

Kerven als Verbindungsmittel für Holz-Beton- Verbundstraßenbrücken

Katrin Kudla

Mitteilungen

Kerven als Verbindungsmittel für Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken

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

vorgelegt von

Katrin Kudla

aus Ilmenau

Hauptberichter: Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann

Mitberichter: Prof. Dr. Andrea Frangi

Prof. Dr.-Ing. habil. Jörg Schänzlin

Tag der mündlichen Prüfung: 10. Juli 2017

Institut für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart
2017

Mitteilung des Instituts für Konstruktion und Entwurf, Nr. 2017-2

Katrin Kudla Kerven als Verbindungsmittel für Holz-Beton-
Verbundstraßenbrücken

Herausgeber Prof. Dr.-Ing. U. Kuhlmann
Pfaffenwaldring 7
70569 Stuttgart
Telefon: (0711) 685 6245
Telefax: (0711) 685 6236

Redaktion Simon Mönch

D93

Und es gehen die Menschen hin, zu bestaunen die Höhen der Berge,
die ungeheuren Fluten des Meeres, die breit dahinfließenden Ströme,
die Weite des Ozeans und die Bahnen der Gestirne
und vergessen darüber sich selbst.

Augustinus Confessiones X, 8

Kurzdarstellung

Im Vergleich zu Stahl- und Massivbrücken verfügen Holz-Beton-Verbundkonstruktionen über ein geringes Eigengewicht, es ist eine verkürzte Bauzeit aufgrund des hohen Vorfertigungsgrades möglich und es kommt ein nachwachsender Rohstoff zum Einsatz. Im Vergleich zu reinen Holzstraßenbrücken überwiegen Vorteile hinsichtlich der Wirtschaftlichkeit, Dauerhaftigkeit, Tragfähigkeit und Steifigkeit. Eine Besonderheit dieser neuen Bauweise ist, dass das Trag- und Verformungsverhalten eines Holz-Beton-Verbundtragwerks maßgeblich durch die Anordnung und die Eigenschaften der Verbindungsmittel beeinflusst wird.

Vor allem für den Einsatz in Straßenbrücken gelten besondere Anforderungen an die Verbindungsmittel. Neben einem hohen Verschiebungsmodul und einer hohen statischen Tragfähigkeit ist auch die Ermüdungsfestigkeit der Verbindung relevant. Diesen hohen Anforderungen wird eine Kerbe in vollem Umfang gerecht. Eine Kerbe ist eine formschlüssige Verzahnung zwischen einem Holzelement und einer Betonplatte, durch die Schubkräfte in der Verbundfuge abgetragen werden können.

Allerdings gibt es bislang keine normativen Vorgaben oder allgemeingültige Empfehlungen für Geometriegrößen, Materialparameter und Eigenschaften einer Kerbe. Vor allem der Verschiebungsmodul der Kerbe, der maßgeblich das Verformungsverhalten und die Schnittgrößen eines Holz-Beton-Verbundtragwerks beeinflusst, ist bislang nicht eindeutig definiert. Im Allgemeinen fehlt eine eindeutige normative Bemessungsgrundlage und Nachweisführung für Holz-Beton-Verbundbrücken und Kerven, was die uneingeschränkte Anwendung dieser Bauweise erschwert.

Auf der Grundlage von Push-Out- und Trägerversuchen und numerischen Untersuchungen, die zum Teil aus der Literatur entnommen und zum Teil selbst durchgeführt wurden, werden wichtige Eigenschaften von Kerven sowie Empfehlungen für die Konstruktion und Bemessung abgeleitet. Gegenstand der Untersuchungen waren die Tragfähigkeit, das Tragverhalten, der Verschiebungsmodul und das maßgebende Versagen einer Kerbe. Es wurden verschiedene Einflüsse der Geometrie, der Materialparameter und von zusätzlichen Schrauben als Abhebesicherung in den Kerven berücksichtigt.

Bei den selbst durchgeführten Versuchen trat das Versagen an den 20 mm tiefen Kerven durch eine duktile Druckstauchung in Faserrichtung des Holzes ein. Dieser Versagensmodus wurde vorrangig durch die gewählte Vorholzlänge (15-fache Kerventiefe), die Wahl der Holzgüte GL 24h und eine Hochkantanordnung der Lamellen im Brettschichtholzelement begünstigt. Versuche an 40 mm tiefen Kerven mit einer Vorholzlänge von 10-facher Kerventiefe, einer Holzgüte GL 32h und einer Flachkantanordnung der Lamellen zeigten sowohl unter statischer Beanspruchung als auch unter Ermüdungsbeanspruchung stets ein Versagen infolge eines Abscherens des Vorholzbereiches der Kerbe. Dieser beispielhafter Vergleich von zwei verschiedenen Versuchsserien verdeutlicht einige wichtige

Einflussfaktoren auf das Tragverhalten von Kerven. Je höher beispielsweise die Festigkeitsklasse des Holzes gewählt wird, umso wahrscheinlicher wird ein Versagen der Kerve infolge eines Vorholzabscherens. Für Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken wird aufgrund der erforderlichen statischen Tragfähigkeit als Holzgüte mindestens GL 28c erforderlich und in der Regel werden die Brettschichtholzlamellen in den Trägern hier flachkant angeordnet. Bei dieser Konstellation ist, vor allem unter Ermüdungsbeanspruchung, mit einem maßgebenden Versagen der Kerve durch Vorholzabscheren zu rechnen.

Die Erkenntnisse aus den selbst durchgeführten Push-Out- und Trägerversuchen wurden durch numerische Modelle erweitert. Es wurde ein Finite-Elemente Modell eines Push-Out Körpers, bei dem nicht-lineare Materialmodelle und eine Entfestigung bis zum Versagen berücksichtigt wurden, für eine weiterführende Auswertung des Trag- und Verformungsverhaltens einer Kerve genutzt. Des Weiteren wurden Berechnungen an Holz-Beton-Verbundträgern mit Stabwerkmodellen durchgeführt, die durch experimentelle Ergebnisse überprüft wurden. Mit Hilfe der Stabwerkmodelle wurden die Schubkräfte an den Kerven ermittelt und Einflüsse des Verschiebungsmoduls der Kerve auf Schnittgrößen im Rahmen einer Parameterstudie untersucht.

Als wichtigste Eigenschaften einer typischen Kerve für Straßenbrücken wurden die Geometrie und der Verschiebungsmodul festgelegt. Es wird eine Kerventiefe von mindestens 40 mm und eine Kervlänge von 200 mm empfohlen. Die Vorholzlänge sollte mindestens zu der 10-fachen Kerventiefe gewählt werden und ein Mindestmaß von 400 mm nicht unterschreiten. Ein Winkel von 90° sollte für die Neigung der Kervenflanke vorgesehen werden. Für alle statischen Nachweise und Ermüdungsnachweise wird bei den gewählten Randbedingungen ein Verschiebungsmodul der Kerve von 1.600 kN/mm/m empfohlen. Numerische Untersuchungen zeigen allerdings, dass in einer Größenordnung des Verschiebungsmoduls von mindestens 1.000 kN/mm/m der genaue Wert nur sehr geringen Einfluss auf die Schnittgrößen hat.

Es wird vorgeschlagen, in den Kerven konstruktiv zusätzliche Schrauben als Abhebesicherung mit einem Durchmesser von mindestens 8 mm und einem möglichst großen Kopfdurchmesser vorzusehen. Zwar wird die Tragfähigkeit, der Verschiebungsmodul und das Versagen einer Kerve nicht durch zusätzliche Schrauben beeinflusst, aber für Kerven ohne Schrauben können bei Holz-Beton-Verbundträgern vor allem unter einer Beanspruchung durch Einzellasten eine höhere Durchbiegung, größere Verschiebungen an den Kerven und ein größeres Abheben von Holz und Beton auftreten.

Eine weitere wichtige Grundlage für die Realisierung von Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken mit Kerven ist der Nachweis einer ausreichenden Ermüdungssicherheit unter der hohen wechselnden Verkehrsbeanspruchung. Ein Schwerpunkt der vorliegenden Arbeit bestand in der Entwicklung eines geeigneten Ermüdungsnachweises für Kerven. Die Untersuchungen zur Ermüdungstragfähigkeit einer Kerve basieren auf einer Serie an Ermüdungsversuchen von Kuhlmann & Aldi [1], aus denen eine Wöhlerlinie des Verbindungsmittels ermittelt werden konnte. Es zeigte sich, dass die Ermüdungstragfähigkeit einer Kerve für Holz auf Schub nach DIN EN 1995-2 berechnet werden kann. Für die Herleitung des neuen Ermüdungsnachweiskonzeptes wurden die entsprechende normierte Wöhlerlinie und verschiedene Schädigungsberechnungen mit Ermüdungslastmodellen genutzt. Die Berechnung der Schubkräfte an den Kerven infolge der Verkehrsbeanspru-

chung erfolgte mit Hilfe von Einflusslinien, die aus Stabwerkmodellen ermittelt wurden. Im Rahmen einer Parameterstudie mit drei typischen Brückenquerschnitten, realistischen Spannweiten zwischen 10 m und 30 m und Nutzungsdauern zwischen 80 und 140 Jahren wurden die Schädigungen der Kerven für verschiedene Verkehrsbeanspruchungen berechnet und verglichen. Im Fokus der Untersuchungen standen einstreifige Wirtschaftswegebrücken und zweistreifige Straßenbrücken mit einem geringen LKW-Aufkommen. Das neue Ermüdungsnachweiskonzept sieht ein zweistufiges Verfahren vor, bei dem Ermüdungslastmodell 3 nach DIN EN 1991-2 verwendet wird. Im ersten Schritt wird ein Grenzwert überprüft. Sofern der Grenzwert überschritten wird, kann im zweiten Schritt ein genauer Ermüdungsnachweis mit einem schädigungsäquivalenten Ersatzkollektiv durchgeführt werden. Dieses Nachweiskonzept ist allerdings nur bei einer sehr hohen Schwerverkehrsbeanspruchung von mindestens 500.000 LKW pro Jahr und für Spannweiten kleiner als 25 m anzuwenden. Bei einer geringeren Verkehrsbeanspruchung (Verkehrskategorie 3 oder 4 nach DIN EN 1991-2) sowie für größere Spannweiten sind die Schädigungen der Kerven so gering, dass ein Ermüdungsnachweis entfallen kann.

Die Ergebnisse der Arbeit ermöglichen den Einsatz von Kerven als Verbindungsmittel in Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken unter statischer Beanspruchung und unter Ermüdungsbeanspruchung. Es werden wichtige Geometrie Größen, Materialparametern und Eigenschaften von Kerven und Nachweise angegeben. Dadurch ist ein weiterer Schritt für eine breitere Akzeptanz und die Umsetzbarkeit von Holz-Beton-Verbundtragwerken mit Kerven gelungen.

Abstract

Compared to steel and concrete bridges, timber-concrete composite structures have a low self-weight, due to prefabrication the time for erection is short and a renewable material is used. Compared with pure timber road bridges, there are advantages regarding the efficiency, the durability, the strength and the stiffness. A special characteristic of a timber-concrete composite structure is the influence of the arrangement and the properties of the connectors on the load-bearing and deformation behaviour.

Especially for the use in road bridges, there are particular requirements the connectors have to fulfill. Besides a high slip modulus and a high static load-bearing capacity, also the fatigue strength is relevant. A notched connection entirely fulfills these high requirements. A notched connection is a mechanical link between a timber member and a concrete slab, which transfers shear forces.

However, up to now no standardized rules or general recommendations on the geometry, material properties and characteristics of a notched connection exist. Most importantly the slip modulus of a notched connection, which significantly influences the deformation behaviour and internal forces of a timber-concrete composite structure, has not been defined so far. In general, standardized design rules and verifications for timber-concrete composite bridges and notched connections are missing and therefore the application of this construction method is made difficult.

Based on push-out and beam tests and numerical investigations, which are partly cited from literature and partly own tests, important properties of notched connections and recommendations on the construction and the design are derived. Objectives of investigations were the load-bearing capacity, the load-bearing behaviour, the slip modulus and the governing failure mechanism of a notched connection. Different influences from the geometry, material properties and additional screws, which are used to prevent uplift, were considered.

For the own tests, the 20 mm deep notched connections failed due to ductile compression failure parallel to grain in wood. This failure mechanism was supported through the chosen end distance in front of the notch (15 times the depth of the notched connection), the choice of timber strength class GL 24h and an edgewise arrangement of the glulam lamellae. Tests on 40 mm deep notched connections with an end distance of 10 times the depth of the notched connection, timber strength class GL 32h and a flat arrangement of the glulam lamellae showed a shear failure of the area in front of the notched connection under static loading as well as under fatigue loading. The comparison of these two test series illustrates some significant influence factors on the load-bearing behaviour of notched connections. For example, the higher the timber strength class is chosen, the more likely a shear failure of the notched connection becomes. For timber-concrete composite

road bridges a minimum timber strength grade GL 28c is common and usually the glulam lamellae are in a flat arrangement. In this case the governing failure mechanism of the notched connection tends to a shear failure in front of the notch, especially under fatigue loading.

Findings from experimental push-out and beam tests were extended through numerical models. A new finite element model of a push-out specimen that considers non-linear material models and softening up to failure, was used for a further evaluation of the load-bearing and deformation behaviour. Furthermore, calculations with framed models of timber-concrete composite beams, which were verified with test results, were performed. Using these framed models, shear forces at the notched connections were calculated and influences of the slip modulus on internal forces were investigated through a parameter study.

As most important characteristics of a typical notched connection, the geometry and the slip modulus were identified, based on a minimum depth of the notched connection of 40 mm and a notch length of 200 mm. The end distance in front of the notch should be taken to 10 times the notch depth, but not shorter than 400 mm. The inclination of the notch edge should be 90°. For the chosen boundary conditions, a slip modulus of the notched connection of 1.600 kN/mm/m is recommended for all static and fatigue verifications. However, numerical simulations show that the exact value of the slip modulus for a minimum of 1.000 kN/mm/m or greater has almost no influence on internal forces.

It is recommended to apply additional screws in the notched connections to prevent uplift. The diameter of the screws should be at least 8 mm and the heads of the screws should have a large diameter. The load-bearing capacity, the slip modulus and the failure mechanism of a notched connection are not influenced by additional screws, but there may be negative effects for notched connections without additional screws in timber-concrete composite beams. Especially for concentrated loads, a higher deflection, greater displacements at the notches and a higher uplift may occur for notched connections without screws.

Another important basis for the realisation of timber-concrete composite road bridges with notched connections is the verification of the fatigue strength under high variable traffic loads. One focus of this work was the development of a suitable fatigue verification for the notched connection. Investigations on the fatigue strength of a notched connection are based on a test series under fatigue loading by Kuhlmann & Aldi [1]. An S-N-line of a notched connection had been derived from this test series. The results showed that the fatigue strength of a notched connection may be calculated for timber under shear loading according to EN 1995-2. For the derivation of the new fatigue verification concept, the corresponding standardized S-N-line and different damage calculations with fatigue load models were used. Shear forces at the notches due to traffic loads were calculated with influence lines, which were derived from framed models. In a parameter study, the damages of the notched connections were calculated and compared for three typical bridge cross-sections, realistic span lengths between 10 m and 30 m and a working life between 80 and 140 years. These investigations focused on single-lane road bridges for agricultural use and two-lane road bridges with a low traffic volume of lorries.

The new fatigue verification concept, for which Fatigue Load Model 3 according to EN

1991-2 is used, provides two steps. At first a threshold value is checked. In case this threshold value is exceeded, the next step would be a detailed fatigue verification with a damage equivalent load. The derived fatigue verification concept should be only applied for a very high traffic volume of at least 500.000 lorries per year and for a span length shorter than 25 m. For a lower traffic volume (traffic category 3 or 4 according to EN 1991-2) and for longer span lengths the damages of the notched connections are very low, so that no fatigue verification is necessary at all.

The results of this work enable the application of notched connections in timber-concrete composite road bridges under static loading and under fatigue loading. Important values of the geometry, material properties and characteristics of notched connections and verifications are given. Thus a further important step for a wider acceptance and the feasibility of timber-concrete composite structures with notched connections is done.

Vorwort

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

Mein besonderer Dank gilt der Institutsleiterin Frau Univ.-Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann für die Übernahme des Hauptberichts sowie für Ihre Unterstützung und das Vertrauen in meine Arbeit. Ich bedanke mich aufrichtig und herzlich bei meinem Mitberichter und Wegbegleiter Prof. Dr.-Ing. habil. Jörg Schänzlin für die vielen sehr hilfreichen Diskussionen, sein unermüdliches Interesse und die zahlreichen Anregungen. Bei Prof. Dr. Andrea Frangi bedanke ich mich ebenfalls vielmals für die Übernahme des Mitberichts und die kritische Durchsicht der Arbeit.

Außerdem bedanke ich mich bei der Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen „Otto von Guericke“ e.V. (AiF) für die finanzielle Unterstützung bei zwei Forschungsprojekten. Ein großer Dank gilt auch dem Projektpartner PIRMIN JUNG Deutschland GmbH, ohne dessen Unterstützung viele experimentelle und theoretische Untersuchungen nicht möglich gewesen wären. Im Zusammenhang mit den experimentellen Untersuchungen bedanke ich mich außerdem vielmals bei Herrn Oliver Schneider für die Hilfe bei der Versuchsplanung und -durchführung. Dank gilt auch der Firma SPAX International GmbH & Co. KG für die kostenfreie Bereitstellung von Schrauben.

Weiterer Dank gilt meinen Kolleginnen und Kollegen, allen wissenschaftlichen Hilfskräften und den Verfassern der von mir betreuten Bachelor- und Masterarbeiten. Die Zusammenarbeit mit euch hat mir eine sehr schöne Zeit am Institut für Konstruktion und Entwurf beschert und ich danke allen für die Diskussionen, die Anregungen und die Unterstützung.

Ein großes Dankeschön gilt außerdem den Organisationen „International Research Staff Exchange Scheme“ (IRSES) und „European Cooperation in Science and Technology“ (COST Association) für die Finanzierung von Auslandsaufenthalten an der University of Canterbury in Christchurch, Neuseeland und an der University of Coimbra, Portugal. Ich danke Herrn Prof. Andy Buchanan und Herrn Prof. Dr. Alfredo Dias für ihr Interesse an meiner Arbeit. Ich habe die Auslandsaufenthalte als große wissenschaftliche und persönliche Bereicherung empfunden.

Meinem Ehemann Konrad und meiner Familie danke ich herzlich für ihre Liebe, die bedingungslose Unterstützung und die Aufmunterungen. Darüber hinaus gilt mein Dank allen Freunden und Bekannten für ihren Rückhalt und die Ablenkung vom Arbeitsalltag.

