelegt.

Experimentelle Untersuchungen zeigten, dass durch den Einsatz von Kerven ein sehr steifes Verbundverhalten erreicht werden kann. Auch konnten kritische Betonzugspannungen im Kervenbereich nachgewiesen werden, die in der bisherigen Bemessungspraxis gänzlich außer Acht gelassen wurden.

Durch Verifikation mit Hilfe eigener und fremder experimenteller Untersuchungen wurden numerische Modelle von Brettstapel-Beton-Verbunddecken erstellt. Diese dienen zum einen der genauen Analyse des globalen Trag- und Verformungsverhaltens, zum anderen bildeten sie die Grundlage für weitere Parameteruntersuchungen. In diesem Zusammenhang konnte das Auftreten kritischer Betonzugspannungen im Kervenbereich bestätigt werden. Vergleichsberechnungen bekräftigten die im Rahmen der lokalen Untersuchung gewonnene Erkenntnis, dass auf zusätzlich zur Kerne eingebaute Verbindungsmittel verzichtet werden kann, da der Beton die Funktion der Momentenabtragung übernimmt.

Die mechanische Modellierung visualisiert die Abtragung von Längsschubkraft, Biegung und Exzentrizitätsmoment durch den Beton im Kervenbereich. Dies veranschaulicht zum einen das Auftreten kritischer Betonzugspannungen im Kervenbereich, zum anderen klärt dies, warum die Ausführungsart mit und ohne Schrauben keine unterschiedlichen Ergebnisse liefert.

Eine abschließende Parameterstudie auf numerischer Basis bekräftigt die Aussage, dass auf zusätzliche Verbindungsmittel verzichtet werden kann, indem verschiedene Last- und Ausführungssituationen untersucht wurden. Auch wurden durch diese Untersuchung konkrete Ausführungsempfehlungen ausgearbeitet, mit deren Einhaltung ein Auftreten kritischer Spannungen im Kervenbereich ausgeschlossen werden kann.

5.1.4 Anwendung der Ergebnisse in der Berechnung

Ein ganz wesentlicher Punkt in der Verwendung bestehender Berechnungsverfahren ist die Möglichkeit eine stark abgestufte Verbundmittelanordnung, wie sie in der Regel bei Konstruktionen mit Kerven vorliegen, zu erfassen. Dazu wurden die Ergebnisse verschiedener bestehender Berechnungsverfahren unter Berücksichtigung der im Rahmen dieser Arbeit ermittelten Kennwerte mit den Ergebnissen numerischer Berechnungen ohne Berücksichtigung des Langzeitverhaltens verglichen.

Nach Ausarbeitung unterschiedlicher Ansätze zur Ermittlung eines effektiven Verbundmittelabstandes, zeigten alle der bestehenden Verfahren eine gute Übereinstimmung mit der numerischen Lösung. Lediglich die tatsächlich auftretende Verbundmittelbeanspruchung wird mit dem γ -Verfahren infolge der Annahme einer verschmierten Verbundsteifigkeit überschätzt. Ist eine wirtschaftliche Dimensionierung der Verbundmittel erforderlich, erweist sich die Berechnung durch ein Stabwerkmodell oder mittels Schubanalogieverfahren als vorteilhafter.

Durch Vergleichsberechnung unter Berücksichtigung des Langzeitverhaltens wurden die Berechnungsverfahren schließlich untereinander zu verschiedenen Zeitpunkten verglichen. Dabei zeigten sich gute Übereinstimmungen zwischen den einzelnen Verfahren. Da eine genaue Untersuchung des Langzeitverhaltens auf Basis einer FE-Simulation im Rahmen dieser Arbeit nicht möglich war, sind weiterführende Analysen hinsichtlich der auftretenden Verbundmittelbeanspruchung unter Langzeitbeanspruchung erforderlich.

5.1.5 Schlussbetrachtung

Durch die im Rahmen der vorliegenden Arbeit gewonnenen Erkenntnisse konnte der Einsatz von Kerven als Verbundmittel bei Brettstapel-Beton-Verbunddecken optimiert werden. Es wurde nachgewiesen, dass keine zusätzlichen Verbindungsmittel zur Aufnahme abhebender Kräfte benötigt werden. Durch das Aufdecken kritischer Bereiche und die daraus abgeleiteten Ausführungsempfehlungen wird verhindert, dass unerwartete Schädigungen auftreten.

Für eine genaue Berechnung werden der Ingenieurpraxis Kennwerte des Verbundmittels Kerne zur Verfügung gestellt und die bestehenden Berechnungsverfahren auf ihre Anwendbarkeit hin überprüft und beurteilt.

Die Verfasserin hofft, mit den Ergebnissen dieser Arbeit einen Beitrag zum wirtschaftlichen Einsatz von Brettstapel-Beton-Verbunddecken im Wohnungsbau geleistet zu haben.

5.2 Ausblick

Die Analyse des Trag- und Verformungsverhaltens von Kerven als Verbundmittel bei Brettstapel-Beton-Verbunddecken sind im Wesentlichen abgeschlossen. Kennwerte für die Bemessung im Ausgangszustand und Konstruktionsregeln für eine optimierte Gestaltung liegen vor.

Der Bedarf an ergänzende Untersuchungen liegt bei der Ermittlung der Kerventragfähigkeit im Bereich der Betonkomponente. Die in diesem Zusammenhang entwickelte Gleichung zum Nachweis der Betonzugstrebe (Abschnitt 2.3.2.4, Gleichung (2.6)) beinhaltet eine wirksame Breite der Zugstrebe die vereinfacht über numerische Untersuchungen mit linear-elastischem Materialverhalten des Betons ermittelt wurde. Da hier jedoch auch ein Einfluss aus der Rissbildung des Betons zu erwarten ist, sollten darauf aufbauende numerische Berechnungen unter Berücksichtigung der Rissbildung des Betons durchgeführt werden. Ebenfalls wird empfohlen, vor einer bewehrten Ausführung der Betonnocke entsprechende experimentelle Untersuchungen zur Verankerung der Nockenbewehrung durchzuführen.

Weiterer Forschungsbedarf liegt auch in der numerischen Untersuchung des Langzeitverhaltens vor allem hinsichtlich Verbundmittelbeanspruchung. Dabei sollten die Kerven diskret modelliert werden, um möglichst genaue Werte zu erreichen. Auf dieser Grundlage wird die Beurteilung bestehender Berechnungsverfahren unter Langzeitbeanspruchung für notwendig erachtet. Damit sollte sichergestellt werden, dass diese die unter Langzeitbeanspruchung zunehmende Verbundmittelbeanspruchung richtig abschätzen. In diesem Zusammenhang sollten auch die in Abschnitt 2.3.4 ermittelten Kriechfaktoren des Verbundmittels Kerve über eine größere Anzahl von Versuchskörpern überprüft werden.

Als Ergänzung zur Anwendung im Wohnungsbau sind nach Auffassung der Autorin Untersuchungen unter nicht ruhender Belastung erforderlich, um den Einsatz von Kerven im Brückenbau zu optimieren. Dazu sollten experimentelle und numerische Untersuchungen an Biegeträgern unter wechselnder Belastung durchgeführt werden.