Sengenthal, im September 2016

Katrin Kudla

Inhaltsverzeichnis

Kurzdarstellung	I
Abstract	V
Vorwort	IX
1 Einleitung	1
1.1 Motivation und Fragestellung	1
1.2 Zielsetzung und Lösungsweg	3
2 Stand der Wissenschaft und Technik	7
2.1 Tragverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen	7
2.1.1 Allgemeines	7
2.1.2 Zeitabhängiges Materialverhalten	8
2.1.3 Stand der Normung	10
2.1.4 Berechnungsmodelle für Holz-Beton-Verbundtragwerke	12
2.2 Holz-Beton-Verbundbrücken	14
2.2.1 Allgemeines	14
2.2.2 Verbindungsmittel für Holz-Beton-Verbundbrücken	15
2.2.3 Holz-Beton-Verbundfußgängerbrücken mit Kerven	18
2.2.4 Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken	20
2.3 Kerven als Verbindungsmittel	25
2.3.1 Allgemeines	25
2.3.2 Statisches Kurzzeittragverhalten bei Push-Out Versuchen	27
2.3.3 Statisches Kurzzeittragverhalten bei Trägerversuchen	48
2.3.4 Schlussfolgerungen	50
2.4 Grundlagen der Ermüdung	52
2.4.1 Allgemeines	52
2.4.2 Nennspannungskonzept	52
2.4.3 Wöhlerlinien und lineare Schadensakkumulationshypothese	53
2.4.4 Ermüdungsnachweis von Straßenbrücken	55
2.4.5 Ermüdung bei Holz-Beton-Verbundbrücken	60

2.5	Zusammenfassung	74
3	Experimentelle Untersuchungen zum statischen Tragverhalten	77
3.1	Allgemeines zu Versuchsprogramm und Versuchsaufbau	77
3.2	Push-Out Versuche	79
3.2.1	Allgemeines zu den Versuchsserien und der Geometrie	79
3.2.2	Versuchsaufbau, Messtechnik und Versuchsablauf	81
3.2.3	Ausgewählte Beobachtungen und Ergebnisse	83
3.2.4	Tragfähigkeit und Verschiebungsmodul der Kerne	89
3.2.5	Bewertung der Ergebnisse	92
3.3	Schub- und Biegeträgerversuche	100
3.3.1	Allgemeines zu den Versuchsserien und der Geometrie	100
3.3.2	Versuchsaufbau, Messtechnik und Versuchsablauf	103
3.3.3	Ausgewählte Beobachtungen und Ergebnisse der Schubträger	105
3.3.4	Bewertung der Ergebnisse der Schubträger	111
3.3.5	Ausgewählte Beobachtungen und Ergebnisse der Biegeträger	115
3.3.6	Bewertung der Ergebnisse der Biegeträger	121
3.4	Zusammenfassung	124
4	Numerische Untersuchungen zum statischen Tragverhalten	127
4.1	Zielsetzung und Abgrenzung	127
4.2	Simulation der Push-Out Versuche	129
4.2.1	Allgemeines zu dem Modell und den Materialparametern	129
4.2.2	Materialeigenschaften und Materialmodelle	130
4.2.3	Verifizierung des Finite-Elemente Modells und Vorgehensweise bei der Ergebnisauswertung	132
4.2.4	Parameterstudie	135
4.3	Stabwerkmodell der Trägerversuche	141
4.3.1	Allgemeines zu dem Modell und den Materialparametern	141
4.3.2	Ergebnisse aus den Stabwerkmodellen und deren Vergleich mit Ver- suchsergebnissen	143
4.3.3	Auswertung	147
4.4	Zusammenfassung	154
5	Empfehlungen für die Bemessung	157
5.1	Allgemeines	157
5.2	Eigenschaften eines Holz-Beton-Verbundquerschnitts mit Kernen	157
5.2.1	Geometrieparameter und Materialgüten	157
5.2.2	Verschiebungsmodul der Kerne	161

5.2.3	Statische Tragfähigkeit der Kerbe	164
5.2.4	Ermüdungstragfähigkeit der Kerbe	168
5.3	Modellierung einer Holz-Beton-Verbundbrücke	169
5.4	Zusammenfassung	172
6	Bemessungsvorschlag für den Ermüdungsnachweis einer Kerbe	175
6.1	Allgemeines	175
6.2	Ermittlung der Ermüdungsbeanspruchung aus Verkehrslastmodellen	176
6.2.1	Lastmodelle für Ermüdungsberechnungen	176
6.2.2	Bestimmung von Schnittgrößen mit Hilfe von Einflusslinien	178
6.2.3	Ermittlung von Ermüdungsbeanspruchungen mit Hilfe der Rainflow-Methode	180
6.3	Eingangswerte für die numerische Parameterstudie	183
6.3.1	Geometrie und Materialeigenschaften der Straßenbrücken	183
6.3.2	Eigenschaften des Verbindungsmittels Kerbe	188
6.3.3	Verkehrssimulation	192
6.3.4	Einflusslinien für eine Wanderlast von 1 kN	196
6.3.5	Einflusslinien für FLM 3 und FLM 4	200
6.4	Numerische Parameterstudie zum Ermüdungsnachweis der Kerbe	202
6.4.1	Allgemeines	202
6.4.2	Vereinfachter Ermüdungsnachweis mit FLM 3 über das Verhältnis κ	202
6.4.3	Genauer Ermüdungsnachweis mit FLM 3	205
6.4.4	Detaillierter Ermüdungsnachweis mit FLM 4	209
6.4.5	Zusammenfassung der Ergebnisse der Ermüdungsnachweise mit FLM 3 und FLM 4	212
6.5	Vereinfachte Bemessungsregeln	213
6.5.1	Zielsetzung	213
6.5.2	Vorgehen beim vereinfachten Ermüdungsnachweis von Kerven in Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken	223
6.6	Zusammenfassung	226
7	Zusammenfassung und Ausblick	229
7.1	Zusammenfassung	229
7.2	Ausblick	231
8	Literaturverzeichnis	233
A	Biegeproben Holz	241
B	Betonproben	243

B.1	Push-Out Versuche	243
B.2	Trägerversuche	247
C	Berechnung der 5%-Fraktilewerte der Höchstlasten im Push-Out Versuch	251
D	Brückenquerschnitte	253
D.1	Allgemeines	253
D.2	Spannweite 10 m	254
D.3	Spannweite 15 m	255
D.4	Spannweite 20 m	256
D.5	Spannweite 25 m	257
D.6	Spannweite 30 m	258
E	Einflusslinien der Kerve	259
E.1	Einflusslinien für 1 kN (Typ 3)	259
E.2	Einflusslinien für FLM 3	260
E.3	Einflusslinien für FLM 4	262
F	Schädigungen der Kerve	265
F.1	Schädigungen infolge FLM 3	265
F.2	Schädigungen infolge FLM 4	266

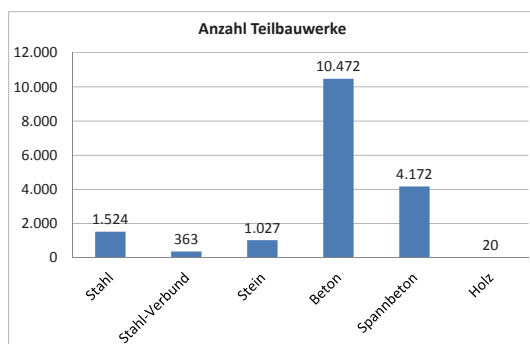
1 Einleitung

1.1 Motivation und Fragestellung

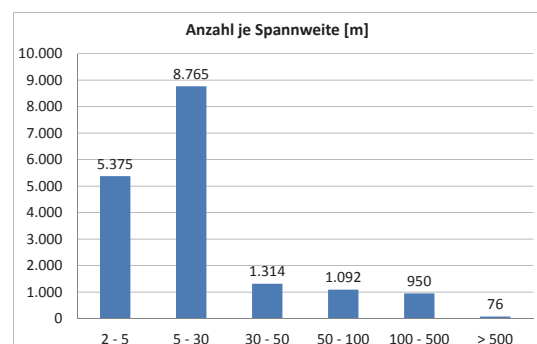
Im konstruktiven Ingenieurbau wachsen die Bestrebungen, Baumaterialien werkstoffgerecht einzusetzen und nachhaltig zu bauen. Im Bereich der Straßenbrücken kommen bereits vermehrt Stahl-Beton-Verbundtragwerke anstatt reiner Stahl- oder Massivbrücken zum Einsatz. Die Ausführung von Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken ist allerdings trotz vielseitiger Vorteile bislang eher selten.

Im Rahmen eines Forschungsprojekts [2] wurde im Jahr 2003 eine Statistik der Bundesanstalt für Straßenwesen veröffentlicht, die unter anderem die Anzahl an Brückenbauwerken in Bundesstraßen nach Bauweisen getrennt wiedergibt. Betrachtet man die Statistik zu Brücken in Bundesstraßen in Abb. 1.1(a), wird deutlich, dass im Jahr 2003 der Hauptanteil Betonbrücken waren und lediglich 20 Holzstraßenbrücken existiert haben. Auch nach dem Jahr 2003 wurden in Deutschland nicht deutlich mehr Holzstraßenbrücken gebaut.

Als eine der wenigen in den letzten Jahren gebaute Holzstraßenbrücke sei hier beispielhaft die Sprengwerkbrücke über die Bundesstraße B533 erwähnt (vgl. Abb. 1.2). Diese im Jahr 2011 errichtete Brücke weist eine Gesamtlänge von 28,9 m und eine Breite von 5,0 m auf. Die blockverleimten Träger des mehrstegigen Plattenbalkens und die Stützen bestehen aus Fichtebrettschichtholz. Als Fahrbahn wurde eine Brettsperrholzplatte mit Asphaltbelag gewählt. Diese Holzbrücke ist für Schwerlastverkehr mit Fahrzeugen bis zu 60 t zugelassen und verdeutlicht das Potential und die Leistungsfähigkeit des Werkstoffs Holz im Straßenbrückenbau [3].



(a) Anzahl an Straßenbrücken in Bundesstraßen nach Baustoffen getrennt



(b) Anzahl an Straßenbrücken in Bundesstraßen nach Spannweiten getrennt

Abbildung 1.1: Statistik der BASt zum Brückenbestand 2003 nach [2]



Abbildung 1.2: Holzstraßenbrücke Schwarzach - Hengersberg über die B533 (Foto © Schaffitzel + Miebach Faszination Brücken GmbH)

Für viele Bauherrn sprechen unter anderem Aspekte der Lebensdauer und Dauerhaftigkeit gegen eine Holzstraßenbrücke. Untersuchungen an Bestandsbauwerken haben allerdings gezeigt, dass eine Nutzungsdauer geschützter Holzbrücken von mindestens 80 Jahren möglich ist. Unter geschützten Holzbrücken, bei denen eine ausreichende Dauerhaftigkeit vorausgesetzt werden kann, versteht man nicht nur überdachte Bauwerke, sondern ebenso Tragwerke, die durch eine abdichtende Schicht (z.B. Gussasphalt mit Bitumenabdichtung), Blechabdeckungen oder Schalungen geschützt sind. Durch eine Berücksichtigung dieser Maßnahmen bei der Planung und Ausführung von Holzbrücken kann ein ausreichender konstruktiver Holzschutz gewährleistet werden [4], [5]. Auch Holz-Beton-Verbundtragwerke, bei denen unten in der Zugzone liegende Holzträger mit einer oben liegenden Betonplatte (mit einer üblichen Abdichtungsschicht) in der Druckzone zu einem Verbundquerschnitt kombiniert werden, sind als geschützte Holzbrücken zu klassifizieren. Die erforderliche Dauerhaftigkeit wird dadurch gewährleistet, dass durch die seitlich auskragende Betonplatte der konstruktive Holzschutz der Balken sichergestellt wird.

In Abb. 1.1(b) wird ersichtlich, dass ca. 50 % aller Brückenbauwerke Spannweiten zwischen 5 und 30 m aufweisen und besonders für einfeldrige Brücken in diesem Spannweitenbereich bieten sich Holz-Beton-Verbundbrücken an. Unter anderem ergeben sich gegenüber Stahl- und Massivbrücken folgende Vorteile: Ein geringes Eigengewicht, verkürzte Bauzeit durch einen hohen Vorfertigungsgrad und die Verwendung eines nachwachsenden Rohstoffs. Gegenüber Holzbrücken erweist sich als Vorteil, dass die unmittelbar befahrenen Fahrbahnteile robuste Standardausführungen aus Stahlbeton sind, sodass hier keine Sonderlösungen notwendig werden. Im Vergleich zu reinen Holzstraßenbrücken verfügt ein Holz-Beton-Verbundbauwerk über Vorteile hinsichtlich der Wirtschaftlichkeit, der Tragfähigkeit und der Steifigkeit.

Vor allem für den Einsatz in Straßenbrücken gelten besondere Anforderungen an die Verbindungsmittel. Neben einem hohen Verschiebungsmodul und einer hohen statischen Tragfähigkeit ist auch die Ermüdungsfestigkeit der Verbindung entscheidend. Diesen hohen Anforderungen wird eine Kerbe, die eine formschlüssige Verbindung zwischen Holz und Beton herstellt, gerecht. Des Weiteren zeichnet sich die Kerbe durch eine hohe Dauerhaftigkeit und eine einfache Herstellung aus. Dieses Verbindungsmittel ist dem-

nach für Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken grundsätzlich geeignet. Allerdings gibt es bislang keine normativen Vorgaben und keine Empfehlungen für Geometrie Größen, Materialparameter und Eigenschaften einer Kerbe. Vor allem der Verschiebungsmodul (also die Steifigkeit) der Kerbe, der maßgeblich das Trag- und Verformungsverhalten und die inneren Schnittgrößen eines Holz-Beton-Verbundtragwerks beeinflusst, wurde in der Vergangenheit nicht eindeutig definiert. Im Allgemeinen fehlt eine eindeutige normative Bemessungsgrundlage für Holz-Beton-Verbundtragwerke und Kerben, was die uneingeschränkte Anwendung dieser Bauweise erschwert und in der Praxis oft eine Zustimmung im Einzelfall erforderlich macht. In der aktuellen Fassung von DIN EN 1995-2 [6] ist die Kerbe als Verbindungsmittel ohne eine Angabe näherer Kennwerte erwähnt. Für die Holzbaunormen DIN EN 1995-1-1 und DIN EN 1995-2 der nächsten Generation sind erstmals Bemessungsregeln zu Holz-Beton-Verbundtragwerken vorgesehen und die Kerbe wird voraussichtlich als Verbindungsmittel in die Normen integriert werden. Aus diesem Grund ist es erforderlich, den aktuellen Stand der Wissenschaft zusammenzutragen und beispielsweise Geometrie Größen und Eigenschaften einer Kerbe oder Nachweiskonzepte vorzuschlagen.

Eine wichtige Grundlage für den Einsatz der Holz-Beton-Verbundbrücken im Straßenverkehr ist der Nachweis einer ausreichenden Ermüdungssicherheit unter den hohen wechselnden Verkehrslasten. Zwar wurden schon im 19. Jahrhundert reine Holzbrücken für Schwerlast- und Eisenbahnverkehr errichtet, allerdings ist heutzutage in Europa das Holz gegenüber den anderen Baustoffen Stahl und Beton im Brückenbau fast verschwunden und überwiegend auf den Einsatz bei nicht ermüdungsbeanspruchten Fußgänger- und Radwegbrücken beschränkt. Die Holz-Beton-Verbundbauweise kann hier eine neue Entwicklung einleiten.

Die nicht vorwiegend ruhende Beanspruchung durch den Straßenverkehr bedingt bei der Tragwerksplanung einen Nachweis der Ermüdungsfestigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Ohne die Untersuchung des Ermüdungsverhaltens von Holz-Beton-Verbundquerschnitten und der Verbindungsmittel sowie einer entsprechenden Nachweisregelung wird die Anwendung dieser Bauweise im Straßenbrückenbau nicht akzeptiert. Es gibt weltweit keine allgemein eingeführte oder normierte Vorgehensweise für den Ermüdungsnachweis von Holz-Beton-Verbundbrücken. Der Forschungsbedarf auf diesem Gebiet insbesondere im Hinblick auf das Ermüdungsverhalten der Verbindungsmittel in der Verbundfuge zwischen Holz und Beton ist groß. Als einziges Verbindungsmittel für Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken ist momentan der eingeklebte HBV-Schubverbinder (auch als Streckblech bekannt) der Firma TiComTec GmbH für den Einsatz unter Ermüdungsbeanspruchung bauaufsichtlich zugelassen [7]. Für das Verbindungsmittel Kerbe gibt es momentan keine Regelungen, wie die Ermüdungstragfähigkeit berechnet werden kann und wie ein Ermüdungsnachweis zu führen ist.

1.2 Zielsetzung und Lösungsweg

Das Ziel der Arbeit ist es, die Eigenschaften und die Tragfähigkeit einer Kerbe als Verbindungsmittel in Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken zu charakterisieren. Als wichtigste Eigenschaften sollen die Geometrie und der Verschiebungsmodul einer typischen Kerbe festgelegt werden. Das Trag- und Verformungsverhalten einer Kerbe wird durch zahlreiche

Randbedingungen, wie beispielsweise die Vorholzlänge, die Kerventiefe oder verschiedene Materialeigenschaften beeinflusst. Die Einflüsse dieser Parameter auf die Tragfähigkeit, den Verschiebungsmodul und das maßgebende Versagen der Kerne sollen identifiziert und bei der Berechnung berücksichtigt werden. Die Tragfähigkeit der Kerne wird sowohl unter statischer Beanspruchung als auch unter Ermüdungsbeanspruchung untersucht. Die Beschreibung des Ermüdungstragverhaltens und die Entwicklung eines geeigneten Ermüdungsnachweises der Kerne stellen einen weiteren Schwerpunkt der Arbeit dar.

Im ersten Abschnitt der Arbeit wird der Stand der Wissenschaft und Technik erarbeitet. Hierbei werden sowohl das Trag- und Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbundtragwerken allgemein als auch das Verhalten des Verbindungsmittels Kerne betrachtet. Es werden die Defizite der aktuellen Holzbau- und Betonbaunormen herausgearbeitet, um konkrete Ansatzpunkte für eine Verbesserung oder Weiterentwicklung der Bemessungsregeln für Holz-Beton-Verbundbrücken mit Kernen zu identifizieren. In Hinblick auf eine Anwendung im Brückenbau werden bereits existierende Fußgänger- und Straßenbrücken in Holz-Beton-Verbundbauweise untersucht. Dabei werden unter anderem die Spannweiten, statischen Systeme, Querschnitte, eingesetzten Materialien und Verbindungsmittel näher betrachtet, um typische Eigenschaften einer Holz-Beton-Verbundstraßenbrücke abzuleiten.

Eine Grundlage für die Charakterisierung der statischen Tragfähigkeit, des Verschiebungsmoduls und des Tragverhaltens der Kerne bilden Push-Out- und Trägerversuche sowie numerische Untersuchungen aus der Literatur. Für die Untersuchung der Ermüdungstragfähigkeit werden zunächst verschiedene Ermüdungskonzepte allgemein und werkstoffspezifische Besonderheiten vorgestellt, um anschließend die Anwendbarkeit auf Holz-Beton-Verbundtragwerke und Kernen überprüfen zu können. In DIN EN 1995-2 [6] sind beispielsweise Wöhlerlinien für Holz enthalten, deren Übertragbarkeit auf Kernen in Abhängigkeit des maßgebenden Versagensmodus zu überprüfen ist. In diesem Zusammenhang werden Ergebnisse aus Push-Out- und Trägerversuchen an Kernen unter Ermüdungsbeanspruchung zusammengetragen und bewertet.

Die vorhandenen Versuchsergebnisse aus der Literatur werden durch weitere, selbst durchgeführte Push-Out- und Trägerversuche ergänzt. Im Fokus dieser experimentellen Untersuchungen steht der Verschiebungsmodul, die Tragfähigkeit und das maßgebende Versagen der Kerne. Die Tragfähigkeit wird in Zusammenhang mit dem Versagensmodus betrachtet und durch Berechnungen überprüft. Darüber hinaus wird der Einfluss zusätzlicher Schrauben, die in der Regel als konstruktive Abhebesicherung in Kernen eingesetzt werden, untersucht.

Die Ergebnisse aus Push-Out Versuchen, die in erster Linie zur Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verschiebungsmoduls einer Kerne geeignet sind, werden durch Trägerversuche verifiziert und erweitert. Mit Hilfe der Holz-Beton-Verbundträger können vor allem die Wirkungsweise zusätzlicher Schrauben in den Kernen und das globale Tragverhalten untersucht werden. Darüber hinaus kann mit den Ergebnissen der Trägerversuche ein Berechnungsmodell für Schnittgrößen und Durchbiegungen verifiziert werden.

Anschließend werden die experimentellen Ergebnisse durch numerische Modelle erfasst und erweitert. Es wird ein Finite-Elemente Modell eines Push-Out Körpers vorgestellt, bei

dem nicht-lineare Materialmodelle und eine Entfestigung bis zum Versagen berücksichtigt werden. Bislang waren numerische Untersuchungen überwiegend auf linear-elastische Materialeigenschaften beschränkt und es konnte in keinem Fall eine Entfestigung abgebildet werden. Mit dem neuen Modell können Verformungen und Spannungen sowie das Trag- und Verformungsverhalten umfassend analysiert werden. Der Verschiebungsmodul und die Tragfähigkeit einer Kerbe werden mit Hilfe des Finite-Elemente Modells in Abhängigkeit verschiedener Geometrie Größen und Materialparameter berechnet.

Ein weiterer Schwerpunkt der numerischen Untersuchungen umfasst Berechnungen mit Stabwerkmodellen. Es wird durch einen Vergleich mit Versuchsergebnissen überprüft, ob Schubkräfte an den Kernen und weitere Schnittgrößen mit Stabwerkmodellen realistisch berechnet werden können. Die Schubkräfte an den Kernen können in Trägerversuchen nicht gemessen werden, aber diese Schnittgrößen stellen eine wichtige Bemessungsgrundlage dar. Des Weiteren können mit den Stabwerkmodellen die Einflüsse des Verschiebungsmoduls der Kerbe auf Schnittgrößen und Durchbiegungen im Rahmen einer Parameterstudie erfasst werden.

Auf der Grundlage von Versuchsergebnissen, die durch numerische Untersuchungen erweitert werden, werden allgemeingültige Angaben über das Trag- und Verformungsverhalten, die Geometrie und die Eigenschaften von Kernen für Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken abgeleitet. Im Gegensatz zu einer Anwendung von Kernen in Deckentragwerken sind bei Straßenbrücken sehr hohe Einzellasten und die Ermüdungstragfähigkeit zu berücksichtigen. Es werden Geometrie Größen, Materialgüten und Kennwerte, wie der Verschiebungsmodul, einer typischen Kerbe empfohlen. Die Berechnung der statischen Tragfähigkeit durch die Überprüfung verschiedener Versagensmodi wird dargestellt und die Berechnung der Ermüdungstragfähigkeit wird zusammengefasst. Des Weiteren wird ein geeignetes Stabwerkmodell zur Schnittgrößenermittlung bei Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken vorgestellt.

Im letzten Abschnitt der Arbeit wird ein neues Ermüdungsnachweiskonzept für Kernen in Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken entwickelt. Mit Hilfe einer Parameterstudie mit typischen Brückenquerschnitten, realistischen Spannweiten und verschiedenen Nutzungsdauern wird die Schädigung der Kerbe für verschiedene Verkehrsbeanspruchungen berechnet. Im Fokus der Untersuchungen stehen zunächst einstreifige Wirtschaftswegebbrücken und zweistreifige Straßenbrücken mit einem geringen LKW-Aufkommen. Die Verkehrsbeanspruchung wird durch zwei verschiedene Ermüdungslastmodelle sowie für mehrere Verkehrskategorien und Verkehrsarten berücksichtigt. Für die Berechnung der Schubkräfte an den Kernen infolge der Überfahrt von LKW werden Einflusslinien mit Hilfe von Stabwerkmodellen berechnet. Durch eine Klassifizierung und Zählung einzelner Amplituden der Einflusslinien mit einem Rainflow-Algorithmus kann für die Ermüdungsnachweise ein Beanspruchungskollektiv ermittelt werden. Die Ermüdungstragfähigkeit der Kerbe wird durch eine Wöhlerlinie beschrieben und bei den Nachweisen berücksichtigt. Für die Herleitung des neuen Ermüdungsnachweiskonzeptes werden verschiedene Ermüdungsnachweise untersucht und verglichen. Auf der Grundlage der berechneten Schädigungen der Kerbe werden auch Randbedingungen definiert, wann ein Ermüdungsnachweis der Kerbe erforderlich ist. Beispielsweise stellt sich die Frage, ob für alle Brückentypen, Spannweiten oder Verkehrskategorien der Ermüdungsnachweis gleichermaßen relevant ist.

2 Stand der Wissenschaft und Technik

2.1 Tragverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen

2.1.1 Allgemeines

Holz-Beton-Verbundkonstruktionen sind Tragwerke, bei denen die Werkstoffe Holz und Beton entsprechend ihrer Materialeigenschaften zu einem tragfähigen Verbundsystem kombiniert werden. Während der Beton überwiegend in der Druckzone des Querschnitts angeordnet wird, dient das Holzelement der Aufnahme von Zugkräften und ersetzt einen großen Teil der Bewehrung.

Sowohl beim Beton als auch beim Holz wurde bereits der Einsatz verschiedenster Baustoffe untersucht und auch praktisch umgesetzt. Es wird in der Regel Normalbeton mit einer Güte von mindestens C 20/25 verwendet, aber es kommen alternativ beispielsweise auch Faserbeton, ultrahochfester Beton, Polymerbeton oder Calciumsulfatfließestrich zum Einsatz [8], [9], [10]. Beim Holz reicht die Variation von Brettschichtholz, Vollholz, Brettstapelementen und mittlerweile auch Brettsperrholz aus Nadelholz bis hin zu Furnierschichtholz aus Nadel- oder Buchenholz. Hinsichtlich der Querschnittsgeometrie sind beim Holz ebenfalls verschiedene Varianten möglich. Neben flächigen Elementen und einzelnen rechteckigen Balkenquerschnitten ist ebenso eine Anwendung von Rundholzquerschnitten möglich.

Damit der Verbundquerschnitt funktioniert, ist eine Verbindung zwischen Holz- und Betonelement erforderlich. Ohne Verbindungsmittel zwischen beiden Elementen entspricht das Tragverhalten des Gesamtquerschnitts dem von zwei getrennt übereinander liegenden Querschnitten. Ein Verbund zwischen Holz und Beton kann durch mechanische oder formschlüssige Verbindungsmittel, die eine gewisse Nachgiebigkeit (= Steifigkeit) besitzen, hergestellt werden. Die Nachgiebigkeit ist durch die Relativverschiebung zwischen Holz und Beton an den Stellen der Verbindungsmittel messbar. Alternativ dazu können die Elemente verklebt werden, was einem starren Verbund entspricht. Die Nachgiebigkeit der Verbindung, die durch den Kennwert des Verschiebungsmoduls K erfasst werden kann, beeinflusst maßgeblich das Trag- und Verformungsverhalten des Verbundquerschnitts. In Abb. 2.1 sind für verschiedene Nachgiebigkeiten die entsprechenden Spannungsverteilungen im Querschnitt qualitativ dargestellt. Nähere Erläuterungen zum Tragverhalten eines Holz-Beton-Verbundtragwerks sind beispielsweise in Holschemacher et al. [11] oder König et al. [9] gegeben.

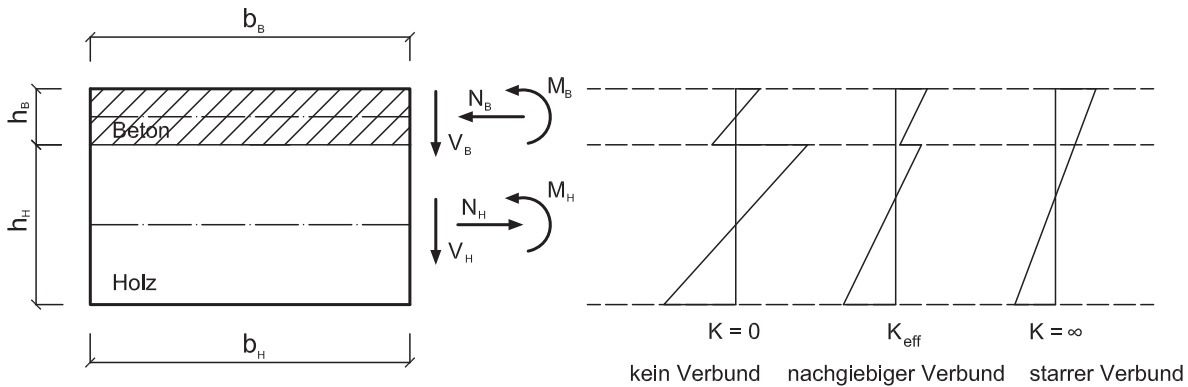


Abbildung 2.1: Dehnungsverteilung in einem Holz-Beton-Verbundquerschnitt für verschiedene Nachgiebigkeiten der Verbundfuge

2.1.2 Zeitabhängiges Materialverhalten

Neben der Nachgiebigkeit der Verbundfuge ist das, in Abhängigkeit der Zeit, unterschiedliche Verhalten der Werkstoffe Holz und Beton entscheidend. Kriechen und Schwinden, die zwei wesentlichen zeitabhängigen Einflüsse, verlaufen bei beiden Werkstoffen unterschiedlich schnell und in einem unterschiedlichen Maß ab. Dadurch finden Spannungsumlagerungen im Gesamtquerschnitt statt. Sowohl die Nachgiebigkeit der Verbindung als auch das zeitabhängige Materialverhalten müssen bei der Schnittgrößenermittlung und der Tragwerksbemessung berücksichtigt werden. Die zeitabhängigen Eigenschaften von Holz, Beton und Verbindungsmitteln beeinflussen die Spannungen im Verbundquerschnitt und die Biegesteifigkeit des Verbundträgers. Die Langzeiteffekte, wie Kriechen und Schwinden, sind wiederum von weiteren Randbedingungen, wie beispielsweise der Höhe der Beanspruchung, der Temperatur oder der Feuchtigkeit, abhängig. Das Kriechen beider Werkstoffe führt zu einer Erhöhung der Durchbiegung des Trägers. Das Schwinden des Betons führt zu einer Erhöhung der Durchbiegung und der Momentenbeanspruchung der Teilquerschnitte sowie einer Verringerung der Normalkraftbeanspruchung. Die Auswirkungen des Schwindens des Holzes sind denen des Betonschwindens genau entgegengesetzt gerichtet.

Eine Volumenverringerung des Betons infolge Schwinden ist im Wesentlichen vom Trocknungsschwinden und vom Schrumpfen abhängig. Schrumpfen entsteht infolge chemischen Schwindens (molekulare Bindung des Wassers durch den Zement) und autogenen Schwindens (Austrocknen des Zementsteins). Bei der Bemessung kann das Betonschwinden durch eine fiktive Ersatzlast oder eine äquivalente Temperaturbeanspruchung berücksichtigt werden [12], [13]. Der für den Berechnungszeitraum maßgebende Wert der effektiven Schwinddehnung des Betons kann Schänzlin [12] entnommen werden.

Da das Kriechen des Betons im Wesentlichen durch den Zementstein beeinflusst wird, ist die Kriechverformung von der Art und der Menge des verwendeten Zements abhängig. Ein niedriger Wasser/Zement-Wert und ein hoher E-Modul der Zuschlagstoffe reduzieren das Kriechen. Bei Holz ist das Kriechen neben der Höhe der Beanspruchung auch von der

Art der Beanspruchung, der Holzfaserrichtung und der Holzfeuchte abhängig. Beispielsweise ist das Kriechen unter Druck- oder Biegebeanspruchung um ca. 30 % höher als unter Zugbeanspruchung. Durch eine höhere Holzfeuchte ist das Kriechen deutlich stärker und auch Feuchteänderungen im Holz führen zu erhöhten Kriechverformungen [12].

Nach Schänzlin [12] verläuft das Kriechen des Betons bis zu einem Zeitraum von etwa 3 Jahren schneller als das Kriechen des Holzes. Dies führt zu einer Spannungsabnahme im Beton. In einem Zeitraum zwischen 3 und 7 Jahren gibt es kaum Spannungsumlagerungen im Querschnitt. Zu diesem Zeitpunkt sind bereits ca. 95 % der Kriechverformung des Betons und nur ca. 60 % der Kriechverformung des Holzes abgeschlossen [13]. Ab einem Zeitraum von etwa 7 Jahren verläuft das Kriechen des Holzes schneller. Dann kommt es zu einer Spannungsabnahme im Holz. Somit muss die unterschiedliche zeitliche Entwicklung der Kriechverformungen berücksichtigt werden. Bei der Bemessung wird dies durch eine Modifikation der E-Moduln nach Gl. (2.1) und Gl. (2.2) umgesetzt. Zu berücksichtigen ist dabei, dass sich die effektiven Verbundkriechzahlen von den Kriechzahlen der Werkstoffe unterscheiden.

$$E_{H,eff} = \frac{1}{1 + \psi_{H,V} \cdot k_{def}} \cdot E_H(t = 0) \quad \text{für Holz} \quad (2.1)$$

$$E_{B,eff} = \frac{1}{1 + \psi_{B,V} \cdot \phi_{\infty}} \cdot E_B(t = 28d) \quad \text{für Beton} \quad (2.2)$$

$$K_{eff} = \frac{1}{1 + 2 \cdot k_{def}} \cdot K(t = 0) \quad (2.3)$$

$\psi_{H,V}$	Beiwert für die effektive Verbundkriechzahl Holz nach Schänzlin [12]
k_{def}	Verformungsbeiwert Holz nach DIN EN 1995-1-1 [14]
$E_H(t = 0)$	E-Modul Holz im Ausgangszustand
$\psi_{B,V}$	Beiwert für die effektive Verbundkriechzahl Beton nach Schänzlin [12]
ϕ_{∞}	Endkriechzahl Beton nach DIN EN 1992-1 [15]
$E_B(t = 28d)$	E-Modul Beton im Ausgangszustand
$K(t = 0)$	Verschiebungsmodul eines Verbindungsmittels im Ausgangszustand

Im Bereich der Verbindungsmittel kann es infolge von Spannungsspitzen lokal zu erhöhten Kriechverformungen kommen, die zu einer Verringerung des Verschiebungsmoduls führen. Bei der Bemessung erfolgt eine Modifikation des Verschiebungsmoduls im Allgemeinen nach Gl. (2.3).

Weitere Erläuterungen und Untersuchungen zum Langzeitverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen im Allgemeinen und verschiedenen Verbindungsmitteln im Speziellen sind unter anderem in Schänzlin [12], Simon [16], Michelfelder [17], Yeoh [18], Glaser [19] und Schönborn [20] zu finden.

2.1.3 Stand der Normung

Holz-Beton-Verbund im Allgemeinen

Nach aktuellem Stand gibt es weder im Holzbau in DIN EN 1995-1-1 und DIN EN 1995-2 [14], [6] noch im Betonbau in DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-2 [15], [21] detaillierte Regelungen zur Bemessung eines Holz-Beton-Verbundtragwerks. Allerdings können Schnittgrößen und Durchbiegungen, unabhängig von Bemessungskonzepten einer Norm, beispielsweise mit Hilfe eines Stabwerkmodells ermittelt werden (vgl. Kap. 2.1.4). Die Nachweisführung erfolgt dann für die Teilquerschnitte getrennt nach der jeweils gültigen Werkstoffnorm. In DIN EN 1995-2, 5.3 [6] ist explizit der Verweis enthalten, dass die Betonelemente in Brücken nach DIN EN 1992-2 [21] zu bemessen sind und die wirksame Breite der Betonplatte nach DIN EN 1992-1-1, 5.3.2.1 zu berechnen ist. Des Weiteren ist in DIN EN 1995-2 geregelt, dass im Grenzzustand der Tragfähigkeit Risse in der Betonplatte zu berücksichtigen sind: „Der Einfluss des Betons zwischen den Rissen darf berücksichtigt werden. Als einfache Näherung darf der Wert der Steifigkeit des Betonquerschnitts in gerissenem Zustand als zu 40 % des Wertes der Steifigkeit in ungerissenem Zustand angenommen werden. In solchen Bereichen sollte eine angemessene, rissverteilende Bewehrung vorgesehen werden.“ [6] Bei einfeldrigen Holz-Beton-Verbundstraßenbrückenquerschnitten ist die Betonplatte allerdings in der Regel ausschließlich Druckspannungen ausgesetzt, sodass nur eine Mindestbewehrung zur Rissbreitenbegrenzung vorzusehen ist.

Das in DIN EN 1995-1-1, Anhang B [14] enthaltene Verfahren zur Ermittlung von Spannungen in nachgiebig verbundenen Biegestäben (auch γ -Verfahren genannt) ist für Holz-Beton-Verbundtragwerke unter Einhaltung der zugrunde gelegten Annahmen anwendbar. Im Nationalen Anhang ist zusätzlich geregelt, dass für den Teilquerschnitt aus Beton der E-Modul nach DIN EN 1992-1-1 zu verwenden ist und das Kriechen des Betons im Endzustand vereinfacht durch eine Division des E-Moduls durch 3,5 berücksichtigt werden darf. Auf die Randbedingungen für die Anwendbarkeit des γ -Verfahrens wird in Kap. 2.1.4 etwas näher eingegangen. Eine rechnerische Umsetzung wird beispielsweise in Michelfelder [22] oder Kuhlmann & Aldi [23] vorgestellt.