6 Bezeichnungen

6.1 Lateinische Bezeichnungen

\bar{x}	Mittelwert
a	Abstand zwischen Auflager und Einzellast
A	Ausnutzung, Auflagerkraft, Querschnittsfläche
a_i	Entfernung des Schwerpunkts des Teilquerschnitts i zum effektiven Schwerpunkt des Verbundquerschnitts
a_s	Querschnitt der Flächenbewehrung
B	Betonversagen, Bernoullihypothese erfüllt
b	Querschnittsbreite, Abstand zwischen zwei Einzellasten
B_i	Numerisches Biegeträgermodell i
$C_{J,slD,t}$	Faktor zur Berücksichtigung der Auswirkungen des Schwindens auf die effektive Verbundträgersteifigkeit
$C_{p,slD,t}$	Faktor zur Berücksichtigung des Schwindens als externe Belastung
D	Druckkraft, Diskontinuität
d	Statische Höhe
d_1	Abstand UK Beton zu Schwerpunkt Biegezugbewehrung
d_2	Abstand OK Beton zu Schwerpunkt Druckbewehrung
d_s	Durchmesser Bewehrungsstahl
E	E-Modul
e_1	Abstand der Rückhaltekraft zum gewichteten Schwerpunkt
EI_{eff}	Effektive Biegesteifigkeit
F	Fugenversagen durch Abrutschen
f	Festigkeit
F_0	Rückhaltekraft
f_{cd}	Bemessungswert der Betondruckfestigkeit
f_{ck}	Charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit
f_{cm}	Mittlere Druckfestigkeit des Betons
f_{ctd}	Zugfestigkeit des unbewehrten Betons
f_{ctm}	Mittlere Zugfestigkeit des Betons
FE	Finite Element Methode / Berechnung

f_m	Durchbiegung in Feldmitte
$f_{m,k}$	Charakteristische Biegefestigkeit des Holzes
F_{max}	Traglast
$f_{v,k}$	Charakteristische Schubfestigkeit des Holzes
f_{yd}	Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls
g	Eigengewicht
G	Schubmodul
GZG / GZT	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit / Tragfähigkeit
H	Holzversagen durch Abscheren
h	Querschnittshöhe
H_i	Selbstbohrende Holzbauschraube nach [Z-9.1-435 2002] mit Durchmesser i
I	Flächenträgheitsmoment
K	Kervenkraft
k	Verbundsteifigkeit
K_i	Kerve i
KLED	Klasse der Lasteinwirkungsdauer
k_{mod}	Modifikationsbeiwert
k_{red}	Reduktionsfaktor der Schubspannung
$k_{s,res,t}$	Resultierender Schwindbeiwert zum Zeitpunkt t
K_{ser}	Verbundmittelsteifigkeit / Verschiebungsmodul im GZG
KSV i - j	Kurzzeitscherversuch Versuchsreihe i Versuchskörper j
K_u	Verbundmittelsteifigkeit / Verschiebungsmodul im GZT
l	Trägerlänge
l_{eff}	Wirksame Einflusslänge der Betonzugstrebe
$l_{b,o}$	Obere Länge der Betonplatte (Scherkörper)
$l_{b,u}$	Untere Länge der Betonplatte (Scherkörper)
LHS	Latin Hypercube Sampling
l_k	Kervlänge
LS	Laststellung
l_s	Länge des Schraubenschaftes
LSV i	Langzeitscherversuch Versuchskörper i
l_v	Vorholzlänge des Versatzes
l_{vh}	Vorholzlänge vor druckbeanspruchter Kervenflanke
M	Moment
n	Anzahl der Versuchskörper, Anzahl der Simulationsschleifen

N	Normalkraft
n_i	Verhältnis der E-Moduln
nom c	Betondeckung
\emptyset	(Schrauben-) Durchmesser
P	Last, Kraft
p	Verkehrslast
$p_{sID,t}$	Ersatzlast zur Berücksichtigung des Schwindens
q	Gesamtlast
R^2	Bestimmtheitsmaß
RV	Random Input Variable
S	Schraubenkraft
s	Verbundmittelabstand, Standardabweichung
S i	Numerisches Scherkörpermodell i
SA	Symmetrieachse
s_{ao}	Abstand Schraubenachse zur OK Kerbe im Scherkörper
s_{au}	Abstand Schraubenachse zur UK Kerbe im Scherkörper
S_i	Statisches Moment des Querschnitts i
SS i	Schlüsselschraube nach [DIN 571 1986] mit Durchmesser i
SS-v i	Schlüsselschraube nach [DIN 571 1986] mit Durchmesser i nach dem Erhärten des Beton vorgespannt
T	Äquivalente Temperatur
t	Schubfluss
t_k	Kerventiefe
tv	Versatztiefe
t_v	Alter des Betons zum Versuchszeitpunkt
U	Querschnittsumfang
$u_{elastisch}$	Elastische Verschiebung / Anfangsverschiebung
u_{ges}	Gesamtverschiebung
v	Vertikalverschiebung
V	Querkraft
vh i	Vorholzlänge i
w	Zulässige Durchbiegung
W	Widerstandsmoment
y	Schraubenlage
z	Innerer Hebelarm

6.2 Griechische Bezeichnungen

α, α_k	Kervwinkel; Faktor der Verbundsteifigkeitsabstufung
α_L	Faktor der Abstufungslänge
α_T	Wärmedehnzahl
Δu_z	Differenz der Horizontalverschiebung der Komponenten Holz und Beton im Scherversuch
$\Delta \epsilon_{sl,d,t}$	Effektive Schwinddehnung zum Zeitpunkt t
$\epsilon_{B,slD,\infty}$	Endschwindmaß des Betons
$\epsilon_{cas,\infty}$	Schrumpfdehnung des Betons
$\epsilon_{cds,\infty}$	Trocknungsschwinddehnung
$\epsilon_{CS,\infty}$	Endschwinddehnung des Betons
$\epsilon_{H,slD,\infty}$	Endschwindmaß des Holzes
$\varphi_{VM}(t)$	Kriechfaktor des Verbindungsmittels zum Zeitpunkt t
$\varphi_{B,M,\infty}$	Endkriechzahl des Betons
$\varphi_{B,V,t}$	Verbundkriechzahl des Betons zum Zeitpunkt t
$\varphi_{H,M,\infty}$	Endkriechzahl des Holzes
$\varphi_{H,V,t}$	Verbundkriechzahl des Holzes zum Zeitpunkt t
γ	Verbundfaktor
γ_G	Teilsicherheitsbeiwert auf der Lastseite für ständige Last
γ_M	Teilsicherheitsbeiwert
γ_Q	Teilsicherheitsbeiwert auf der Lastseite für Verkehrslast
κ_M	Modellfaktor
μ	Bezogenes Moment
ν	Reibungsbeiwert
Θ	Druckstrebenwinkel
σ	Spannung
τ	Schubspannung
$\Psi_{B,V,t}$	Vergrößerungsfaktor der Endkriechzahl des Betons
$\Psi_{H,V,t}$	Vergrößerungsfaktor der Endkriechzahl des Holzes

6.3 Indizes

	parallel zur Faser
0	parallel zur Faser
0,05	5%-Fraktilwert
ao	Abstand zur Oberkante
au	Abstand zur Unterkante
b, B	Beton
Brett	auf einen Brettsabschnitt bezogen
c	compression = Druck / concrete = Beton
d	design = Bemessungswert, Druck
eff	effektiv
el	elastisch
ges	gesamt
H	Holz
k	charakteristisch, auf die Kerbe bezogen
Lam	auf eine Brettlamelle bezogen
lim	Grenzwert
m	mean = Mittelwert, moment= Biegung
M	Material
max	maximal
mean	Mittelwert
min	minimal
mod	modifiziert
Modell S i	Numerisches Scherkörpermodell i
o	oben
R	resistance = Widerstand
s	Schraube
starr	auf den starren Verbund bezogen
t	Tension = Zug, time = Zeitpunkt
u	unten
v	Versatz, Schub, Abscheren
vh	Vorholz
VM	Verbund- / Verbindungsmittel
y	In y-Richtung
z	Zug