Hinsichtlich des Langzeitverhaltens sind momentan die Zeitzustände $t = 0$ und $t = \infty$ zu berücksichtigen. Hierbei sind die Verformungs- bzw. Kriechbeiwerte der jeweiligen Werkstoffnorm anzusetzen. Verbundkriechzahlen oder auch ein Kriechbeiwert für Verbindungsmittel werden nicht angegeben. In Müller [24] ist eine Übersicht der Modifikationen der E-Moduln von Holz und Beton sowie des Verschiebungsmoduls des Verbindungsmittels nach dem aktuellen Stand der Norm enthalten. Der Verformungsbeiwert k_{def} für Holz nach DIN EN 1995-1-1, 3.1.4 [14], der das Kriechverhalten wiedergibt, ist von der Nutzungsklasse des Bauwerks abhängig. Aufgrund des konstruktiven Holzschutzes durch die Betonplatte sind die Holzbauteile in Holz-Beton-Verbundbrücken in Nutzungsklasse 2 einzustufen.

Verbindungsmittel

In DIN EN 1995-2, 1.5.2.1 [6] ist eine sehr allgemeine Definition der „Kerbverbindung“, im Folgenden als Kerbe bezeichnet, gegeben: „Schubverbindung, bei der Teile des einen Bauteils in das andere eingebettet sind. Die verbundenen Teile werden normalerweise durch mechanische Verbindungsmittel zusammengehalten“. In diesem Abschnitt der Norm ist auch eine Abbildung einer Kerbe in einem Holz-Beton-Verbundtragwerk mit stiftförmigen Verbindungsmitteln als Abhebesicherung gegeben. Allerdings sind keine Angaben zu Geometriegrößen, Materialparametern oder Eigenschaften einer Kerbe spezifiziert. Nach DIN EN 1995-2, 5.3 [6] sind die Verbindungsmittel so zu bemessen, dass „alle Kräfte aus Verbundwirkung“ übertragen werden können, aber es sind keine genauen Nachweise benannt. Reibung zwischen Holz und Beton soll nicht berücksichtigt werden. Weiterhin ist in DIN EN 1995-2, 8.2.2 [6] angegeben, dass die Beton- und Holzelemente, zum Beispiel durch stiftförmige Verbindungsmittel oder Schlaufen aus Bewehrungsstahl, zusammenzuhalten sind, sodass sich die Bauteile nicht trennen können. Ein vollständiger Verzicht auf Abhebesicherungen wäre demnach nach dem aktuellen Stand der Norm nicht möglich. Diese Abhebesicherung soll nach DIN EN 1995-2, 8.2.2 [6] auf eine Zugkraft senkrecht zur Verbundfuge in Höhe von 10 % der Schubkraft am Verbindungsmittel bemessen werden.

Für spezielle Holz-Beton-Verbundverbindungsmittel gibt es darüber hinaus Allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen, wie zum Beispiel für eingeklebte HBV-Verbinder der Firma TiComTec GmbH [7] oder auch Europäische Technische Zulassungen, wie zum Beispiel Selbstbohrende Schrauben für Holz-Beton-Verbundkonstruktionen der Firma Adolf Würth GmbH & Co. KG [25].

Hinsichtlich des Verschiebungsmoduls ist in DIN EN 1995-1-1, 7.1 [14] geregelt, dass bei Holz-Beton-Verbundtragwerken die angeführten Werte für stiftförmige Verbindungsmittel und Dübel besonderer Bauart mit dem Faktor 2,0 zu multiplizieren sind. Angaben zum Verschiebungsmodul formschlüssiger Verbindungen sind nicht enthalten.

In DIN EN 1995-2, 2.4.1 [6] wird als Teilsicherheitsbeiwert für Verbindungsmittel in Holz-Beton-Verbundquerschnitten $\gamma_M = 1,25$ im Grenzzustand der Tragfähigkeit festgelegt.

Ermüdung von Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken

Nach aktuellem Stand der Normung werden keine Nachweise oder Hinweise für die Bemessung von Holz-Beton-Verbundtragwerken unter Ermüdungsbeanspruchung gegeben. Aus diesem Grund hat die Nachweisführung für die Teilquerschnitte getrennt nach der jeweils gültigen Werkstoffnorm DIN EN 1995-2 [6] bzw. DIN EN 1992-2 [21] zu erfolgen. Als Teilsicherheitsbeiwert im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird für Ermüdungsnachweise für Holz und Beton $\gamma_{M, fat} = 1,0$ angegeben. Die Ermüdungsbeanspruchung aus Verkehr ist allgemeingültig nach DIN EN 1991-2 [26] zu ermitteln. Nähere Informationen zu werkstoffübergreifenden Konzepten der Ermüdungsberechnung sowie zum Ermüdungsverhalten von Holz und Beton sind in Kap. 2.4 enthalten.

Als einziges Verbindungsmittel für Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken ist momentan der eingeklebte HBV-Schubverbinder (auch als Streckblech bekannt) der Firma TiComTec GmbH [7] für den Einsatz unter Ermüdungsbeanspruchung bauaufsichtlich zugelassen. In diesem Fall werden in der Allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung Beiwerte des Verbindungsmittels angegeben, die bei einem Ermüdungsnachweis nach DIN EN 1995-2,

A.3 [21] für die Berechnung der Ermüdungsfestigkeit benötigt werden. Dass die Ermüdungstragfähigkeit anderer für den Straßenbrückenbau geeigneter Verbindungsmittel, wie zum Beispiel Kerne oder Dübelleiste, nach den aktuellen Vorgaben von DIN EN 1995-2 [21] berechnet werden kann, wird in Kap. 2.4.5 bzw. Kuhlmann & Aldi [1] und Müller [24] gezeigt. Wie zuvor erwähnt, ist die Kerne (bzw. Kerbverbindung) zwar in der Holzbaunorm DIN EN 1995-2 [21] als Verbindungsmittel für Holz-Beton-Verbundbrücken enthalten, aber es werden keine näheren Angaben zum Tragverhalten gemacht.

2.1.4 Berechnungsmodelle für Holz-Beton-Verbundtragwerke

Allgemeines

Für die Bemessung von Holz-Beton-Verbundtragwerken sind Teilschnittgrößen des Betonquerschnitts, des Holzquerschnitts und der Verbindungsmittel zu berechnen. Es stehen verschiedene Berechnungsmodelle für die Schnittgrößenermittlung zur Verfügung, die im Detail für unterschiedliche Anwendungsgebiete geeignet sind. Im Folgenden werden kurz zwei mögliche praxisrelevante Berechnungsmodelle vorgestellt und bewertet. Darüber hinaus kann eine Berechnung auch mit Hilfe eines Differentialgleichungssystems, dem Schubanalogieverfahren oder der Finite-Elemente Methode erfolgen. Unter anderem in König et al. [9] und Müller [24] sind die Grundlagen der statischen Bemessung einer Holz-Beton-Verbundstraßenbrücke ausführlich erläutert.

Eine Besonderheit der Schnittgrößenberechnung einer Holz-Beton-Verbundkonstruktion ist, dass die Nachgiebigkeit der Verbundfuge zu berücksichtigen ist. Da die Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel zwischen Holz und Beton das Trag- und Verformungsverhalten maßgeblich beeinflusst, sollten die Verbindungsmiteleigenschaften im Berechnungsmodell abgebildet werden können. Der Verschiebungsmodul je Verbindungsmittel kann anhand von Versuchen ermittelt werden. Für typische bei Straßenbrücken anwendbare Verbindungsmittel ist dieser Wert nicht normativ geregelt, sondern muss aus Versuchen oder einer entsprechenden Allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung ermittelt werden. Darüber hinaus sind weitere Material- und GeometrieKennwerte der Holz- und Betonquerschnitte für die Tragwerksberechnung notwendig.

Nachgiebig verbundene Biegestäbe nach DIN EN 1995-1-1

Bei der als γ -Verfahren bekannten Schnittgrößenermittlung für nachgiebig verbundene Biegeträger wird die Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel durch die Abminderung der Steiner-Anteile des Flächenträgheitsmoments berücksichtigt (vgl. DIN EN 1995-1-1, Anhang B [14]). Der Abminderungsfaktor γ kann dabei Werte zwischen Null (kein Verbund) und Eins (starrer Verbund) annehmen. Hergeleitet wurde die Bestimmung der effektiven Biegesteifigkeit durch den Vergleich der Durchbiegungen eines starren und eines nachgiebig angeschlossenen Verbundträgers unter einer sinusförmigen Beanspruchung. Auf Einfeldträger unter Gleichstreckenlast ist das Verfahren in ausreichender Näherung anwendbar. Des Weiteren setzt die Lösung konstante Teilquerschnitte und einen statisch bestimmt gelagerten Einfeldträger voraus. Darüber hinaus wird die Nachgiebigkeit der Verbundfuge über die gesamte Trägerlänge hinweg konstant angenommen (kontinuierliche Verbindung), sodass eine diskontinuierliche Anordnung mit verschiedenen Abstän-

den zwischen einzelnen Verbindungsmitteln nur beschränkt abgebildet werden kann. Eine Berücksichtigung des Langzeitverhaltens kann durch eine Modifikation der Materialeigenschaften erfolgen [13].

Für einfeldrige Holz-Beton-Verbunddecken mit einer gleichmäßig verteilten Belastung und konstanten, ausreichend geringen Abständen zwischen den Verbindungsmitteln ist das γ -Verfahren für eine Schnittgrößen- und Verformungsberechnung sehr gut geeignet. Für Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken, bei denen eine Berücksichtigung der hohen Achslasten der LKW notwendig ist und die Verbindungsmittel (z.B. Kerfen) in der Regel nicht äquidistant angeordnet werden, ist dieses Verfahren nicht geeignet und die Ergebnisse liegen auf der unsicheren Seite [27].

Berechnung mit Hilfe eines Stabwerkmodells

Bei einem Stabwerkmodell werden dem Obergurt die Material- und GeometrieKennwerte der Betonplatte und dem Untergurt die Material- und GeometrieKennwerte der Holzträger zugeordnet. Ober- und Untergurt werden im Modell mit Druckstäben verbunden. Die Abstände der Druckstäbe dürfen nicht zu groß gewählt werden, damit die Schnittgrößen korrekt abgeschätzt werden. Für die Schnittgrößenberechnung bei diskontinuierlich angeordneten Verbindungsmitteln eignet sich ein Stabwerkmodell, bei dem die nachgiebig verbundenen Stellen durch senkrecht zu Ober- und Untergurt angeordnete Kragarme mit Endgelenk auf Höhe der Verbundfuge modelliert werden, denen eine effektive Biegesteifigkeit EI^* zugewiesen wird. Die effektive Biegesteifigkeit dieser Stäbe ist von dem Verschiebungsmodul und dem Abstand der Schwerachsen von Ober- und Untergurt abhängig (vgl. [27] und Kap. 4.3).

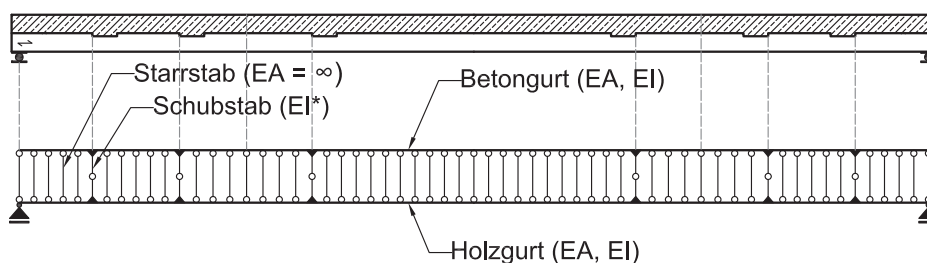


Abbildung 2.2: Stabwerkmodell eines Holz-Beton-Verbundtragwerks mit Kerfen

In Abb. 2.2 ist beispielhaft ein Stabwerkmodell für einen Holz-Beton-Verbundträger mit Kerfen dargestellt. Hier werden an den Stellen der beanspruchten, dem Trägerende zugewandten Kerfenflanken diese Kragarme im Modell vorgesehen. Die Beanspruchung der Verbindungsmittel ergibt sich aus den Querkräften der Kragarme. Sprünge in den Momenten- und Normalkraftverläufen von Ober- und Untergurt, die aus der Schubkraft in den Verbindungsmitteln resultieren, können ebenfalls direkt aus dem Modell abgelesen werden und eine Berücksichtigung von Einzellasten ist ohne Weiteres möglich. Diese Möglichkeiten sprechen für den Einsatz eines Stabwerkmodells bei der Berechnung von Schnittgrößen und Verformungen von Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken mit Kerfen.

2.2 Holz-Beton-Verbundbrücken

2.2.1 Allgemeines

Die Anwendung der Holz-Beton-Verbundbauweise im Brückenbau hat ihren Ursprung in den 1930er Jahren in den Vereinigten Staaten von Amerika. Aufbauend auf einem ersten Forschungsprojekt [28] wurden von 1934 bis 1954 ca. 200 Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken im Bundesstaat Oregon errichtet [16].

In den 1950er Jahren wurden erste Holz-Beton-Verbundbrücken in Australien und Neuseeland gebaut. Ein Beispielbauwerk, das auch heute noch in Benutzung ist, ist die 1971 erbaute Straßenbrücke in Rotorua mit 16 m Spannweite (vgl. Abb. 2.3). Befahren wird diese Brücke hauptsächlich von Fahrzeugen der Forstwirtschaft. Wie in Abb. 2.4 zu sehen ist, besteht die Brücke aus fünf Furnierschichtholzträgern (24 cm Breite und 122 cm Höhe) und der Verbund mit der oben liegenden Betonplatte wird über auf die Träger aufgeklebte Holznocken hergestellt. Zusätzlich sind die Holznocken über Schrauben (D = 18 mm) mit den Trägern verbunden. Insgesamt sind über die komplette Trägerlänge 61 gleichmäßig verteilte Holznocken angeordnet. Lediglich die Anzahl der zusätzlichen Schrauben wurde von fünf Schrauben je Nocke am Trägerende bis zu zwei Schrauben je Nocke in Trägermitte variiert. Durch die ca. 105 mm langen Lücken zwischen den Holznocken, die mit Beton verfüllt sind, entsteht eine formschlüssige Schubverbindung, die der noch heute angewandten Kerbe sehr ähnlich ist [29], [30].



(a) Straßenansicht der Brücke



(b) Seitenansicht der Brücke

Abbildung 2.3: Holz-Beton-Verbundstraßenbrücke in Rotorua (Neuseeland), Fotos: Katrin Kudla

In Europa, vor allem in der Schweiz, in Finnland, Deutschland, Österreich und Frankreich, wurden seit den 1990er Jahren einige Holz-Beton-Verbundbrücken für Fußgänger und auch Straßenbrücken errichtet. Als eine der ersten Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken ist beispielsweise die 1991 erbaute Brücke Le Sentier in der Gemeinde Chenit (Schweiz) zu nennen. Bei dieser 4 m breiten und 13 m langen Brücke wurde der Verbund der Fichte-Rundholzbalken mit der Betonfahrbahn über dreieckige Kerben und vorgespannte Einlassdübel hergestellt. Zugelassen ist die Brücke für Fahrzeuge bis zu 28 t [31].

Hervorzuheben ist im Zusammenhang mit Holz-Beton-Verbundbrücken außerdem das „Nordic Timber Bridge Project“, in dessen Rahmen 1994 und den folgenden Jahren Straßenbrücken zwischen 10 m und 30 m Spannweite und 4,5 m bis 8,5 m Breite erforscht wurden [24]. Im Zuge dieser Initiative entstanden in Finnland zahlreiche Holz-Beton-Verbundbrücken, wie zum Beispiel die 2001 fertiggestellte Brücke Pikisilta in Oulu.

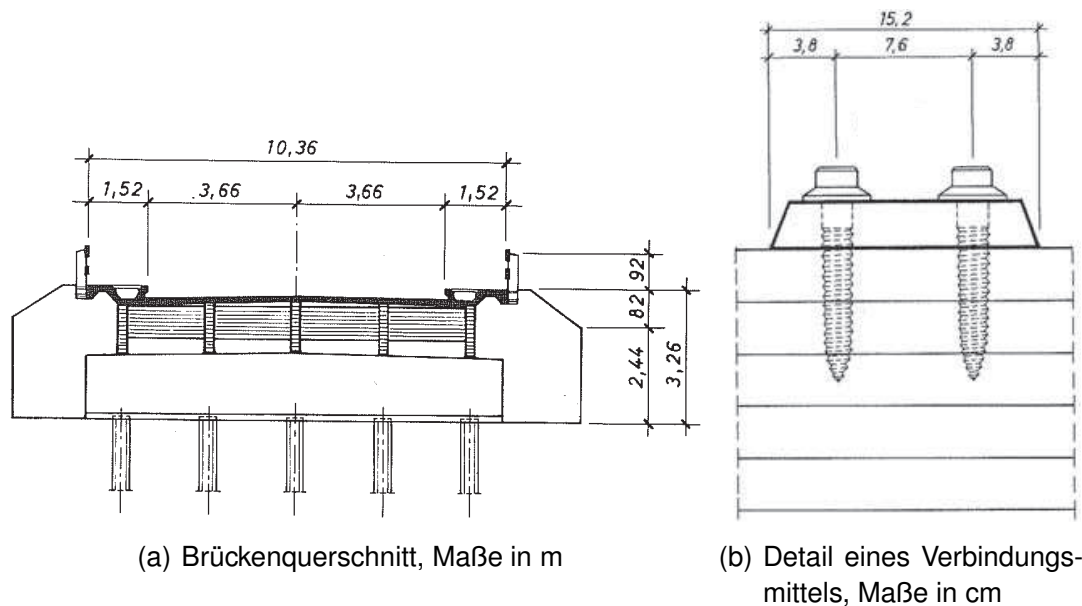


Abbildung 2.4: Konstruktionszeichnungen der Brücke in Rotorua (Neuseeland) [29]

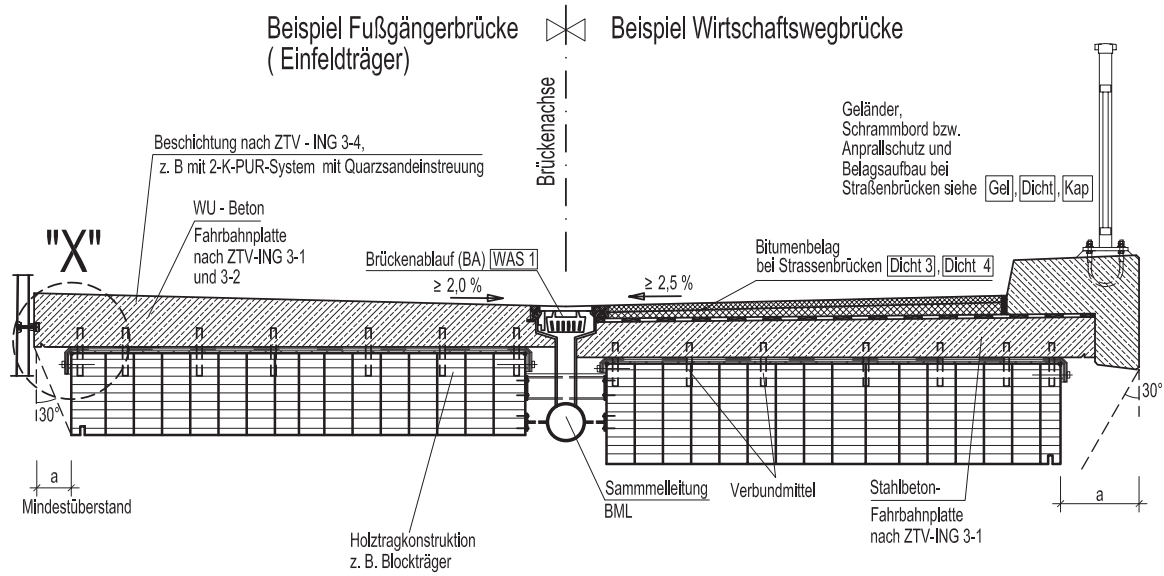
In der Regel beträgt die Spannweite einer Holz-Beton-Verbundbrücke zwischen 10 m und 30 m. Bei dem Großteil der Brücken handelt es sich um Einfeldträger, aber es gibt ebenso Beispiele für Sprengwerk- und Bogenbrücken oder Mehrfeldträger [24], [32]. Die Holzträger bestehen oftmals aus blockverklebten Brettschichtholzelementen, da die erforderliche Querschnittsbreite in vielen Fällen die Breite eines einzelnen Brettschichtholzträgers überschreitet. Es existieren zahlreiche Fußgänger- und Radwegbrücken, aber auch einige Holz-Beton-Verbundbrücken, die für LKW-Verkehr mit bis zu zwei Fahrstreifen geeignet sind. Der überwiegende Teil der bislang realisierten Straßenbrücken sind Wirtschaftswegebrücken für landwirtschaftlichen oder forstwirtschaftlichen Verkehr. Nach aktuellem Stand gibt es in Deutschland keine Holz-Beton-Verbundstraßenbrücke als Bestandteil einer Bundesstraße oder Autobahn.

In Abb. 2.5 ist ein typischer Holz-Beton-Verbundbrückenquerschnitt für eine Fußgängerbrücke und für eine Wirtschaftswegebrücke dargestellt. Bei dieser Darstellung sind vor allem Empfehlungen für den baulichen Holzschutz hervorgehoben [5]. Die Existenz einer solchen Musterzeichnung unterstreicht die Tatsache, dass Holz-Beton-Verbundbrücken heutzutage keine exotische Bauweise mehr darstellen und dem Stand der Technik entsprechen.

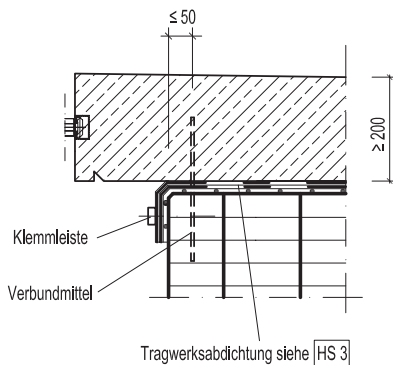
2.2.2 Verbindungsmittel für Holz-Beton-Verbundbrücken

Das Trag- und Verformungsverhalten der in der Verbundfuge zwischen Holz und Beton angeordneten Verbindungsmittel beeinflussen maßgeblich den Kraftfluss im Brückentragwerk. Vor allem für den Einsatz im Brückenbau gelten besondere Anforderungen an die Verbindungsmittel. Neben einem hohen Verschiebungsmodul und einer hohen statischen Tragfähigkeit ist, für den Einsatz bei Straßenbrücken, auch die Ermüdungsfestigkeit der

Querschnitt



Einzelheit "X"



Maße in [mm]

Abbildung 2.5: Musterzeichnung für den baulichen Holzschutz einer Holz-Beton-Verbundbrücke [5]

Verbindung entscheidend. Des Weiteren sind, wie bei Holz-Beton-Verbunddeckentragwerken auch, eine hohe Dauerhaftigkeit und eine einfache Herstellung durch Vorfertigung im Werk oder einfaches und schnelles Einbringen der Verbindungsmittel auf der Baustelle wichtig.

In Abb. 2.6 sind vier verschiedene, für Holz-Beton-Verbundbrücken im Allgemeinen geeignete, typische Verbindungsmittel dargestellt. Diese Verbindungsmittel kamen bereits bei einigen Brückenbauprojekten in Europa zum Einsatz (vgl. Kap. 2.2.3 und Kap. 2.2.4). In Deutschland gibt es derzeit nur Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken mit Dübelleisten oder

HBV-Schubverbinder (eingeklebtes Streckblech). Bei Fußgänger- und Radwegbrücken kamen auch Kerfen bereits zum Einsatz [33]. Darüber hinaus gibt es noch weitere Verbindungsmittel, die für Brücken geeignet sind. Einige davon werden in Simon [16], Müller [24] und Rodrigues et al. [34] vorgestellt.

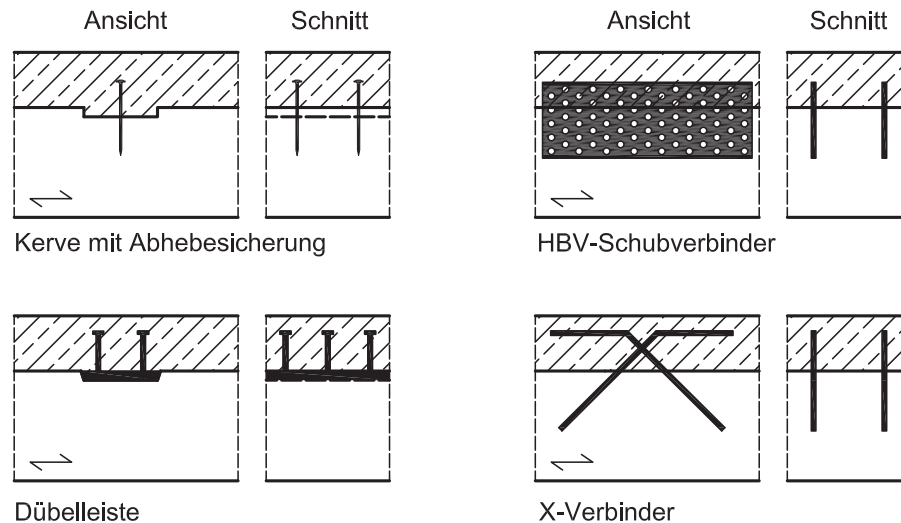


Abbildung 2.6: Typische Verbindungsmittel für Holz-Beton-Verbundbrücken

Eine Kerfe ist eine formschlüssige Verbindung, bei der eine Ausfräsung im Holz mit Beton gefüllt wird. Dadurch entsteht eine schubsteife Verzahnung zwischen Holzelement und Betonplatte, bei der die Schubkraft über Kontakt weitergeleitet wird. In vielen Fällen werden Kerfen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln (z.B. Tellerkopfschrauben oder Bewehrungsbügel) kombiniert, um ein Trennen bzw. Abheben von Holz und Beton zu verhindern. Diese stiftförmigen Verbindungsmittel werden allerdings nicht für den Abtrag der Schubkraft herangezogen. In Kap. 2.3 sind nähere Informationen zu den Eigenschaften einer Kerfe gegeben.

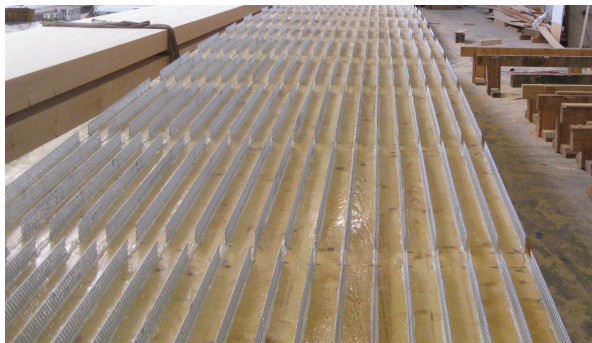
Eine Dübelleiste ist eine 30 mm dicke Stahlplatte, die mit Vollgewindeschrauben in einer 30 mm tiefen Ausfräsung im Holz befestigt wird und über auf die Stahlplatte aufgeschweißten Kopfbolzen eine Verbindung zum Beton herstellt (vgl. Abb. 2.7(b)). Im Vergleich zu einer Kerfe, bei der die Ausfräsung mit Beton gefüllt wird, wird bei einer Dübelleiste die Schubbeanspruchung aus dem Beton über die Kopfbolzen und die Stahlplatte ins Holz weitergeleitet. Auf der Seite des Stahlbetons liegt eine Standard-Kopfbolzenverbindung vor und holzseitig entspricht die Verbindung einem einfachen Versatz. Die Dübelleiste wurde für die 1996 erbaute Crestawaldbrücke (Sufers, Schweiz) entwickelt und an der Bauhaus-Universität Weimar weiterführend untersucht [24].

Der HBV-Schubverbinder ist ein perforiertes Blech, das in eine Ausfräsung im Holz eingeklebt wird und in die Betonplatte hineinragt (vgl. Abb. 2.7(a)). Durch die Löcher im Blech entsteht eine Verzahnung über Betondübel. Beim HBV-Schubverbinder handelt es sich um eine patentierte Verbindung [35], deren Bemessung durch die Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-9.1-557 [7] sowohl für vorwiegend ruhende als auch nicht ruhende

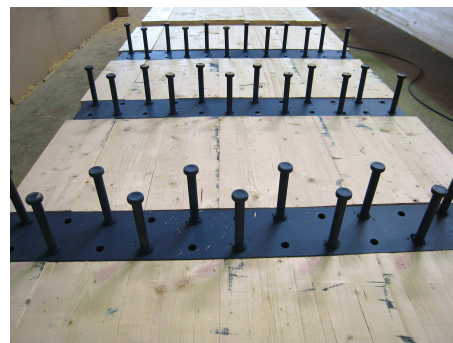
Belastungen abgedeckt ist. Um die im Brückenbau notwendige Tragfähigkeit der Verbundfuge erzielen zu können, sind zahlreiche Bleche erforderlich. Dennoch wird dieses Verbindungsmittel aufgrund der Allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung in Deutschland im Brückenbau am häufigsten eingesetzt.

Der X-Verbinder ist im Wesentlichen im Rahmen des Nordic Timber Bridge Projects entwickelt worden [36], [37], wurde aber auch in Deutschland weiterführend untersucht [1], [16]. Ein X-Verbinder besteht aus zwei unter 45° im Holz eingeklebten Bewehrungsstäben. Die Abschnitte der Bewehrungsstäbe, die in den Beton hineinragen, sind gebogen, sodass sie parallel zur Oberkante des Betons verlaufen. Der Durchmesser eines Bewehrungsstabes kann 12 mm oder 16 mm betragen. Das Versagen zeichnet sich durch eine hohe Duktilität aus. Die Anwendung des X-Verbinders kann auch mit einer formschlüssigen Verbindung in Form einer Kerbe kombiniert werden, wodurch die Tragfähigkeit und die Steifigkeit erheblich gesteigert werden kann [37].

Die Vorteile einer Kerbe, die im Folgenden weiter untersucht wird, liegen in der einfachen, kostengünstigen Herstellung sowie der hohen Tragfähigkeit und der hohen Steifigkeit. Eine Dübelleiste zeichnet sich zwar ebenfalls durch eine hohe Tragfähigkeit und hohe Steifigkeit aus, aber das Einbauteil als Stahlplatte mit aufgeschweißten Kopfbolzen erfordert einen gewissen Fertigungsaufwand. Der HBV-Schubverbinder und der X-Verbinder zeichnen sich durch ein erstrebenswertes duktiles Versagen aus. Allerdings sind der Fertigungsaufwand und die Kosten, um eine für die Tragfähigkeit ausreichende Anzahl an Verbindungsmitteln einzubringen, hoch.



(a) HBV-Schubverbinder einer Holz-Beton-Verbundbrücke in Winschoten (NL)



(b) Dübelleisten der Birkbergbrücke bei Wippra (D)

Abbildung 2.7: Einsatz von Verbindungsmitteln in der Praxis (Fotos © Schaffitzel + Miebach Faszination Brücken GmbH)

2.2.3 Holz-Beton-Verbundfußgängerbrücken mit Kerven

Aufgrund der Vielzahl an Holz-Beton-Verbundfußgängerbrücken in ganz Europa wird im Folgenden nur auf Beispiele mit Kerven als Verbindungsmittel eingegangen. Da bislang nur sehr wenige Straßenbrücken mit Kerven gebaut wurden, ist es wichtig auch die Erfahrungen aus dem Bau von Fußgängerbrücken in der Forschung zu berücksichtigen. Das Tragverhalten von Fußgänger- und Straßenbrücken ist grundsätzlich gleich. Bei einer An-

wendung für Schwerverkehr werden lediglich größere Querschnitte, geringere Kerfenabstände und höhere Materialgüten erforderlich.

Im Folgenden werden drei Fußgängerbrücken, die nachweislich mit Kerfen gebaut wurden, kurz vorgestellt: Die Schafferbrücke in Eppstein (Österreich), die Rokokobrücke und die Bahnhofsbrücke in Schwäbisch Gmünd (Deutschland). Die 13,5 m lange und 6,0 m breite Schafferbrücke wurde 1997 erbaut und es wurden Kerfen in Kombination mit eingeklebten Gewindestangen eingesetzt [24]. Näheres zu den Querschnitten oder den Materialien ist nicht bekannt.

Die Rokokobrücke (vgl. Abb. 2.8(a)) und die Bahnhofsbrücke wurden 2014 im Zuge der Landesgartenschau in Schwäbisch Gmünd errichtet. Die zwei baugleichen Brücken sind 27,7 m lang und 3,0 m breit (Bahnhofsbrücke) bzw. 25,3 m lang und 2,5 m breit (Rokokobrücke) [32]. Es wurde eine Holzgüte GL 32c und eine Betongüte C 40/50 verwendet. Eine Besonderheit der Brücken ist die integrale Bauweise, bei der die Betonplatte mit den zwei Widerlagern einen Rahmen bildet. Unter einer 20 cm dicken Betonplatte befindet sich ein 60 cm hoher blockverklebter Holzquerschnitt. Der Holzträger ist im Bereich des positiven Feldmoments angeordnet und über die Kerfen und zusätzliche Bügel mit der Betonplatte verbunden. Der bauliche Holzschutz ist durch die seitlich auskragende Betonplatte gewährleistet. Dadurch, dass der Träger um mehr als 30° zur Vertikalen nach innen versetzt ist, wird Schlagregen von der Konstruktion ferngehalten (vgl. auch Abb. 2.5). Vor dem Betonieren wurde auf die Holzträger oberflächlich eine Zementschlempe aufgebracht, die ein Aufsaugen des Wassers aus dem frischen Beton verhindert.



(a) Seitenansicht der Brücke



(b) Kerfen mit eingeklebten Bügeln

Abbildung 2.8: Rokokobrücke in Schwäbisch Gmünd (D), Baujahr 2014 (Fotos: Katrin Kudla)

Als Verbindungsmittel kamen Kerfen mit eingeklebten Bügeln zum Einsatz (vgl. Abb. 2.8(b)). Eine Kerfe ist 40 mm tief, 330 mm lang und verläuft annähernd über die komplette Breite des Holzelements. Die Abstände der Kerfen wurden über die Trägerlänge variiert. Am Trägerende beträgt der Abstand 80 cm und in Trägermitte 140 cm. Die maßgebende Vorholzlänge einer Kerfe am Trägerende beträgt 47 cm.

Da für Rokoko- und Bahnhofsbrücke aufgrund der Verwendung der Kerfe eine Zustimmung im Einzelfall erforderlich war und der anzusetzende Wert des Verschiebungsmoduls nicht bekannt war, wurde eine Parameterstudie durchgeführt. Hierbei wurde der Verschiebungsmodul einer Kerfe zwischen 200 kN/mm/m und 1.000 kN/mm/m variiert. Es zeigte sich, dass bei der Anwendung eines Verschiebungsmoduls von 200 kN/mm/m die Zugspannung des Holzträgers in Feldmitte gegenüber einem Verschiebungsmodul von

1.000 kN/mm/m um 9 % erhöht und Durchbiegung um 14 % erhöht waren. Für die Bemessung wurde letztendlich ein Verschiebungsmodul von 750 kN/mm/m gewählt. Nach Fertigstellung der Brücken zeigte sich, dass die berechnete Durchbiegung nicht erreicht wurde. Das heißt, dass das Gesamtsystem steifer war als angenommen [33].

2.2.4 Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken

Holzstraßenbrücken werden in der Praxis, vor allem seit den 1990er Jahren, in vielen Fällen als Holz-Beton-Verbundkonstruktionen ausgeführt. Die Verbundkonstruktionen verfügen vor allem bei einer Nutzung für Schwerverkehr über Vorteile hinsichtlich Wirtschaftlichkeit, Tragfähigkeit, Steifigkeit und Dauerhaftigkeit. Allerdings erfordert die Verbindung zwischen Holz und Beton im Vergleich zu Fußgänger- und Radwegbrücken erhöhte Aufmerksamkeit in Bezug auf das Tragverhalten unter der nicht ruhenden Verkehrsbeanspruchung (Ermüdung). Nähere Informationen zum Ermüdungstragverhalten sind in Kap. 2.4 enthalten.

Einige beispielhaft ausgewählte Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken in Europa sind in Tab. 2.1 aufgelistet. Die Auswahl ist beschränkt auf Balkenbrücken als Einfeldträgersystem, was der typischen Konstruktionsform entspricht. Ausführungen mit Holzfachwerk oder -bogen im Verbund mit dem Beton, Durchlaufträger und eine Anwendung anderer Verbindungsmittel stellen eher Ausnahmen dar. Bereits anhand dieser beispielhaft gewählten Auflistung wird deutlich, dass der Spannweitenbereich zwischen 10 m und 30 m für Holz-Beton-Verbundbrücken besonders geeignet ist. In den meisten Fällen handelt es sich bei den aufgeführten Beispielen um einstreifige Wirtschaftswegbrücken für eine landwirtschaftliche oder forstwirtschaftliche Nutzung. Lediglich die zwei sehr ähnlichen Brücken La Léchère und Planchy, die im Zuge der Ortsumfahrung bei Bulle (Schweiz) gebaut wurden, werden für stärker befahrene Straßenabschnitte genutzt. Bei der Ortsumfahrung von Bulle wurden insgesamt sogar sieben Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken für Schwerverkehr mit bis zu 40 to errichtet [38]. Die Brücke Planchy ist in Abb. 2.9 in der Unteransicht abgebildet. Hier ist zu erkennen, dass acht schmale Brettschichtholzträger aus Fichte nebeneinander angeordnet wurden.