7 Literatur

- [Aicher u.a. 2003] AICHER, S.; KLÖCK, W.; DILL-LANGER, G.; RADOVIC, B.: Nägel und Nagelplatten als Schubverbinder für Holz-Beton-Verbundkonstruktionen. Otto Graf Journal, Vol. 14, S.189 – 209, 2003.
- [ANSYS 2003] ANSYS: FEM-Software, Version 7.1, Swanson Analysis Systems. Inc., Houston USA, 2003.
- [Bärtschi und Fontana 2004] BÄRTSCHI, R.; FONTANA, M.: A nonlinear numerical analysis model for composite beams; 5th International PhD Symposium in Civil Engineering- Walraven, Blaauwendraad, Scarpas & Snijder; 2004.
- [Bertsche 2000] BERTSCHE SYSTEM: Die Holz-Beton-Verbunddecke mit dem BVD-Verbundanker Typ VA1; Bemessungstabelle und Erläuterung; September 2000.
- [Blaß u.a. 1995] BLAß, H.J.; EHLBECK, J.; VAN DER LINDEN, M.L.R.; SCHLAGER, M.: Trag- und Verformungsverhalten von Holz- Beton- Verbundkonstruktionen; Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Universität Karlsruhe; Forschungsbericht; 1995.
- [Blaß und Romani 2002] BLAß, H.J.; ROMANI, M.: Langzeitverhalten von Holz-Beton- Verbundkonstruktionen; Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Universität Karlsruhe; Forschungsbericht; 2002.
- [Bode und Schanzenbach 1989] BODE, H.; SCHANZENBACH, J.: Das Tragverhalten von Verbundträgern bei Berücksichtigung der Dübelnachgiebigkeit; Stahlbau 58 Heft 3; S.65-74; 1989.
- [Braun u.a. 1998] BRAUN, H.-J.; SCHAAL, W.; SCHNECK, F.: Der Brettstapel als Verbundelement – Vorschlag für einen Berechnungsansatz; Bautechnik; Ernst und Sohn; S. 539- 547; August 1998.
- [CEB 1993] CEB Comité Euro-International du Béton: CEB-FIP Model Code 1990; Lausanne; 1993.
- [DAfStb 1987] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Bemessen und Konstruieren mit Stabwerkmodellen; DAfStb-Kolloquium; 23. und 24. Februar 1987 in Stuttgart, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 2. Auflage, Stuttgart, 1987
- [DAfStb Heft 525] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 525: Erläuterungen zur DIN1045-1; 2003.

- [De Saint Venant 1855] DE SAINT VENANT, A.-J.-C. B.: De la torsion des prismes, Mémoires des Savants étrangers, Acad. Sci. Paris 14, 1855
- [DIN 1045-1 2001] DIN Deutsches Institut für Normung: DIN 1045-1; Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion; Juli 2001.
- [DIN 1048-5 1991] DIN Deutsches Institut für Normung: DIN 1048-5; Prüfverfahren für Beton; Festbeton, gesondert hergestellte Prüfkörper; Juni 1991.
- [DIN 1052 2004] DIN Deutsches Institut für Normung: DIN 1052; Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken- Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau; August 2004.
- [DIN 2092 1990] DIN Deutsches Institut für Normung: DIN 2092, Tellerfedern, Berechnung; September 1990.
- [DIN 488 1984] DIN Deutsches Institut für Normung: DIN 488, Teil 1; Betonstahl, Sorten, Eigenschaften, Kennzeichen; September 1984.
- [DIN 50014 1985] DIN Deutsches Institut für Normung: DIN 50014; Klimata und ihre technische Anwendung, Normalklimate; Juli 1985.
- [DIN 52186 1978] DIN Deutsches Institut für Normung: DIN 52186; Prüfung von Holz, Biegeversuch; Juni 1978.
- [DIN 571 1986] DIN Deutsches Institut für Normung: DIN 571; Sechskant- Holzschrauben; Dezember 1986.
- [DIN EN 26891 1991] DIN Deutsches Institut für Normung: DIN EN 26891; Holzbauwerke; Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln; Allgemeine Grundsätze für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens; Juli 1991.
- [DIN EN 338 2003] CEN Comité Européen de Normalisation: DIN EN 338, Bauholz für tragende Zwecke, Festigkeitsklassen; September 2003.
- [DIN EN 408 2000] CEN Comité Européen de Normalisation: DIN EN 408, Holzbauwerke, Bauholz für tragende Zwecke und Brettschichtholz, Bestimmung einiger physikalischer und mechanischer Eigenschaften; November 2000.
- [Eibl und Ivanyi 1976] EIBL, J.; IVANYI, G.: Studie zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton, Heft 260, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1976.

- [Eurocode 2 1992] CEN Comité Européen de Normalisation: Eurocode 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken; Teil 1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau; Juni 1992.
- [Eurocode 5 Teil 2 1997] CEN Comité Européen de Normalisation: DIN EN 1995-2, Bemessung und Konstruktion von Holzbauten; Teil 2: Bücken; Juli 1997
- [Fontana u.a. 1998] FONTANA, M.; FRANGI, A.; BERSET, T.: Tragverhalten von Holz- Beton- Verbunddecken; Diplomarbeit; Institut für Baustatik und Konstruktionen; ETH Zürich; Januar 1998.
- [Fontana und Frangi 2000] FONTANA, M.; FRANGI, A.: Versuche zu Tragverhalten von Holz- Beton- Verbunddecken bei Raumtemperatur und Normbrandbedingungen; IBK Bericht Nr. 249; Juli 2000.
- [Frangi 2001] FRANGI, M.: Brandverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken; Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Dissertation, September 2001.
- [Friction Center 2003] FRICTION CENTER: The Center of Advanced Friction Studies: www.frictioncenter.com, Stand 2003.
- [Glaser 2005] GLASER, R.: Zum Kurz- und Langzeitverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen; Brandenburgische Technische Universität Cottbus Schriftenreihe Massivbau; Dissertation; Februar 2005.
- [Godycki u.a. 1984] GODYCKI, T.; PAWLICA, J.; KLESZCZEWSKI, J.: Verbunddecke aus Holzrippen und Betonplatte; Bauingenieur; S. 477- 483; 1984.
- [Graf u.a. 1987] GRAF, U.; HENNING, H.-J.; STANGE, K.; WILRICH, P.-TH.: Formeln und Tabellen der angewandten mathematischen Statistik, Springer-Verlag Berlin, 3. Auflage, 1987.
- [Gutkowski 2001] GUTKOWSKI, R.M.: Shear key for strengthening bridges; Colorado State University; August 2001.
- [Gutkowski u.a. 2004] GUTKOWSKI, R. M.; BROWN, K.; SHIGIGI, A.; NATTERER, J.: Investigation of Notched Composite Wood-Concrete-Connections; Journal of Structural Engineering, S. 1553-1561; Oktober 2004.
- [HBV Systeme 2003] ZANG + BAHMER GMBH: HBV-Deckensysteme, Holz-Beton-Verbunddecken mit eingeklebten HBV-Schubverbindern.
- [Hilsdorf 1995] HILSDORF, H.K.: Beton; Betonkalender 1995 (Teil I); S. 1-142.