Abbildung 2.9: Unteransicht der Brücke Planchy bei Bulle (CH) [38]

Bei zahlreichen anderen Beispielen (Vorlandbrücken Lohmar Höngesberg, Kulmkebrücke, Brücke Schmatzfelder Chaussee und Birkbergbrücke) wurden nur zwei sehr breite blockverklebte Brettschichtholzquerschnitte aus Fichte oder Lärche eingebaut. Im Fall der Birkbergbrücke bei Wippra (vgl. Abb. 2.10) ist ein Brettschichtholzträger 70 cm hoch und 126 cm breit. Bei dieser Brücke sind auch die Materialgüten mit Beton C 30/37 und Holz GL 32h bekannt. Die Dicke der Betonplatte beträgt 25 cm. Insgesamt wurden bei der Birkbergbrücke 32 Dübelleisten (16 Dübelleisten je Brettschichtholzträger) als Verbindungsmittel verbaut. Es wurden diskontinuierliche Abstände zwischen den Dübelleisten gewählt. Die Abstände sind von 60 cm Vorholzlänge am Trägerende bis 150 cm in Trägermitte abgestuft [39].



(a) Seitenansicht der Brücke



(b) Unteransicht der Brücke

Abbildung 2.10: Birkbergbrücke bei Wippra (D), Baujahr 2008 (Fotos: Martin Kästner)

Eine weitere Variante für die Anordnung der Holzträger zeigen die drei Schweizer Holz-Beton-Verbundbrücken Suhrebrücke, Erlibrücke und Le Sentier, bei denen Rundholzvollquerschnitte zu einer Platte zusammen gespannt wurden. Im Fall der Suhrebrücke sind es beispielsweise zehn Balken, die nebeneinander angeordnet eine ca. 4 m breite Platte ergeben. Die Balken weisen eine durchschnittliche Höhe von 44 cm auf. Die insgesamt sechs Kerven wurden in Querrichtung durch alle Balken in einer Linie über die komplette Breite eingefräst. Die gewählten Kerven sind bei der Suhrebrücke keine rechteckigen Ausfräsungen im Holz, sondern wurden wie ein Stirnversatz ausgeführt. Als Abhebesicherung wurden Gewindestangen als Zugverankerung verwendet. Neben den Abständen zwischen den Kerven (minimale Vorholzlänge ca. 1 m) wurde auch die Geometrie der Kerven variiert. Am Trägerende wurde die Kerbe 450 mm lang und 80 mm tief gewählt, die nächste Kerbe 360 mm lang und 65 mm tief und die nahe der Mitte angeordnete Kerbe 280 mm lang und 50 mm tief [31]. Bei der Erlibrücke und der Brücke Le Sentier sind die Kerven dreieckige Ausfräsungen im Holz, in die je Balken zusätzlich zwei vorgespannte Hilti-Dübel als Abhebesicherung eingebracht sind. Bei der Brücke Le Sentier wurden über die gesamte Länge insgesamt 14 solcher Kerven angeordnet [31]. Die Beispiele für Straßenbrücken mit Kerven zeigen, dass unterschiedliche Geometrien und Konstruktionsformen der Kerbe zum Einsatz kamen, aber in jedem Fall wurde eine Abhebesicherung zwischen Holz und Beton vorgesehen.

Als einziges Beispiel für eine Holz-Beton-Verbundstraßenbrücke mit X-Verbindern ist die Tirvabrücke in Tab. 2.1 aufgeführt. Als Verbindungsmittel wurden in diesem Fall kreuzweise eingeklebte Bewehrungsstäbe ($D = 16 \text{ mm}$) mit 24 mm tiefen Kerven kombiniert [36]. Neben der 1997 erbauten Tirvabrücke wurden in Finnland zwischen 1993 und 2009 insgesamt elf weitere Holz-Beton-Verbundbrücken gebaut. Das imposanteste Beispiel ist die

Vihantasalmibrücke bei Mäntyharju (Baujahr 1999). Mit insgesamt fünf Feldern, einer maximalen Spannweite von 42 m und einer Gesamtlänge von 182 m ist die Vihantasalmibrücke die größte Holz-Beton-Verbundstraßenbrücke der Welt. Auf einer Gesamtbreite von 14 m stehen zwei Fahrstreifen sowie ein 3 m breiter Fuß- und Radweg zur Verfügung. Als Verbindungsmittel wurden auch für diese Brücke X-Verbinder in Kombination mit Kerven gewählt [36]. Dieses Bauwerk zeigt eindrucksvoll das Potential der Holz-Beton-Verbundbauweise für den Straßenbrückenbau. Auch für eine Nutzung für Schwerverkehr sind große Spannweiten und gestalterische Vielfalt möglich.

Tabelle 2.1: Beispielbauwerke für typische Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken in Europa (nur Einfeldträger)

Name der Brücke	Spannweite [m]	Breite [m]	Verbindungsmittel
Vorlandbrücken Lohmar Höngesberg (D, 2014) [40]	10,0	3,5	HBV-Schubverbinder
Kulmkebrücke, Herzberg (D, 2013) [32]	12,0	4,75	HBV-Schubverbinder
Brücke Schmatzfelder Chaussee, Wernigerode (D, 2012) [32]	15,2	5,0	Dübelleiste
Suhrebrücke, Moosleerau Reitnau (CH, 2011) [31]	12,5	4,5	Kerve
Birkbergbrücke bei Wippra (D, 2008) [39]	15,2	4,5	Dübelleiste
Brücke La Léchère, Bulle (CH, 2005) [38]	28,2	9,3	Kerve
Brücke Planchy, Bulle (CH, 2005) [38]	33,5	13,0	Kerve
Aabachbrücke im Wyl, Lenzburg (CH, 2002) [31]	9,5	3,5	Dübelleiste
Tirvabrücke, Valkeala Kouvola (FIN, 1997) [36]	17,9	7,65	X-Verbinder mit Kerve
Erlibrücke, Kerzers (CH, 1991) [31]	8,1	4,0	Kerve
Brücke Le Sentier, Chenit (CH, 1991) [31]	13,0	4,0	Kerve

In Deutschland sind grundsätzlich folgende Gesamtbreiten einer Straßenbrücke, je nach Nutzungsanforderungen, sinnvoll:

1. **Brücken zur Überführung ländlicher Wege (nach den Grundsätzen für die Gestaltung ländlicher Wege bei Baumaßnahmen an Bundesstraßen des Bundesministeriums für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen) [41], vgl. auch Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 12/1991 in [42]**

Über diesen Brückentyp führen Verbindungswege für einzelne land- und forstwirtschaftliche Betriebsstätten, Gehöftgruppen und Weiler, Feldwege für die Erschließung und Bewirtschaftung landwirtschaftlicher Nutzflächen sowie Waldwege für die Erschließung und Bewirtschaftung von Waldflächen. Dabei wird hinsichtlich der Gesamtbreite einer Überführung zwischen einstreifigen Wegen mit 4,50 m Breite und zweistreifigen Wegen mit 6,00 m Breite unterschieden.

2. **Brücken zur Überführung von Bundesstraßen mit den Regelquerschnitten der Richtlinien für die Anlage von Straßen [42]**

Als Anwendungsbereich für Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken sind zunächst zweistreifige zwischengemeindliche (A III) und flächenerschließende (A IV) Straßenverbindungen zu sehen. Somit kommen beispielsweise die Regelquerschnitte RQ 7,5 und RQ 9,5 in Frage (vgl. Abb. 2.11). Die Breite eines Fahrstreifens beträgt im Falle RQ 7,5 je 2,75 m und im Falle RQ 9,5 je 3,00 m. Die Schwerverkehrsstärke hat hierbei einen Einfluss auf die Wahl des Regelquerschnitts. Für den Regelquerschnitt RQ 7,5 gilt ein Richtwert von maximal 60 LKW/24h und für RQ 9,5 vom maximal 300 LKW/24h Schwerverkehrbelastung. Die Verkehrskategorien 3 und 4 (Hauptstraßen bzw. örtliche Straßen mit geringem LKW-Anteil) nach DIN EN 1991-2 [26] beinhalten beispielsweise 344 LKW/24h bzw. 137 LKW/24h.

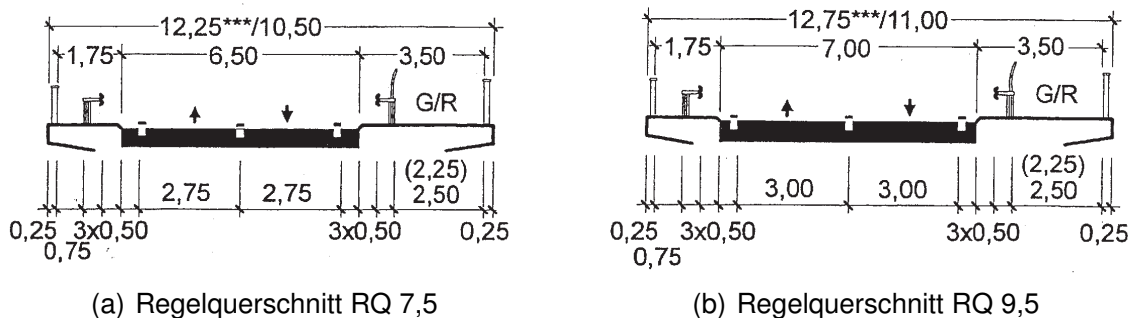


Abbildung 2.11: Bsp. für die Ausbildung der Regelquerschnitte auf Bauwerken (Maße in m) [42]

Für die Holzquerschnitte eignet sich heutzutage, wie auch bei einigen Beispielen in Tab. 2.1 angewandt, blockverklebtes Brettschichtholz aus Nadelholz. Zwei mögliche Anordnungen der blockverklebten Brettschichtholzquerschnitte bei einer Holz-Beton-Verbundstraßenbrücke sind in Abb. 2.12 dargestellt. Vorteile der Variante mit zwei breiten blockverklebten Brettschichtholzträgern (vgl. Abb. 2.12(a)) sind zum Beispiel in der Lastverteilung und in dem geringeren Schalungsaufwand gegenüber der anderen Variante mit mehreren schmalen Trägern (vgl. Abb. 2.12(b)) zu sehen. In Abb. 2.13 ist ein Brückenbauwerk dieses Querschnittstyps dargestellt, das auch in Tab. 2.1 enthalten ist. Nachteilig ist bei dieser Variante, dass die sehr breiten Querschnitte keine Standardabmessungen

darstellen und einen höheren Fertigungs- und Transportaufwand erfordern. Des Weiteren ist der Querschnitt über eine große Fläche hinweg nicht von oben einsehbar und es wird nach einer Bauwerksprüfung unter Umständen zu spät erkannt, wenn Wasser von oben beispielsweise durch Risse in der Betonplatte eindringt. Bei der anderen Variante mit mehreren einzelnen Trägern können die Querschnitte zumindest von den Seiten eingesehen werden. So bieten beide Varianten der Holzträgerausführungen Vor- und Nachteile.

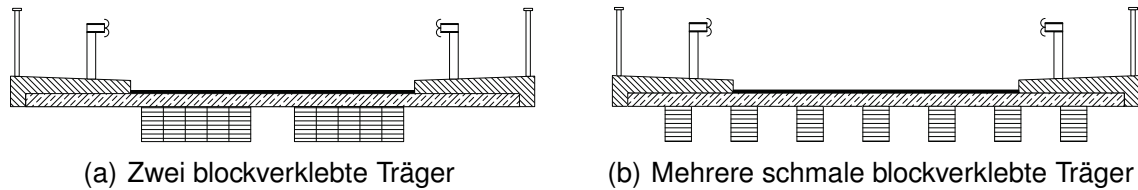


Abbildung 2.12: Typische Querschnitte für Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken



(a) Seitenansicht der Brücke



(b) Querschnitt der Brücke

Abbildung 2.13: Vorlandbrücke der Bogenbrücke über die Agger in Lohmar Höngesberg (D), Baujahr 2014 (Fotos © Schaffitzel + Miebach Faszination Brücken GmbH)

2.3 Kerfen als Verbindungsmittel

2.3.1 Allgemeines

Als Kerfe wird die formschlüssige Verbindung von Holz- und Betonelement über eine Verzahnung bezeichnet. Kerfen als Verbindungsmittel in Holz-Beton-Verbundbrücken zeichnen sich durch eine hohe Tragfähigkeit, die mit zunehmender Kerftiefe gesteigert werden kann, und eine geringe Nachgiebigkeit aus. Eine geringe Nachgiebigkeit bedeutet eine hohe Steifigkeit und einen hohen Verschiebungsmodul. Die Herstellung einer Kerfe durch das Einfräsen einer Vertiefung im Holz ist sehr einfach und kann von allen kleinen, mittelständischen und großen Holzbauunternehmen realisiert werden. In der Regel werden zusätzliche stiftförmige Verbindungsmittel, wie zum Beispiel eingeklebte Bewehrungsbügel oder Teilgewindeschrauben mit Tellerkopf, in die Einfräsungen eingebracht, um während der Nutzung ein Abheben von Holz und Beton konstruktiv zu verhindern.

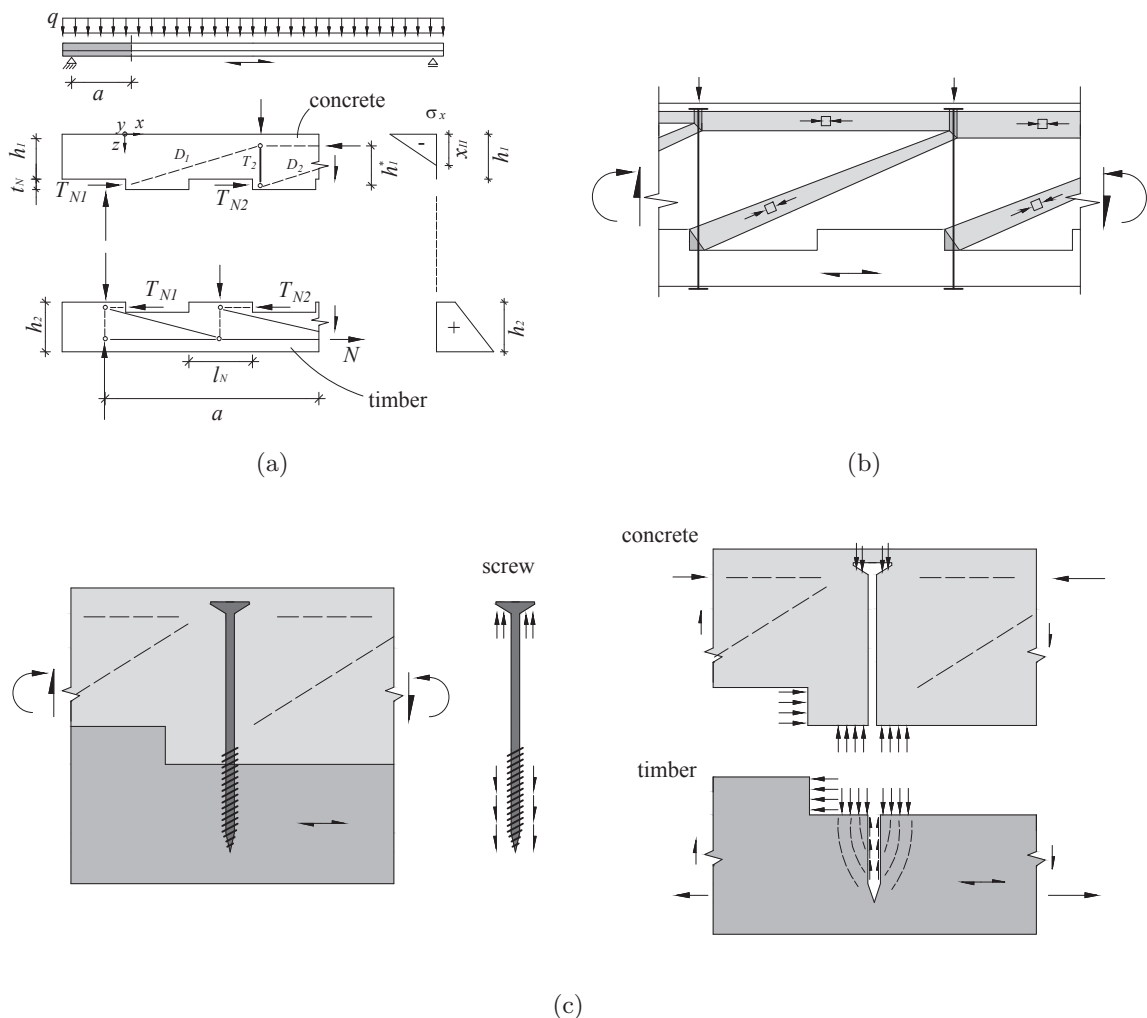


Abbildung 2.14: Schraube als Abhebesicherung und zur Aufnahme der vertikalen Zugkraft im Beton [43]: (a) Fachwerkmodell für Gleichstreckenlast, (b) Qualitative Spannungsfelder im Beton, (c) Innere Kräfte an einer Kerfe mit Schraube

Die optimale Position der Schrauben ist Gegenstand der Forschung. In den meisten Fällen werden die Schrauben in der Mitte der Kerfe eingedreht. Es gibt aber beispielsweise auch Untersuchungen, die auf der Grundlage eines Fachwerkmodells eine Platzierung der Schrauben in unmittelbarer Nähe der druckbeanspruchten, dem Trägerende zugewandten Kerfenflanke nahelegen [43] (vgl. Abb. 2.14). Bei dem in Abb. 2.14 dargestellten Modell dient die Schraube zum Einen als Abhebesicherung und zum Anderen zur Aufnahme einer vertikalen Zugkraft im Beton.

Bei der Herstellung einer Kerfe wird durch das Betonieren der oben liegenden Platte die Vertiefung im Holz mit Beton gefüllt und es entsteht eine Betonnocke, über die die Verzahnung zwischen Holz- und Betonelement aktiviert ist. Wird das Holz-Beton-Verbundtragwerk während der Nutzung durch vertikale Lasten beansprucht, können durch die Kerfen Schubkräfte in der Verbundfuge übertragen werden, was für die Verbundwirkung wesentlich ist. Dabei werden die Schubkräfte konzentriert jeweils an den druckbeanspruchten Kerfenflanken vom Beton in das Holz übertragen. Die zusätzlichen stiftförmigen Verbindungsmittel werden nicht planmäßig zum Abtrag der Schubkräfte angesetzt.

In Abb. 2.15 ist eine typische Geometrie der Kerfe als Verbindungsmittel in Holz-Beton-Verbundtragwerken mit den wichtigsten Größen dargestellt.