- [Hilsdorf und Reinhardt 2000] HILSDORF, H.K.; REINHARDT, H.-W.: Beton; Betonkalender Teil I; S. 1; Ernst & Sohn; Berlin; 2000.
- [Hollenbach 2000] HOLLENBACH, J.: Vergleichende Untersuchung von Holz-Beton-Verbunddecken hinsichtlich Funktionalität und Wirtschaftlichkeit; Diplomarbeit; Institut für Konstruktion und Entwurf; Universität Stuttgart; Juni 2000.
- [Informationsdienst Holz 1990] INFORMATIONSDIENST HOLZ: Verbindungsmittel – Verbindungen nach DIN 1052 und 18800, Holzbau Handbuch Reihe 2, Teil 2, Folge1; Oktober 1990.
- [Informationsdienst Holz 1998] INFORMATIONSDIENST HOLZ: Brettstapelbauweise, Holzbau Handbuch Reihe 2, Teil 17, Folge1; 1998.
- [Kachlakev und Miller 2001] KACHALEV, D.; MILLER, T.: Finite Element Modelling of reinforced concrete structures strengthened with FRP Laminates; Final Report SPR 316, Oregon Department of Transportation; Mai 2001
- [Kenel 2000] KENEL, A.: Zur Berechnung von Holz/Beton-Verbundkonstruktionen; Forschungs- und Arbeitsbericht 115/42; EMPA Abteilung Holz, März 2000.
- [Kenel u.a. 1998] KENEL, A.; MEIERHOFER, U.A.: Holz- Beton- Verbund unter langfristiger Beanspruchung, Forschungs- und Arbeitsbericht 115/39, EMPA Abteilung Holz; März 1998.
- [Kreuzinger 1999] KREUZINGER, H.: Holz-Beton-Verbundbauweise; Fachtagung Holzbau 1999-2000: Holzbau für das neue Jahrhundert; Informationsdienst Holz; 1999
- [Kuhlmann u.a. 2000] KUHLMANN, U.; GEROLD, M.; SCHÄNZLIN, J.: Brettstapel-Beton-Verbund- Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden. In: Bauingenieur 75 (2000), Juni, Nr.6, S. 281-288.
- [Kuhlmann u.a. 2002] KUHLMANN, U.; GEROLD, M.; SCHÄNZLIN, J.: Trag- und Verformungsverhalten von Brettstapel-Beton-Verbunddecken. In: Bauingenieur 77 (2002), 1, Nr.1, S. 22-34.
- [Kuhlmann u.a. 2004] KUHLMANN, U.; AICHER, S.; MICHELFELDER, B.: Trag- und Verformungsverhalten von Kernen mit Schlüsselschrauben als Schubverbindung bei Holz-Beton-Verbunddecken / Deutsche Gesellschaft für Holzforschung e.V., München; vgl. auch Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart. Forschungsbericht AiF 13204 N/1; 2004.

- [Kuhlmann u.a. 2004a] KUHLMANN, U.; MICHELFELDER, B.: Grooves as shear-connetors in timber-concrete composite structures; Proceedings of the 8th World Conference on Timber Engineering WTCE 2004; Lahti/ Finnland.
- [Kuhlmann u.a. 2004b] KUHLMANN, U.; MICHELFELDER, B.: Connecting concrete and timber- Grooves as shear-connectors to perform composite slabs; COST Action E29; Proceedings of the International Symposium an Advanced Timber and Timber Composite Elements for Buildings 2004; Florenz/ Italien.
- [Kuhlmann u.a. 2004c] KUHLMANN, U.; SCHÄNZLIN, J.; MICHELFELDER, B.: Berechnung von Holz-Beton-Verbunddecken; Beton und Stahlbetonbau 99; 2004 Heft 4, S.262-271.
- [Kuhlmann und Gerold 2001] KUHLMANN, U.; GEROLD, M.: Langbericht – Verformungs- und Dehnungsmessungen von Brettstapel-Beton-Verbunddecken; Versuchsbericht, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Januar 2001 (Mitteilung 2001-5X).
- [Kuhlmann und Michelfelder 2003] KUHLMANN, U.; MICHELFELDER, B.: Bemessungsbeispiel von Holz- Beton- Verbunddecken. In: Fachtagung Holz- Beton- Verbundbau 2003, Stuttgart 2003. Deutsche Gesellschaft für Holzforschung (DGfH), München & Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart (Hrsg.).
- [Kuhlmann und Schänzlin 2001] KUHLMANN, U.; SCHÄNZLIN, J.: Grooves as shear-connector for timber-concrete composite constructions. In: AICHER, S. (Hrsg.); REINHARDT, H.-W. (Hrsg.): Joints in Timber Structures RILEM, RILEM Publication S.A.R.L., September 2001b, S. 283-290.
- [Kuhlmann und Schänzlin 2002a] KUHLMANN, U.; SCHÄNZLIN, J.: Baukostensenkung durch weiterentwickelte Brettstapel-Beton-Verbunddecken / Institut für Konstruktion und Entwurf. 2002a. –Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben; Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung BBR (Z6-5.4.00-14/II13-80 01 00-14).
- [Kuhlmann und Schänzlin 2002b] KUHLMANN, U.; SCHÄNZLIN, J.: Erweiterung des Anwendungsbereichs von Holz-Beton-Verbunddecken zur Erfassung des Kriechens und des Schwindens am Beispiel einer Brettstapel-Beton-Verbunddecke / Deutsche Gesellschaft für Holzforschung e.V., München; vgl. auch Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart. 2002b.-Forschungsbericht AiF 12421 N.

- [Kuhlmann und Schänzlin 2003] KUHLMANN, U.; SCHÄNZLIN, J.: Berechnung von Holz-Beton-Verbunddecken. In: Fachtagung Holz- Beton- Verbundbau 2003, Stuttgart 2003. Deutsche Gesellschaft für Holzforschung (DGfH), München & Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart (Hrsg.).
- [Kuhlmann und Schänzlin 2004] KUHLMANN, U.; SCHÄNZLIN, J.: Bemessung von Holz- Beton- Verbunddecken nach DIN und Euronormen. In: Holz- Beton- Verbund, Innovationen im Bauwesen 2004, Leipzig, 2004.
- [Kuhlmann und Schänzlin 2005] KUHLMANN, U.; SCHÄNZLIN, J.: Berechnung von Holz-Beton-Verbunddecken – Neuere Entwicklungen; Massivbauseminar 2005; Bauakademie FH Biberach; 2005.
- [Meierhofer u.a. 1994] MEIERHOFER, U.A.: Holz- Beton- Verbund im Hochbau; Schweizer Ingenieur und Architekt; Sonderdruck aus Heft 37; September 1994.
- [Möhler 1956] MÖHLER, K.: Über das Tragverhalten von Biegeträgern und Druckstäben mit zusammengesetztem Querschnitt und nachgiebigen Verbindungsmitteln; Habilitation, Karlsruhe, Juni 1956.
- [Müller und Kvistel 2002] MÜLLER, H.; KVISTEL, V.: Kriechen und Schwinden von Beton; Beton und Stahlbetonbau 97, Heft 1; S. 8-19; Januar 2002.
- [Natterer u.a. 1995] NATTERER, J.; EMERY, R.; PFLUG, D.: Essais sur une dalle mixte bois-béton; IBOIS - Lehrstuhl für Holzkonstruktionen; École Polytechnique Fédérale de Lausanne; April 1995.
- [Natterer u.a. 1996] NATTERER, J.; HAMM, J.; FAVRE, P.-A.: Composite wood-concrete floors for multi-storey buildings; Federal Institute of Technology Lausanne; International Wood Engineering Conference; 1996.
- [Natterer und Hoeft 1987] NATTERER, J.; HOEFT, M.: Zum Tragverhalten von Holz- Beton- Verbundkonstruktionen; Ecole Polytechnique Federale de Lausanne; Forschungsbericht CERS NR.1345; März 1987.
- [Natterer und Hoeft 1992] NATTERER, J.; HOEFT, M.: Holz-Beton-Verbundkonstruktionen, Entwicklung eines neuen Verbindungssystems; Ecole Polytechnique Federale de Lausanne; Forschungsbericht CERS NR.1345; März 1992.
- [Postulka 1997] POSTULKA, J.: Holz-Beton-Verbunddecken, 36 Jahre Erfahrung; Bautechnik; S. 478- 480; Juli 1997.

- [RAL 2002] RAL Gütegemeinschaft der Brettstapel- und Dübelholzhersteller e.V.: Güte- und Prüfbestimmungen; September 2002.
- [Rautenstrauch u.a. 2000] RAUTENSTRAUCH, K.; GROSSE, M.; LEHMANN, S.: Untersuchung des Tragverhaltens von Brettstapel-Beton- Verbunddecken mit neuartigen Verbindungsmitteln; Institut für Konstruktiven Ingenieurbau; Bauhaus- Universität Weimar; Forschungsbericht; August 2000.
- [Rautenstrauch u.a. 2003] RAUTENSTRAUCH, K.; GROSSE, M.; LEHMANN, S.; HARTNACK, R.: Baupraktische Dimensionierung von Holz-Beton-Verbunddecken; Institut für Konstruktiven Ingenieurbau; Bauhaus- Universität Weimar; 6. Informationstag des IKI; Oktober 2003.
- [Reineck 1989] REINECK; K.-H.: Zur Modellierung des Tragverhaltens der Stege von Stahlbetonbauteilen, Forschungsbericht, Institut für Massivbau, Universität Stuttgart, 1989.
- [Reinhardt u.a. 2002] REINHARDT, H.-W.; AICHER, S.; U.A.: Werkstoffe im Bauwesen II; Skriptum zur Vorlesung; Institut für Werkstoffe im Bauwesen; Universität Stuttgart; 2002.
- [Rug und Lissner 2004] RUG, W.; LISSNER, K.: Holz- Beton- Verbundbauweise in der Praxis. In: Holz-Beton-Verbund, Innovationen im Bauwesen 2004, Leipzig, 2004.
- [Schänzlin 2003] SCHÄNZLIN, J.: Zum Langzeitverhalten von Brettstapel-Beton-Verbunddecken, Institut für Konstruktion und Entwurf; Universität Stuttgart; Mitteilungen des Instituts für Konstruktion und Entwurf, Nr. 2003-2, Dissertation, 2003.
- [Schaub 1939] SCHAUB; O.: Verbunddecken aus Holzrippen und Betonplatte; Patentschrift Nr. 673556, Deutsches Patentamt; 1939.
- [Schlaich und Schäfer 1993] SCHLAICH, J.; SCHÄFER, K.: Konstruieren im Stahlbetonbau; Betonkalender 1993; Teil II; S. 327-486
- [Schmid 2002] SCHMID, M.: Anwendung der Bruchmechanik auf Verbindungen mit Holz; Universität Karlsruhe; Dissertation November 2002.
- [Scholz 2004] SCHOLZ, A.: Schubanalogie in der Praxis – Möglichkeiten und Grenzen; Ingenieurholzbau, Karlsruher Tage 2004; Tagungsband, Bruderverlag Karlsruhe; Oktober 2004.
- [SFS Provis 1994] SFS PROVIS AG: SFS Verbundsystem VB Holz- Beton- Verbund; Dokumentation der SFS Provis AG; Schweiz 1994.

- [SIA V 164.001 1994] SIA V 164.001: Schweizer Ingenieur und Architektenverein; Bemessung und Konstruktion von Holzbauten; Europäische Vornorm; Eurocode 5, Teil 1-1 Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Ausgabe 1993, Zürich 1994
- [Steiger 1996] STEIGER, R.: Mechanische Eigenschaften von Schweizer Fichten-Bauholz bei Biege-, Zug-, Druck- und kombinierter M/N Beanspruchung; IBK Bericht Nr. 221, Juni 1996.
- [Stephan 1950] STEPHAN, R.: Beitrag zur Spannungsermittlung beim Versatzanschluss im Holzbau, TH Hannover, Dissertation, Juli 1950.
- [Timmermann u.a. 1993] TIMMERMANN, K.; MEIERHOFER, U.A.: Holz/Beton-Verbundkonstruktionen, Untersuchungen und Entwicklungen zum mechanischen Verbund von Holz und Beton; EMPA; Bericht 115/30; Oktober 1993.
- [Werner 1992] WERNER, H.: Holz- Beton- Verbunddecke mit einer neuartigen Fugenausbildung; Bauen mit Holz; S. 312-324; April 1992.
- [Wieland 2004] WIELAND, H.: Holz- Beton- Verbundsysteme. In: Holz- Beton- Verbund, Innovationen im Bauwesen 2004, Leipzig, 2004.
- [William und Warnke 1975] WILLIAM, K.J.; WARNKE, E.D.: Constructive model for the triaxial behaviour of concrete, Proceedings, International Association for Bridge and Structural Engineering, Vol. 19, IMES, Bergamo, Italien, 1975.
- [Z-9.1-342 1998] DIBt: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-9.1-342; SFS- Verbundschrauben VB-48-7,5x100 als Verbindungsmittel für das SFS Holz- Beton- Verbundsystem; Deutsches Institut für Bautechnik; Juli 1998.
- [Z-9.1-435 2002] DIBt: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-9.1-435; Holzbauschraube Dual Drive; Deutsches Institut für Bautechnik; Juli 2002.
- [Z-9.1-473 2002] DIBt: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-9.1-473; Brettstapel- Beton- Verbunddecken mit Flachstahlschlössern; Deutsches Institut für Bautechnik; Oktober 2002.
- [Z-9.1-557 2003] DIBt: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-9.1-557; Holz-Beton-Verbundsystem mit eingeklebten TC-Schubverbindern; Deutsches Institut für Bautechnik; 2003.
- [Zilch und Rogge 2002] ZILCH, K.; ROGGE, A.: Bemessung der Stahlbeton- und Spannbetonbauteile nach DIN 1045-1, Betonkalendar 2002, Verlag Ernst und Sohn, Berlin, 2002.

[Zöllig 1999]

ZÖLLIG; S.: Holz- Beton- Verbund mit vorgefertigten Brettstapel- Modulen. In: SAH-Kurs 1999, Tragende Verbundkonstruktionen mit Holz, Schweizerische Arbeitsgemeinschaft für Holzforschung, Zürich, 1999.

A Ablauf der Berechnung von Brettstapel-Beton-Verbunddecken nach dem γ -Verfahren

A.1 Allgemeines

Die im Folgenden vorgestellte Berechnung von Brettstapel-Beton-Verbunddecken nach dem γ -Verfahren entspricht [DIN 1052 2004] und wurde um die Erweiterungen von [Schänzlin 2003] (vereinfachter Nachweis) zur Berücksichtigung des Langzeitverhaltens ergänzt. Die Ermittlung der effektiven Biegesteifigkeit muss hierbei getrennt für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit jeweils für die maßgebenden Zeitpunkte $t=0$, $t=3-7$ Jahre und $t=\infty$ erfolgen.

A.2 Berechnung der Schnittgrößen und Verformungen

A.2.1 Ermittlung der effektiven Kriechzahlen

A.2.1.1 Materialkriechzahlen für $t=\infty$

$$\text{Brettstapel:} \quad \varphi_{H,M,\infty} = 0,6 \quad [\text{DIN 1052 2004}] \quad (\text{A.1})$$

$$\text{Beton:} \quad \varphi_{B,M,\infty} = 4,2 \quad [\text{DIN 1045-1 2001}] \quad (\text{A.2})$$

A.2.1.2 Vergrößerungsfaktor der Kriechzahl [Schänzlin 2003]

Tabelle A.1: Vergrößerungsfaktor ψ_i der Materialkriechzahl zur Berechnung der Verbundkriechzahl

Zeitpunkt	Holz: $\psi_{H,V,t}$	Beton: $\psi_{B,V,t}$
$t=0$	0	0
$t=3-7$ Jahre	0,5	1,9
$t=\infty$	1,0	2,0

A.2.1.3 Verbundkriechzahl [Schänzlin 2003]

$$\text{Brettstapel:} \quad \varphi_{H,V,t} = \psi_{H,V,t} \cdot \varphi_{H,M,\infty} \quad (\text{A.3})$$

$$\text{Beton:} \quad \varphi_{B,V,t} = \psi_{B,V,t} \cdot \varphi_{H,M,\infty} \quad (\text{A.4})$$

A.2.2 Schwinddehnung [Schänzlin 2003]

Tabelle A.2: Resultierender Schwindbeiwert zur Ermittlung der effektiven Schwinddehnung

Zeitpunkt	$k_{s,res,t}$
$t=0$	0
$t=3-7$ Jahre	0,5
$t=\infty$	0,8

Endschwindmaße

$$\text{Brettstapel:} \quad \varepsilon_{H,sID,\infty} = 0 \quad \text{Annahme: Ausgangsfeuchte = Ausgleichfeuchte} \quad (\text{A.5})$$

$$\text{Beton:} \quad \varepsilon_{B,sID,\infty} = -68 \cdot 10^{-5} \quad [\text{DIN 1045-1 2001}] \quad (\text{A.6})$$

$$\text{Effektive Schwinddehnung} \quad \Delta \varepsilon_{sID,t} = k_{s,res,t} \cdot (\varepsilon_{H,sID,\infty} - \varepsilon_{B,sID,\infty}) \quad (\text{A.7})$$