Das Trag- und Verformungsverhalten einer Kerfe wird durch zahlreiche Randbedingungen, wie beispielsweise die Vorholzlänge, die Kerfentiefe oder verschiedene Materialeigenschaften beeinflusst. Kerfen mit unterschiedlichen Geometrien, mit und ohne zusätzlichen stiftförmigen Verbindungsmitteln als Abhebesicherung wurden in den vergangenen Jahren hinsichtlich des statischen Kurzzeit- und Langzeitverhaltens ausführlich untersucht [23], [44], [22], [12], [20], [45], [16], [46], [47], [18], [48], [49], [50], [51]. Auch Untersuchungen zum Brandverhalten liegen vor [52], [53]. Es wurden zum Teil Push-Out- und zum Teil Trägerversuche durchgeführt. Oftmals war es das Ziel verschiedener Versuchsserien, die Geometrie der Verbindung zu optimieren oder den Einfluss von Materialgütern zu erfassen, vgl. u.a. [22]. Darüber hinaus wurde auch das Tragverhalten der Kerfe unter Ermüdungsbeanspruchung untersucht [1], [16]. Auf Ermüdung wird in Kap. 2.4.4 näher eingegangen.

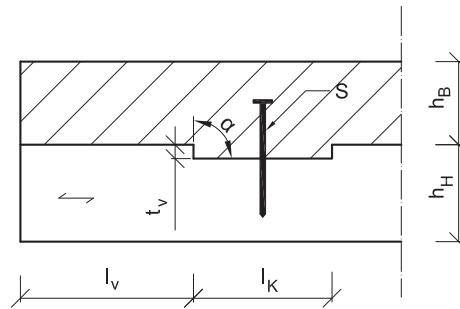


Abbildung 2.15: Zeichnung einer Kerfe mit wichtigen Kenngrößen

- t_v Kerftiefe
- l_K Kervenlänge
- l_v Vorholzlänge
- h_H Höhe Holzelement
- h_B Höhe Betonelement
- S Abhebesicherung (z.B. Tellerkopfschraube)
- α Neigungswinkel der Kervenflanke, i.d.R. 90°

2.3.2 Statisches Kurzzeittragverhalten bei Push-Out Versuchen

Erläuterung der Randbedingungen

Bei einem Push-Out Versuch, auch Schubversuch genannt, wird ein auf Schub beanspruchtes Verbindungsmittel zwischen zwei Elementen losgelöst vom Tragverhalten des globalen Systems untersucht. Es ist ein Komponentenversuch, mit dem ausschließlich das Trag- und Verformungsverhalten der Schubverbindung geprüft wird, um Kennwerte wie beispielsweise die Tragfähigkeit oder den Verschiebungsmodul der Verbindung abzuleiten. In Tab. 2.2 ist ein Überblick über eine Auswahl an bereits durchgeführten Push-Out Versuchen an Holz-Beton-Verbundelementen mit Kerven gegeben. Aus Tab. 2.2 können Informationen über die Materialgüten und wichtige Geometrie Größen der Kerfe entsprechend Abb. 2.15 entnommen werden. Darüber hinaus sind diese Angaben in den einzelnen Zeichnungen der Versuchskörper in Abb. 2.16, Abb. 2.17 und Abb. 2.18 enthalten. In den Versuchskörperzeichnungen sind außerdem die Messstellenanordnungen am Holz und am Beton mit Kreuzen gekennzeichnet.

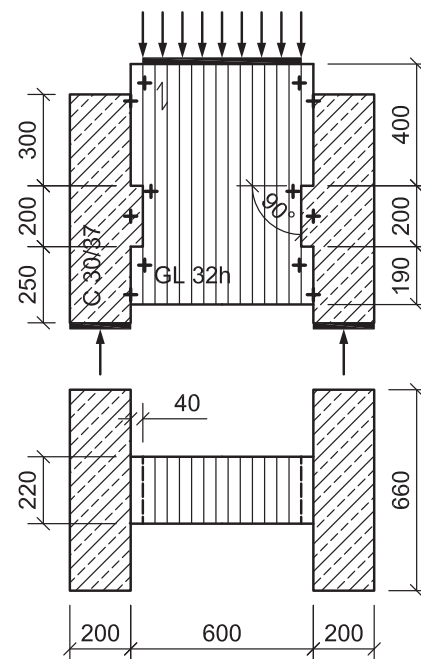
Die Auswahl der Versuchsserien beschränkt sich auf Kerven mit ähnlichen Geometrieverhältnissen und Materialeigenschaften. Insbesondere wurden nur Versuchsserien mit Holzkörpern aus Fichte-Brettstapelementen oder -Brettschichtholzelementen ausgewählt. Weitere Ergebnisse aus Push-Out Versuchen mit anderen Geometrieverhältnissen oder Materialeigenschaften, die an dieser Stelle nicht für einen direkten Vergleich herangezogen werden, sind in [18, 48–51, 54] zu finden.

Tabelle 2.2: Parameter für Push-Out Versuchskörper mit Kerfen in verschiedenen Quellen

Parameter	Betongüte	Holzgüte	l_K [mm]	t_v [mm]	l_v [cm]	α [°]
Simon [16]	C 25/30	GL 28h	200	20	250	100
Michelfelder [22]	C 20/25	Brettstapel S7 (C16)	200	20	250	90
Schönborn [20]	C 25/30	GL 24h	150 / 200	20	360	100
Grosse [45]	C 35/45	Brettstapel S10 (C24)	200	20	250	90 / 100
Kuhlmann & Aldi [1]	C 30/37	GL 32h	200	40	400	90



(a) Versuchsaufbau



(b) Geometrie, Maße in mm

Abbildung 2.16: Push-Out Versuchskörper aus Kuhlmann & Aldi [1]

In Tab. 2.2 sind ausschließlich die Werte angegeben, die die Grundlage der Verschiebungsmoduln K_{ser} und der in den Versuchen erzielten Höchstlasten F_{max} in Tab. 2.3 darstellen. Auch die Versagensmechanismen in Tab. 2.3 gelten ausschließlich für die in Tab. 2.2 angegebenen Randbedingungen. In vielen Fällen wurden bei den Versuchsserien der zitierten Quellen Materialeigenschaften, die Vorholzlänge, die Kerfentiefe oder der Neigungswinkel der Kerfenflanke variiert.

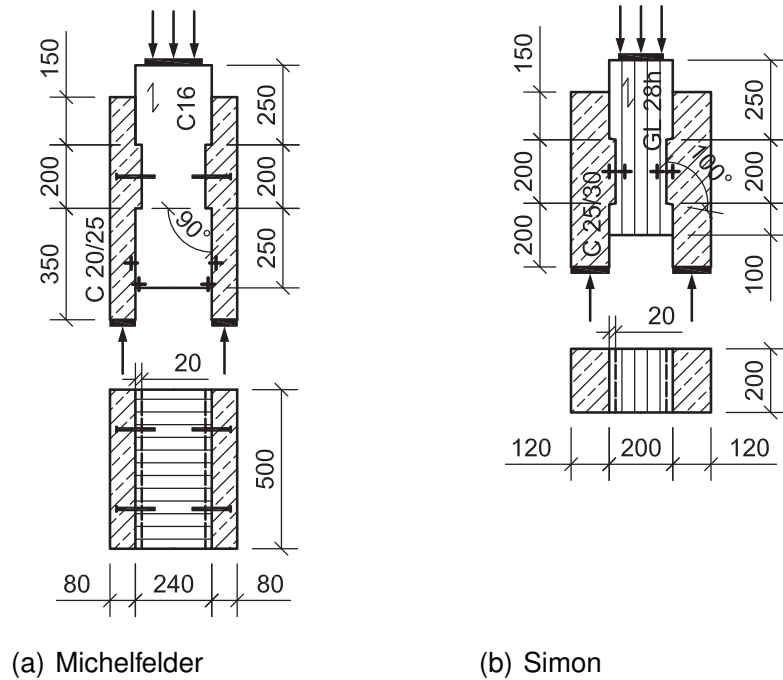


Abbildung 2.17: Push-Out Versuchskörper aus Michelfelder [22] und Simon [16], Maße in mm

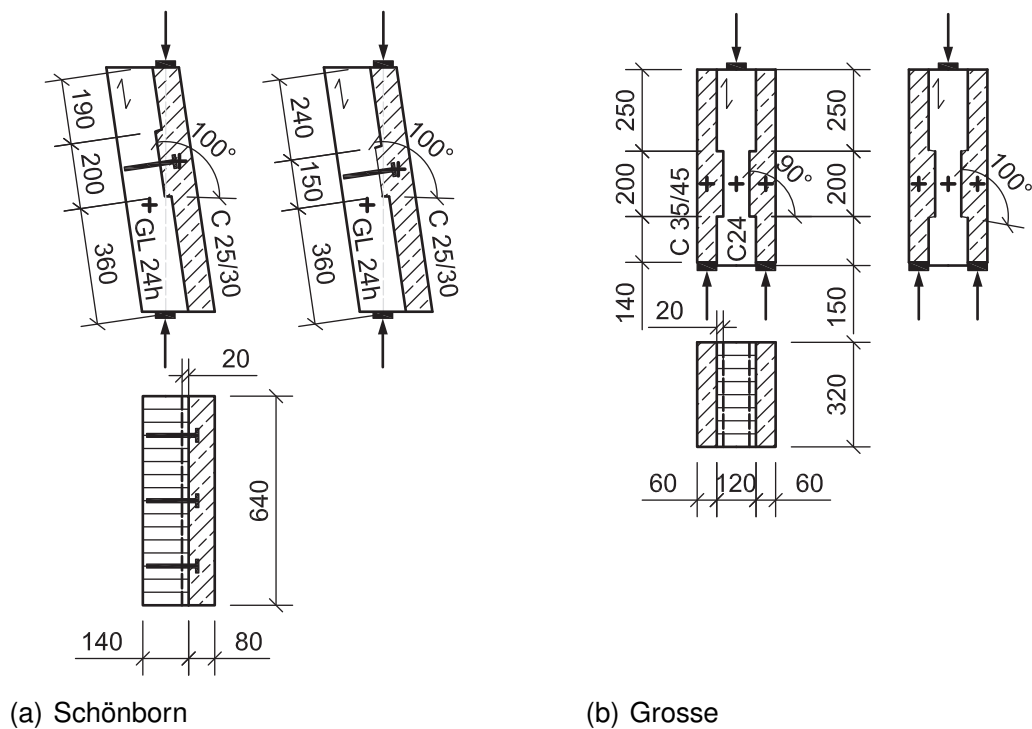


Abbildung 2.18: Push-Out Versuchskörper aus Schönborn [20] und Grosse [45], Maße in mm

Für **Michelfelder** [22], [17] werden die Versuchsserien KSV 1 bis KSV 5 sowie KSV 9 bis KSV 11 gemeinsam ausgewertet. Die symmetrischen Push-Out Körper mit zwei Scherfugen waren, wie in Abb. 2.17(a) dargestellt, 500 mm breit. Die Lamellen der Brettstapelelemente wurden so angeordnet, dass eine Hochkantbeanspruchung an der Kerfe vorlag, was bei Holz-Beton-Verbundtragwerken mit flächigen Holzelementen üblich ist. Zwischen

Holz und Beton wurde eine PE-Folie mit 0,15 mm Dicke angeordnet. Bei den genannten Serien sind Versuchskörper enthalten, die ohne Schrauben in den Kerfen, mit Schlüsselschrauben (teilweise vorgespannt) oder Vollgewindeschrauben durchgeführt wurden. Zum Teil wurden die Schrauben auch in einem Hüllrohr platziert. Die Schraubendurchmesser wurden zwischen 12 mm und 16 mm variiert und die Länge der Schrauben betrug 140 mm. Nur bei Serie KSV 4 wurde eine Schraubenlänge von 120 mm gewählt. Es konnten keine Einflüsse der variierten Schraubenparameter auf die Tragfähigkeit, den Verschiebungsmodul oder das Versagen festgestellt werden. Die von Michelfelder dokumentierten Last-Verschiebungskurven und die darauf basierenden Verschiebungsmoduln wurden durch Wegaufnehmer gewonnen, die an der Unterkante des mittig angeordneten Holzkörpers in unmittelbarer Nähe der Verbundfuge befestigt waren. An den Betonelementen wurden die Messstellen, etwas oberhalb der Messstellen am Holz, an der Verbundfuge angeordnet.

Im Folgenden wird vorrangig die Dissertation von Michelfelder [22] referenziert, allerdings wird für die Auswertung der Mittelwerte des Verschiebungsmoduls und der Höchstlast auf den entsprechenden Forschungsbericht [17] zurückgegriffen. Die in Michelfelder [22] angegebenen Werte sind je Versuchskörper auf die maximal beanspruchte Kerfe, und nicht auf den Mittelwert aller Wegaufnehmer, bezogen. Dieses Vorgehen wurde folgendermaßen begründet: „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 [17], 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.“ [22]

Für die Berechnung von Mittelwerten des Verschiebungsmoduls und der Höchstlast ist allerdings der Bezug auf die maximal beanspruchte Kerfe nicht zielführend. Werkstoffbedingte Inhomogenitäten sind immer vorhanden und eine einseitig gemessene höhere Verschiebung bedeutet nicht zwangsläufig, dass auch eine einseitig höhere Belastung vorliegt. Aus diesem Grund wird die Auswertung aus dem Forschungsbericht [17], die sich auf den Mittelwert der Messwerte aller Wegaufnehmer bezieht, im Folgenden verwendet.

Die in **Schönborn [20]** erläuterten Versuche wurden an Kerfen mit jeweils drei zusätzlichen Holzschrauben ($D = 12$ mm und $L = 160$ mm) für eine Versuchskörperbreite von 640 mm durchgeführt (vgl. Abb. 2.18(a)). Es wurde ein asymmetrischer Versuchsaufbau mit einer schräg liegenden Scherfuge gewählt und die Lamellen der Brettschichtholzkörper wurden hochkant angeordnet. Auch bei diesen Versuchen wurde eine Folie als Trennschicht zwischen Holz und Beton angeordnet. In Hinblick auf Tab. 2.3 werden in diesem Fall die Mittelwerte für den Verschiebungsmodul und die Höchstlast für insgesamt zehn Versuchskörper mit Kerfenlängen von 150 mm und 200 mm ermittelt. Die Versuche zeigen, dass die Länge der Kerfe ab einem Minimalwert von 150 mm keinen Einfluss mehr auf das Tragverhalten und das maßgebende Versagen hat. Die Vorholz-

länge war mit 360 mm, was einer 18-fachen Kerventiefe entspricht, sehr groß gewählt. Die Verschiebungen wurden zwischen der Mitte der Kerbe am Betonkörper und nahe der druckbeanspruchten Kervenflanke am Holzkörper gemessen. Die Befestigungen der Wegaufnehmer wurden dabei in den Schwerachsen von Holz- und Betonelement angeordnet.

Bei den von **Grosse [45]** durchgeführten symmetrischen Push-Out Versuchen werden die Serien mit Flankenneigungen von 90° und 100° (vgl. Abb. 2.18(b)) mit jeweils drei Versuchskörpern gemeinsam ausgewertet. Es konnte kein Einfluss der Flankenneigung auf das Tragverhalten oder das Versagen festgestellt werden. Die Lamellen der Brettstapelelemente wurden so angeordnet, dass eine Hochkantbeanspruchung an der Kerbe vorlag. Die Kerventiefe und die Vorholzlänge entsprechen den von Michelfelder [22] durchgeführten Versuchen, allerdings wurden keine zusätzlichen Schrauben in den Kerven angeordnet. Es wird aufgrund der glatten Holzoberfläche geöffneter Versuchskörper (vgl. Abb. 2.24(b)) davon ausgegangen, dass auch bei diesen Versuchen eine Folie zwischen Holz und Beton angeordnet wurde, aber es wird vom Autor nicht explizit erwähnt. Bei Grosse wurde die Relativverschiebung zwischen Holz und Beton in den Schwerachsen der Elemente gemessen, wobei die Messstellen auf Höhe der Mitte der Kerbe platziert wurden.

Für die von **Simon [16]** durchgeführten Versuche an 200 mm breiten symmetrischen Versuchskörpern mit zwei Scherfugen wird Serie K ausgewertet. Auch in diesem Fall wurden keine zusätzlichen Schrauben in den Kerven angeordnet. Die Lamellen der Brettschichtholzkörper unterlagen einer Flachkantbeanspruchung an den Kerven, da eine Anwendung balkenförmiger Holzelemente im Vordergrund stand. Aufgrund der Betonrückstände auf dem Holz geöffneter Versuchskörper wird in diesem Fall davon ausgegangen, dass keine Folie zwischen Holz und Beton angeordnet wurde (vgl. Abb. 2.25(a)). Die Verschiebungen wurden zwischen der Mitte der Kerbe am Betonkörper und der Mitte der Kerbe am Holzkörper an Messstellen in der Nähe der Verbundfuge aufgezeichnet.

Die in **Kuhlmann & Aldi [1]** erläuterten symmetrischen Versuche wurden ohne eine Folie als Zwischenschicht zwischen Holz und Beton durchgeführt. Zu beachten ist, dass die Versuche an Kerven ohne zusätzliche Schrauben mit einer Tiefe von 40 mm durchgeführt wurden, was im Vergleich zu den anderen Quellen zu höheren Werten für den Verschiebungsmodul und die Tragfähigkeit führt. Eine weitere Besonderheit der Versuchskörpergeometrie besteht darin, dass Holz- und Betonelemente nicht gleich breit gewählt wurden. Bei diesen Versuchen war der innen liegende Holzkörper 220 mm breit und die außen liegenden Betonkörper waren jeweils 660 mm breit (vgl. Abb. 2.16(b)). Die Lamellen der Brettschichtholzkörper wurden flachkant angeordnet. Das Verhältnis von Kerventiefe zu Vorholzlänge war bei dieser Versuchsserie mit $l_v = 10 \cdot t_v$ am geringsten. Die berechneten Verschiebungsmoduln in Tab. 2.3 beziehen sich auf den Mittelwert der an insgesamt zwölf Wegaufnehmern gemessenen Verschiebungen. Die Positionen der sechs an der Vorderseite angebrachten Wegaufnehmer sind in Abb. 2.16(b) dargestellt. Es konnte kein Einfluss der Lage der Wegaufnehmer auf den Verschiebungsmodul festgestellt werden.

Bewertung der Ergebnisse

In Tab. 2.3 sind die Ergebnisse der einzelnen Versuchsserien zusammengefasst. Es sind die Anzahl an Versuchskörpern n , der Verschiebungsmodul K_{ser} und die im Versuch erzielte Höchstlast F_{max} (jeweils mit Angabe des Variationskoeffizienten), der 5%-Fraktilwert der Höchstlast $F_{0,05}$ sowie das Versagen angegeben. Ein Versagensmodus, der in Klammern angegeben ist, ist als nicht maßgebend einzustufen. Die Angabe der Anzahl der Versuche bezieht sich auf die in Tab. 2.2 angegebene Konfiguration. Die Werte für K_{ser} und F_{max} in Tab. 2.3 stellen Mittelwerte für eine einzelne Kerbe bezogen auf eine Versuchskörperbreite von 1 m dar. Die 5%-Fraktilwerte wurden nach DIN EN 1990, D.7.2 [55] für eine Log-Normalverteilung berechnet. Es wurde für die Auswertung davon ausgegangen, dass der Variationskoeffizient „unbekannt“ ist. Das bedeutet, dass es keine Vorinformationen über den Variationskoeffizienten gab.