A.2.3 Ermittlung der effektiven E-Moduln

$$\text{Brettstapel:} \quad E_{H,t} = \frac{1}{1 + \varphi_{H,V,t}} \cdot E_{H,0} = E_{V,t} \quad (\text{A.8})$$

$$\text{Beton:} \quad E_{B,t} = \frac{1}{1 + \varphi_{B,V,t}} \cdot E_{B,0} \quad (\text{A.9})$$

A.2.4 Ermittlung der Verbundmittelsteifigkeit

Für Kerfen ohne Schrauben unter Einhaltung der in Abs. 2.4 genannten Bedingungen ergeben sich die in Tabelle A.3 dargestellten Kriechfaktoren und nach Abs. 2.3.3 eine Verbundmittelsteifigkeit von $K_{ser,0} = K_{u,0} = K_0 = 429 \text{ kN/mm}$.

Tabelle A.3: Kriechfaktoren des Verbundmittels Kerfe

Zeitpunkt	$\Phi_{VM,t}$
t=0	0
t=3-7 Jahre	1,0
t= ∞	1,38

$$\text{Verbundmittelsteifigkeit} \quad K_t = \frac{1}{1 + \varphi_{VM,t}} \cdot K_0 \quad (\text{A.10})$$

A.2.5 Bestimmung der effektiven Biegesteifigkeit

A.2.5.1 Steifigkeitsverhältnis

$$\text{Beton:} \quad n_{1,t} = \frac{E_{B,t}}{E_{H,t}} \quad (\text{A.11})$$

$$\text{Brettstapel} \quad n_{2,t} = 1 \quad (\text{A.12})$$

A.2.5.2 Nachgiebigkeit der Verbundmittel

$$\text{Effektiver Verbundmittelabstand} \quad s_{ef} = s_{\min} + \frac{s_{\max}}{l} \cdot (s_{\max} - s_{\min}) \quad (\text{A.13})$$

nach Abs. 5.2.2.6 Gl.(4.9)

$$\text{Faktor zur Berücksichtigung der} \quad \gamma_{1,t} = \frac{1}{1 + (\pi^2 \cdot E_{B,t} \cdot A_B \cdot \frac{s_{ef}}{l^2 \cdot K_t})} \quad (\text{A.14})$$

Nachgiebigkeit der Verbundmittel

$$\gamma_{2,t} = 1 \quad (\text{A.15})$$

A.2.5.3 Effektive Hebelarme der Teilquerschnitte

$$a_{2,t} = \frac{n_{1,t} \cdot \gamma_{1,t} \cdot A_B \cdot z}{n_{1,t} \cdot \gamma_{1,t} \cdot A_B + n_{2,t} \cdot A_H} \quad \text{mit } z = \frac{h_H + h_B}{2} \quad (\text{A.16})$$

$$a_{1,t} = z - a_{2,t} \quad (\text{A.17})$$

A.2.5.4 Statisches Moment

$$S_{1,t} = b \cdot h_B \cdot a_{1,t} \quad (\text{A.18})$$

$$S_{2,t} = \frac{b}{2} \cdot \left(\frac{h_H}{2} - a_{2,t} \right)^2 \quad (\text{A.19})$$

A.2.5.5 Konstante für spannungslose Dehnung [Schänzlin 2003]

Vorfaktor

$$C_{p,sID,t} = \frac{\pi^2 \cdot E_{H,t} \cdot A_H \cdot A_B \cdot n_{1,t} \cdot (h_B + h_H) \cdot \gamma_{1,t}}{2 \cdot (n_{1,t} \cdot A_B + n_{2,t} \cdot A_H) \cdot I^2} \quad (\text{A.20})$$

Konstante für spannungslose Dehnung

$$C_{J,sID,t} = \frac{C_{p,sID,t} \cdot \Delta \varepsilon_{sID,t} + q_{dauernd}}{\frac{E_{B,t} \cdot A_B + E_{H,t} \cdot A_H}{E_{B,t} \cdot \gamma_{1,t} \cdot A_B + E_{H,t} \cdot A_H} \cdot C_{p,sID,t} \cdot \Delta \varepsilon_{sID,t} + q_{dauernd}} \quad (\text{A.21})$$

mit $q_{dauernd} = \text{dauernd wirkende äußere Last}$

A.2.5.6 Effektive Biegesteifigkeit

$$EI_{eff,t} = C_{J,sID,t} \cdot (E_{B,t} \cdot I_B + E_{H,t} \cdot I_H + \gamma_{1,t} \cdot a_{1,t}^2 \cdot E_{B,t} \cdot A_B + a_{2,t}^2 \cdot E_{H,t} \cdot A_H) \quad (\text{A.22})$$

A.2.6 Bestimmung der Ersatzlast zur Berücksichtigung des Schwindens

Die Ersatzlast zur Berücksichtigung des Schwindens wird zur dauernd wirkenden, äußeren Last für die Ermittlung der Schnittgrößen und Verformungen addiert (vgl. Abs. A.2.7).

$$p_{sID,t} = C_{p,sID,t} \cdot \Delta \varepsilon_{sID,t} \quad (\text{A.23})$$

A.2.7 Ermittlung der Belastung im GZG

Hinweis: 1/3 der Verkehrslast wird als dauernd wirkend angenommen

$$q_{dauernd,k,t} = g_k + \frac{1}{3} \cdot p_k + p_{sID,t} \quad (\text{A.24})$$

$$q_{kurz,k} = \frac{2}{3} \cdot p_k \quad (\text{A.25})$$

A.2.8 Ermittlung der Belastung im GZT

$$q_{dauernd,d,t} = \gamma_G \cdot g_k + \gamma_Q \cdot \frac{1}{3} \cdot p_k + p_{sID,t} \quad (\text{A.26})$$

$$q_{kurz,d} = \gamma_Q \cdot \frac{2}{3} \cdot p_k \quad (\text{A.27})$$

A.2.9 Schnittgrößen auf den Verbundquerschnitt

Hinweis: Die im Folgenden dargestellten Gleichungen für die Ermittlung der Schnittgrößen und Verformungen beziehen sich auf einen Einfeldträger unter Gleichstreckenlast.

$$M_{dauernd,d,t} = \frac{q_{dauernd,d,t} \cdot l^2}{8} \quad (\text{A.28})$$

$$M_{kurz,d} = \frac{q_{kurz,d} \cdot l^2}{8} \quad (\text{A.29})$$

$$V_{dauernd,d,t} = \frac{q_{dauernd,d,t} \cdot l}{2} \quad (\text{A.30})$$

$$V_{kurz,d} = \frac{q_{kurz,d} \cdot l}{3} \quad (\text{A.31})$$

A.2.10 Durchbiegung im GZG

$$W_{ges,t} = W_{dauernd,t} + W_{kurz} \quad (\text{A.32})$$

$$W_{dauernd,t} = \frac{5}{384} \cdot q_{dauernd,k,t} \cdot \frac{l^4}{EI_{eff,t}} \quad (\text{A.33})$$

$$W_{kurz} = \frac{5}{384} \cdot q_{kurz,k} \cdot \frac{l^4}{EI_{eff,t}} \quad (\text{A.34})$$

A.2.11 Schnittgrößen der Teilquerschnitte für den Tragfähigkeitsnachweis

A.2.11.1 Normalkraft im Holzquerschnitt

$$N_{H,ges,d,t} = N_{H,dauernd,d,t} + N_{H,kurz,d} \quad (\text{A.35})$$

$$N_{H,dauernd,d,t} = \frac{M_{dauernd,d,t}}{EI_{eff,t}} \cdot \gamma_{2,t} \cdot a_{2,t} \cdot E_{H,t} \cdot A_H \quad (\text{A.36})$$

$$N_{H,kurz,d} = \frac{M_{kurz,d}}{EI_{eff,t}} \cdot \gamma_{2,t} \cdot a_{2,t} \cdot E_{H,t} \cdot A_H \quad (\text{A.37})$$

A.2.11.2 Normalkraft im Betonteilquerschnitt

$$N_{B,ges,d,t} = -N_{H,ges,d,t} + E_{B,t} \cdot A_B \cdot \gamma_{1,t} \cdot \Delta \varepsilon_{sID,t} \quad (\text{A.38})$$

(vgl. Abs. 4.5)

A.2.11.3 Momentenbeanspruchung im Holzteilquerschnitt

$$M_{H,ges,d,t} = M_{H,dauernd,d,t} + M_{H,kurz,d} \quad (A.39)$$

$$M_{H,dauernd,d,t} = \frac{M_{dauernd,d,t}}{EI_{eff,t}} \cdot E_{H,t} \cdot I_H \quad (A.40)$$

$$M_{H,kurz,d} = \frac{M_{kurz,d}}{EI_{eff,t}} \cdot E_{H,t} \cdot I_H \quad (A.41)$$

A.2.11.4 Momentenbeanspruchung im Betonteilquerschnitt

$$M_{B,ges,d,t} = M_{B,dauernd,d,t} + M_{B,kurz,d} \quad (A.42)$$

$$M_{B,dauernd,d,t} = \frac{M_{dauernd,d,t}}{EI_{eff,t}} \cdot E_{B,t} \cdot I_B \quad (A.43)$$

$$M_{B,kurz,d} = \frac{M_{kurz,d}}{EI_{eff,t}} \cdot E_{B,t} \cdot I_B \quad (A.44)$$

A.2.11.5 Verbundmittelbeanspruchung

$$F_{ges,d,t} = F_{dauernd,d,t} + F_{kurz,d} \leq N_{H,ges,d,t} \quad (A.45)$$

$$F_{dauernd,d,t} = \frac{V_{dauernd,d,t} \cdot \gamma_{1,t} \cdot E_{B,t} \cdot A_B \cdot a_{1,t} \cdot s_{ef}}{EI_{eff,t}} \quad (A.46)$$

$$F_{kurz,d} = \frac{V_{kurz,d} \cdot \gamma_{1,0} \cdot E_{B,0} \cdot A_B \cdot a_{1,0} \cdot s_{ef}}{EI_{ef,0}} \quad (A.47)$$

B Bemessung von Brettstapel-Beton-Verbunddecken

B.1 Allgemeines

Die Bemessung von Brettstapel-Beton-Verbunddecken erfolgt nach Ermittlung der entsprechenden Schnittgrößen und Verformungen nach [DIN 1052 2004] für den Holzteilquerschnitt und nach [DIN 1045-1 2001] für den Betonteilquerschnitt. Der Nachweis der Verformungen des Gesamtquerschnitts wird gemäß [DIN 1052 2004] geführt. Auch hierbei sind wiederum die maßgebenden Zeitpunkte $t=0$, $t=3-7$ Jahre und $t=\infty$ zu berücksichtigen.

B.2 Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

$$w_{ges,t} \leq w_{zul} \leq \frac{l}{200} \quad \text{mit } w_{ges,t} \text{ nach Gl. (A.32)} \quad (\text{B.1})$$

B.3 Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit

B.3.1 Nachweis des Holzteilquerschnitts

B.3.1.1 Spannung des Holzteilquerschnitts in Feldmitte

$$\frac{N_{H,ges,d,t}}{A_H} + \frac{M_{H,ges,d,t}}{\kappa_M \cdot f_{m,d}} \leq 1 \quad (\text{B.2})$$

mit:

$N_{H,ges,d,t}$ aus Gl. (A.35)

Normalkraft des Holzteilquerschnitts

$M_{H,ges,d,t}$ aus Gl. (A.39)

Moment des Holzteilquerschnitts

$$f_{t,0,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{t,0,k}}{\gamma_M}$$

Bemessungswert der Zugfestigkeit parallel zur Faser

$$f_{m,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{m,k}}{\gamma_M}$$

Bemessungswert der Biegefestigkeit

$$\kappa_M = \begin{cases} 1 & \text{für } t = 0 \\ 0,85 & \text{für } t = 3 - 7 \text{ Jahre} \\ 0,85 & \text{für } t = \infty \end{cases}$$

Modellfaktor [Schänzlin 2003]

$f_{t,0,k}$ nach [DIN 1052 2004]

Charakteristische Zugfestigkeit parallel zur Faser

$f_{m,k}$ nach [DIN 1052 2004]

Charakteristische Biegefestigkeit

k_{mod} nach [DIN 1052 2004]

Modifikationsbeiwert, berücksichtigt Lasteinwirkungs-
dauer und Nutzungsklasse (Umgebungsbedingungen)

$\gamma_M=1,3$ nach [DIN 1052 2004]

Teilsicherheitsbeiwert für Holz / Holzwerkstoffe

B.3.1.2 Schubspannung des Holzes im Bereich der Randkerve

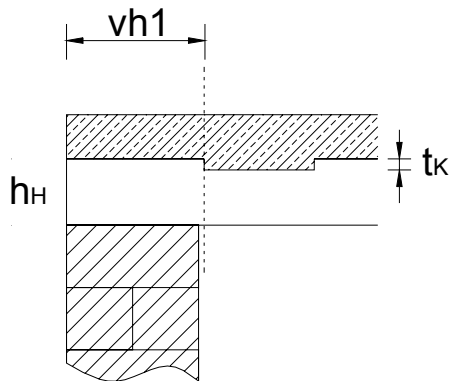


Bild B.1: Schnitt durch Kerve zum Nachweis der Schubspannung

$$\frac{\tau_{H,d,t}}{f_{v,d}} \leq 1 \quad (B.3)$$

mit:

$$\tau_{H,d,t} = 1,5 \frac{V_{ges,d,t}'}{A_H'} \quad (B.4) \quad \text{Schubspannung im Schnitt der Randkerve (Bild B.1)}$$

$$V_{ges,d,t}' = (V_{dauer,d,t} + V_{kurz,d}) \cdot \left[\frac{l - v_{h1}}{l_{eff}} \right] \quad (B.5) \quad \text{Querkraft im Schnitt der Randkerve (Bild B.1)}$$

$$A_H' = b \cdot (h_H - t_K) \quad (B.6) \quad \text{Holzquerschnitt im Schnitt der Randkerve (Bild B.1)}$$

l Länge des Deckenfeldes

l_{eff} effektive Spannweite

v_{h1} Vorholzlänge Randkerve

t_K Kervertiefe

b Breite des betrachteten Deckenstreifens

h_H Höhe des Brettstapels

B.3.2 Nachweis des Betonteilquerschnitts

B.3.2.1 Allgemeines

Die Bemessung des Betons erfolgt gemäß [DIN 1045-1 2001] für Biegung mit Längskraft unter Verwendung des allgemeinen Bemessungsdiagramms aus [Zilch und Rogge 2002].

Folgende 3 Fälle können auftreten:

1. Vorhandene maximale Betonzugspannung unterhalb des Bemessungswertes des 5%-Fraktilwertes der Betonzugfestigkeit für C20/25:

Nach [DIN 1045-1 2001] darf das Bauteil dann unbewehrt ausgeführt werden.

2. Biegezugbewehrung der Betonplatte, keine Druckbewehrung notwendig
3. Druck und Zugbewehrung der Betonplatte

I.d.R. sind die auftretenden Betonzugspannungen aber so gering, dass diese von der aus dem Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit notwendigen Schwindbewehrung aufgenommen werden können.

B.3.2.2 Ermittlung der erforderlichen Bewehrung

B.3.2.2.1 Prüfung ob Beton unbewehrt ausgeführt werden kann (Fall 1)

Unbewehrt bedeutet in diesem Zusammenhang, dass keine Bewehrung zur Aufnahme von Zugkräften aus Momenten- und Normalkraftbeanspruchung eingebaut werden muss. Der Einbau einer Mindestbewehrung zur Aufnahme von Zwangseinwirkungen und Eigenspannungen muss aber dennoch erfolgen.

$$\sigma_{z,B,d,t} = \frac{N_{B,ges,d,t}}{A_B} + \frac{M_{B,ges,d,t}}{W_B} \begin{cases} \leq \frac{f_{c,t,k;0,05}}{\gamma_M} = 0,1 \frac{kN}{cm^2} \\ \geq \frac{f_{c,t,k;0,05}}{\gamma_M} = 0,1 \frac{kN}{cm^2} \end{cases} \quad (B.7)$$

B.3.2.2.2 Biegebemessung (Fall 2 und Fall 3)

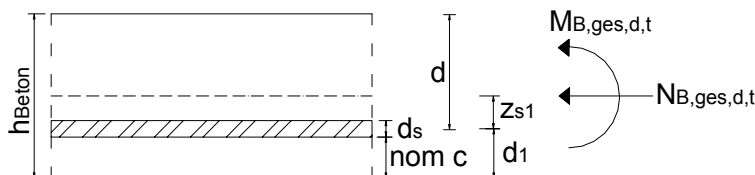


Bild B.2: Längsschnitt durch die Betonplatte mit unterer Längsbewehrung (Fall 2)

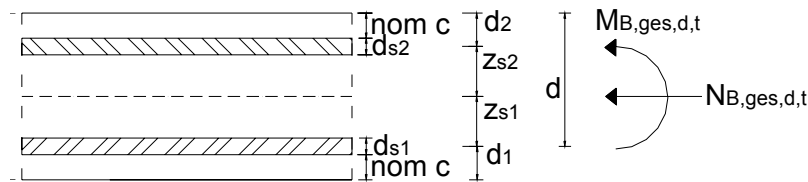


Bild B.3: Längsschnitt durch die Betonplatte mit Zug- und Druckbewehrung (Fall 3)

Für eine vereinfachte Bemessung werden die Schnittgrößen auf die Achse der Biegezugbewehrung bezogen

$$N_{Ed,t} = N_{B,ges,d,t} \quad \text{aus Gl. (4.38)} \quad (\text{B.8})$$

$$M_{Eds,t} = M_{B,ges,d,t} - N_{B,ges,d,t} \cdot z_{s1} \quad \text{aus Gl. (4.38) und Gl.(4.42)} \quad (\text{B.9})$$

mit: $z_{s1} = h_{Beton}/2 - nomc - d_s/2$

Bezogenes Moment, das ohne Druckbewehrung aufgenommen werden kann

$$\mu_{Eds,t} = \frac{M_{Eds,t}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (\text{B.10})$$

für $\mu_{Eds,t} \leq 0,296$ ist keine Druckbewehrung erforderlich (Fall 2)

mit:

b *Breite des betrachteten Deckenstreifens*

$$d = h_{Beton} - nomc - \frac{d_s}{2} \quad \text{statische Höhe} \quad (\text{B.11})$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_M} \quad \text{Bemessungswert der Betondruckfestigkeit} \quad (\text{B.12})$$

f_{ck} *Charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit [DIN 1045-1 2001]*

$\gamma_M = 1,5$ *Teilsicherheitsbeiwert für Beton [DIN 1045-1 2001]*

Fall 2: Biegezugbewehrung des Betons

Ist das bezogene Moment unterhalb des Grenzwertes $\mu_{Eds,lim} = 0,296$, so kann auf eine Druckbewehrung verzichtet werden.

Mit Hilfe des allgemeinen Bemessungsdiagramms aus [Zilch und Rogge 2002], kann aus $\mu_{Eds,t}$ der innere Hebelarm z ermittelt werden. Daraus ergibt sich die erforderliche Längszugbewehrung zu:

$$a_{s1,t} = \frac{\frac{M_{Eds,t}}{z_t} + N_{Ed,t}}{f_{yd} \cdot b} \quad (\text{B.13})$$

mit:	z_t	<i>Innerer Hebelarm</i>
	$f_{yd}=43,5 \text{ kN/cm}^2$	<i>Bemessungszugfestigkeit des Bewehrungsstahls</i>
	$b=100\text{cm}$	<i>Bezugsbreite</i>

Fall 3: Biegezugbewehrung unten, Biegedruckbewehrung oben

Wird der Grenzwert des bezogenen Moments überschritten, d.h. $\mu_{Eds,t} > 0,296$, so muss eine oben liegende Druckbewehrung in die Betonplatte eingebaut werden. Für die Berechnung der erforderlichen Bewehrung wird das Bemessungsmoment $M_{Eds,t}$ in zwei Anteile $M_{Eds,lim}$ und $\Delta M_{Eds,t}$ unterteilt. Aus $\Delta M_{Eds,t}$ ergibt sich die obere Druckbewehrung a_{s2} , aus $M_{Eds,t}$ und $M_{Eds,lim}$ die Biegezugbewehrung a_{s1} .

$$M_{Eds,lim} = \mu_{Eds,lim} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} \quad (\text{B.14})$$

$$\Delta M_{Eds,t} = M_{Eds,t} - M_{Eds,lim} \quad (\text{B.15})$$

$$a_{s2,t} = \frac{\Delta M_{Eds,t}}{(d - d_2) \cdot f_{yd} \cdot b} \quad (\text{B.16})$$

Mit dem allgemeinen Bemessungsdiagramm in [Zilch und Rogge 2002] ergibt sich mit $\mu_{Eds,lim}=0,296$ der innere Hebelarm $z=0,81 \cdot d$. Daraus kann die untere Lage der Bewehrung a_{s1} berechnet werden zu:

$$a_{s1} = \frac{\frac{M_{Eds,lim}}{z} + N_{Ed,t}}{f_{yd} \cdot b} + a_{s2,t} \quad (\text{B.17})$$

B.3.3 Nachweis der Verbundmittel

$$F_{ges,d,t} \leq F_{Rd} \quad F_{ges,d,t} \text{ aus Gl. (A.45)} \quad (\text{B.18})$$

Die Tragfähigkeit des Verbundmittels F_{Rd} kann aus dem Minimum der Tragfähigkeit der Holzkomponente Gl. (2.3) und der Tragfähigkeit der Betonkomponente Gl. (2.4) in Abs. 2.3.2. ermittelt werden.

Lebenslauf

Name: Birgit Christiane Michelfelder
Geburtsdatum/Ort: 08.01.1976 in Heilbronn-Neckargartach
Familienstand: ledig

1982-1986 Grundschole IIsfeld
1986-1995 Herzog-Christoph-Gymnasium Beilstein
1994 Praktikum im Technischen Büro von Metallbau Frieß, Obersulm
Juni 1995 Abitur
1995-2000 Studium des Bauingenieurwesen an der Universität Stuttgart,
Vertiefungsrichtung: Konstruktiver Ingenieurbau
1995-1997 Praktikant in den Bauunternehmen Holzbau Preiss, Untergruppenbach
und Dietz und Strobel, Bretzfeld
1998-1999 Wissenschaftliche Hilfskraft am Institut für Baustatik
1998-1999 Wissenschaftliche Hilfskraft am Institut für Baubetrieb
1999-2000 Diplomarbeit am Institut für Baubetriebslehre
2000 Abschluss Diplom-Ingenieurin
2000 Mitarbeit in der Statikabteilung bei Industriebau Bönningheim GmbH +
Co. KG
2000-2005 Wissenschaftliche Mitarbeiterin am Institut für Konstruktion und Entwurf
der Universität Stuttgart
seit Oktober 2005 Mitarbeit bei Harrer Ingenieure, Gesellschaft beratender Ingenieure
VBI mbH, Karlsruhe

Stuttgart im April 2006