Tabelle 2.3: Ergebnisse der Push-Out Versuche mit Kerven aus verschiedenen Quellen

Quelle	n	K_{ser} [kN/mm/m]	VarK K_{ser}	F_{max} [kN/m]	VarK F_{max}	$F_{0,05}$ [kN/m]	Versagen
Simon [16]	4	737	0,041	587	0,046	522	Druck in Faser- richtung, Abscheren Vorholz
Michelfelder [17]	19	537	0,267	379	0,143	287	Abscheren Vorholz
Schönborn [20]	10	1.368	0,159	630	0,177	441	Druck in Faser- richtung (Schubrisse im Beton)
Grosse [45]	6	1.602	0,240	600	0,054	531	Druck Beton (Druck in Faserrichtung)
Kuhlmann & Aldi [1]	3	1.757	0,215	1.197	0,083	909	Abscheren Vorholz

In Abb. 2.19 sind die Tab. 2.3 angegebenen Mittelwerte für Verschiebungsmodul und Höchstlast in Balkendiagrammen gegenübergestellt. Die durch Schönborn [20], Grosse [45] und Kuhlmann & Aldi [1] ermittelten Verschiebungsmoduln der Kerbe liegen in derselben Größenordnung. Die von Simon [16] und Michelfelder [17] ermittelten Werte liegen deutlich niedriger. Ein Vergleich der Höchstlasten zeigt, dass die Ergebnisse von Simon, Schönborn und Grosse in derselben Größenordnung liegen. Die bei Michelfelder erzielte Höchstlast liegt etwas unterhalb der anderen Werte und in Kuhlmann & Aldi wurde eine deutlich höhere Last erzielt. Aufgrund der zweifachen Kerventiefe in Kuhlmann & Aldi von 40 mm statt 20 mm ist es plausibel, dass die Tragfähigkeit ungefähr doppelt so hoch ist. Die verschiedenen in Tab. 2.3 angegebenen Versagensmodi haben keinen wesentlichen Einfluss auf den Wert der Höchstlast.

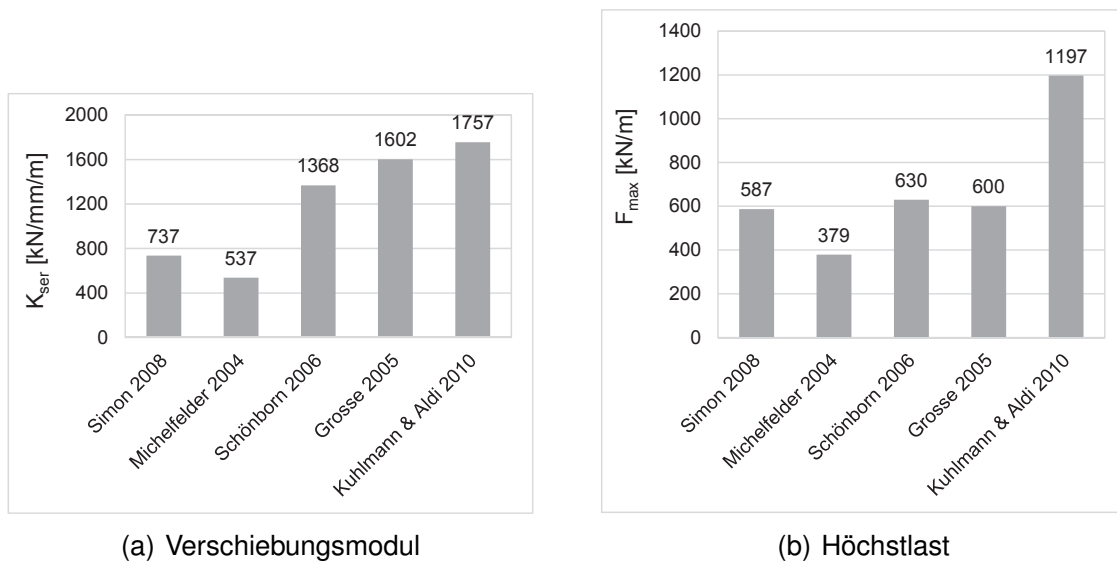


Abbildung 2.19: Vergleich von Versuchsergebnisse bezogen auf 1 Kerve und 1 m Breite

Grundsätzlich ist ein direkter Vergleich der Ergebnisse aus Tab. 2.3 schwierig. Neben der gewählten Versuchskörpergeometrie, dem Versuchsaufbau und den Messstellen haben vor allem die stark streuenden Materialeigenschaften erheblichen Einfluss auf die Ergebnisse. Im Folgenden werden deshalb das Trag- und Verformungsverhalten der Kerven, der Verlauf des Versagens sowie verschiedene Einflussfaktoren auf die Ergebnisse näher beleuchtet.

Tragverhalten: In Abb. 2.20 ist ein Vergleich typischer Last-Verschiebungskurven aus verschiedenen Quellen dargestellt. Hierbei wurden die Lasten in allen Fällen auf eine Breite von 1 m umgerechnet. Die Darstellung der Verschiebungen auf der x-Achse ist auf einen maximalen Wert von 3 mm begrenzt. Zum Teil wurden aufgrund der Duktilität größere Verschiebungen erreicht. Aus Michelfelder [22], Kuhlmann & Aldi [1] und Schönborn [20] wurde beispielhaft jeweils die Last-Verschiebungskurve eines einzelnen Versuchskörpers ausgewählt. Die Kurve aus Simon [16] stellt den Mittelwert aus vier Versuchen dar und die Kurve aus Grosse [45] bezieht sich auf den Mittelwert aus drei Versuchen mit $\alpha = 90^\circ$ Flankenneigung der Kerven. Die Kurve aus Kuhlmann & Aldi ist bei einer Last von 700 kN (bezogen auf 1 m Breite) abgeschnitten. Tatsächlich lag die Tragfähigkeit dieses Versuchskörpers mit einer Kerventiefe von 40 mm bei ca. 1.130 kN/m.

Ein Vergleich der Kurve aus Kuhlmann & Aldi mit den anderen Last-Verschiebungskurven zeigt, dass die Steigung und somit der Verschiebungsmodul zu Beginn bei sehr kleinen Verschiebungen in einer ähnlichen Größenordnung liegt. Die Last-Verschiebungskurven aus Schönborn, Grosse und Simon zeigen insgesamt einen sehr ähnlichen Verlauf. Das in diesen Fällen durch Druck in Faserrichtung gekennzeichnete Versagen ist mit großen Verformungen verbunden. Es zeigt sich zunächst ein linearer Verlauf, bis bei ca. 0,5 mm Verschiebung die Steifigkeit abnimmt und ein Übergang zum plastischen Verhalten eintritt. Bei ca. 70 bis 80 % der Druckfestigkeit von Holz parallel zur Faser kommt es zu einer Entfestigung (vgl. [56]), deren Ursache in einem Ausknicken der Fasern liegt. Zunächst bilden sich unter Druckbeanspruchung auf mikroskopischer Ebene in der mittleren Schicht der Zellwände (S2) Scherflächen, die durch ein Ausknicken der Mikrofibrillen entstehen [45].

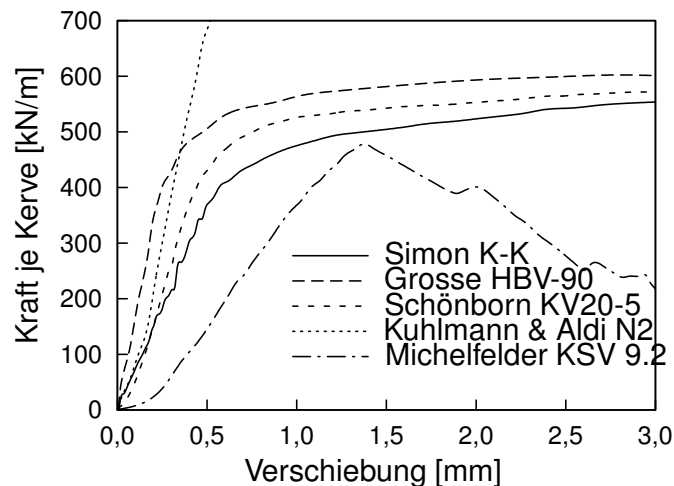


Abbildung 2.20: Last-Verschiebungskurven aus verschiedenen Quellen (bezogen auf 1 Kerbe und 1 m Breite)

In der S2-Schicht der Zellwände liegen die Mikrofibrillen dicht beieinander und sie sind annähernd parallel zur Faserrichtung angeordnet. Mit zunehmender Druckbeanspruchung werden die Zellwände immer stärker zusammengefaltet und es findet eine Lastumlagerung auf benachbarte Zellen statt bis ganze Zellen komplett ausknicken, wodurch es zu der auch in der Last-Verschiebungskurve sichtbaren Entfestigung kommt. Anschließend setzt ein „Fließen“ des entstandenen Knickbandes ein, das in angrenzende Fasern hinein geschoben wird.

Der beispielhaft aus Michelfelder ausgewählte Versuchskörper zeigt einen etwas anderen Last-Verschiebungsverlauf. Nach einem anfänglichen Schlupf ist die Steigung der Kurve geringer als in allen anderen Fällen und auch die Höchstlast ist am niedrigsten. Eine mögliche Begründung für diese niedrigen Werte wird im Folgenden auf der Basis verschiedener Einflüsse erarbeitet. Das Versagen trat bei den von Michelfelder durchgeführten Versuchen, wie auch bei Kuhlmann & Aldi, stets durch ein Abscheren des Vorholzes ein. Ein deutlicher Lastabfall ohne eine Vorankündigung durch große Verformungen, der dieses Versagen kennzeichnet, ist bei der Kurve erkennbar.

Maßgebendes Versagen der Kerbe: Bei den Versuchen von Michelfelder [22] und Kuhlmann & Aldi [1] trat das Versagen der Versuchskörper stets durch ein Abscheren des Vorholzbereiches ein. Der Riss entstand am Kervengrund der druckbeanspruchten Flanke im Bereich der maximalen Schubspannung und breitete sich schlagartig über die gesamte Vorholzlänge hinweg aus. Bei Michelfelder kam es in der Regel zu einem Abscheren einzelner Lamellen, wie in Abb. 2.21(a) zu erkennen ist. Bei Kuhlmann & Aldi versagten die Prüfkörper über die komplette Breite (vgl. Abb. 2.22). Dieser Versagensmodus ist grundsätzlich als spröde einzustufen. Von Michelfelder konnten allerdings auch lokal begrenzte Stauchungen im Holz an den Kervenflanken festgestellt werden.

Schönborn [20] und Grosse [45] berichten von einem Druckversagen in Faserrichtung im Holz. Auch bei Push-Out Versuchen von Frangi & Fontana [52] zeigte sich dieses Versagen (vgl. Abb. 2.23), das duktil verläuft. Für sechs der insgesamt zehn Versuchskörper



(a) Abscheren Vorholz [22]



(b) Stauchung in Faserrichtung [20]

Abbildung 2.21: Versagensmodi bei Push-Out Versuchen aus Michelfelder [22] und Schönborn [20]



Abbildung 2.22: Abscheren des Vorholzes beim Push-Out Versuch aus Kuhlmann & Aldi [1]

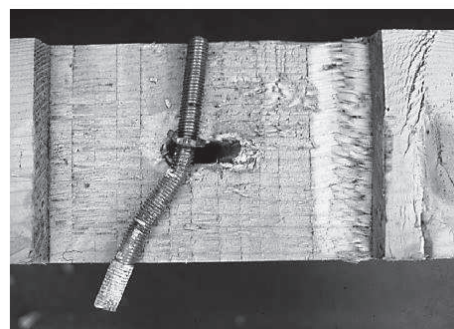
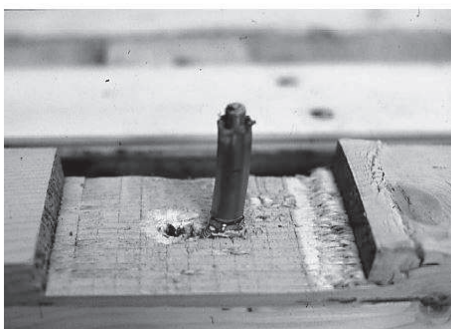
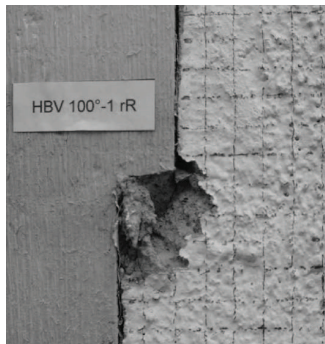


Abbildung 2.23: Versagen eines Push-Out Versuches an Kerfe + Gewindestange aus Frangi & Fontana [52]

gibt Schönborn ein entsprechendes Holzversagen an (vgl. Abb. 2.21(b)). Unter der Druckbeanspruchung in Faserrichtung kam es an der Kervenflanke zu Stauchungen der Fasern. Für die übrigen vier Versuchskörper dokumentierte er ein Konsolversagen im Beton. Dieses Betonversagen ist durch einen schrägen Riss, ausgehend von der beanspruchten Kante gekennzeichnet. Es ist allerdings nicht kommentiert, ob ein Betonversagen trotzdem auch mit Stauchungen im Holz verbunden war. Für die Versuchskörper, bei denen das Betonversagen maßgebend wurde, sind geringfügig höhere Tragfähigkeiten als bei einem Holzversagen erzielt worden.

Grosse beschreibt ein kombiniertes Versagen im Beton und im Holz an der Kerbe. Es wurde, wie in Abb. 2.24(a) dargestellt, ein Druckversagen des Betons maßgebend und zum Teil wurden leichte Druckverformungen im Holz festgestellt (vgl. Abb. 2.24(b)).



(a) Druckversagen des Betons



(b) Stauchung in Faserrichtung

Abbildung 2.24: Versagensmodi bei Push-Out Versuchen aus Grosse [45]



(a) Stauchung in Faserrichtung



(b) Abscheren Vorholz

Abbildung 2.25: Versagensmodi bei Push-Out Versuchen aus Simon [16]

Bei den vier von Simon [16] durchgeführten Versuchen trat bei mindestens einem Versuchskörper der Serie K ein Versagen durch Abscheren des Vorholzes ein. Außerdem wurden ein Druckversagen im Holz und Schubrisse im Beton festgestellt (vgl. Abb. 2.25). Es ist allerdings nicht näher beschrieben, wie oft welches Versagen auftrat oder ob es auch kombinierte Versagensmodi gab.

Es sind oftmals kombinierte Schädigungen der Kerbe im Holz und im Beton zu beobachten. Eine Stauchung der Fasern im Holz führt in der Regel auch zu Schubrisse in der Betonnocke. Welche Schädigung letztendlich zu einem Bruch bzw. Versagen führt, hat

keinen signifikanten Einfluss auf den Verschiebungsmodul oder die Höchstlast.

Einfluss des Versuchsaufbaus und -ablaufs: Der Versuchsaufbau sowie die Positionen von Auflager- und Lasteinleitungsplatten können das Tragverhalten und das Versagen beeinflussen. Von Schönborn [20] wurde ein asymmetrischer Versuchsaufbau mit schräger Verbundfuge gewählt. In diesem Fall entsteht neben der Schubkraftkomponente auf die Kerbe auch eine Druckbeanspruchung senkrecht zur Verbundfuge. Diese zusätzliche Druckbeanspruchung senkrecht zur Faser führt zu einer Erhöhung der Schubfestigkeit im Holz. Diese Druckkomponente kann unter anderem dazu beigetragen haben, dass bei Schönborn in keinem Fall ein Abscheren des Vorholzes eintrat. Bei allen anderen Quellen wurde ein symmetrischer Versuchsaufbau mit zwei Scherfugen gewählt, bei dem eine reine Schubbeanspruchung der Kerbe vorliegt. Dass ein Abscheren des Vorholzes durch äußere Randbedingungen verhindert gewesen sein könnte, kann in allen betrachteten Fällen ausgeschlossen werden. Die Auflager- und Lastverteilungsplatten wurden auf dem Holzquerschnitt stets derart angeordnet, dass ein Abscheren möglich gewesen wäre. Hinsichtlich des Versuchsablaufs kann ein Einfluss des Belastungsprotokolls oder der Prüfgeschwindigkeit ausgeschlossen werden. Alle zitierten Versuchsserien wurden nach DIN EN 26891 [57] durchgeführt und ausgewertet und die Belastungsgeschwindigkeit wurde in allen Fällen mit ca. 1 mm/min ähnlich gewählt.

Einfluss der Kervengeometrie: In Stephan [58] werden Untersuchungen zur Schubspannung im Vorholz eines Versatzes in Abhängigkeit des Neigungswinkels der Flanke, der Versatztiefe und der Vorholzlänge zusammengefasst. Diesen Erläuterungen zufolge tritt die maximale Schubbeanspruchung für einen Kraft-Faser-Winkel von 0° direkt am Einschnitt auf. Dieser Fall liegt bei einer Kerbe mit einer Flankenneigung von 90° vor. Der Maximalwert der Schubspannung kann infolge der auf die Flanke einwirkenden Druckspannung σ_0 nach Gl. (2.4) berechnet werden ((vgl. Abb. 2.26)).

$$\tau_{max} = \frac{\sigma_0}{\pi} \quad (2.4)$$

τ_{max} Maximaler Wert der Schubspannung im Vorholz nach Stephan [58]

σ_0 Druckspannung in Faserrichtung auf eine Kervenflanke [N/mm²]

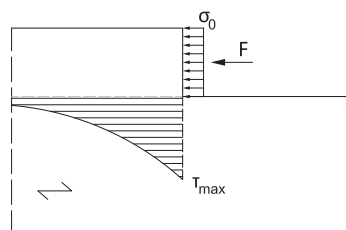


Abbildung 2.26: Maximale Schubspannung an einer senkrechten Kerbe

Zwar ändert sich der Verlauf der Schubspannung in Abhängigkeit der Vorholzlänge, aber Stephan hat eine kritische Vorholzlänge in Bezug auf die maximale Schubspannung erarbeitet. Wird die vorhandene Vorholzlänge größer als die kritische Vorholzlänge gewählt,

führt dies nicht zu einer weiteren Verringerung der maximalen Schubspannung. Dieser Wert der kritischen Vorholzlänge liegt für einen Kraft-Faser-Winkel von 0° ($\alpha = 90^\circ$) bei $l_v = 4,9 \cdot t_v$. Im Fall einer 20 mm tiefen Kerne entspricht das einer Vorholzlänge von $l_v = 4,9 \cdot 20 \text{ mm} = 98 \text{ mm}$. Bei allen in Tab. 2.2 angegebenen Beispielen wurde die Vorholzlänge deutlich größer, mindestens zu 250 mm, gewählt. Die Vorholzlängen wurden mit mindestens $10 \cdot t_v$ in allen Fällen ausreichend groß gewählt, um ein frühzeitiges Schubversagen des Vorholzes aufgrund einer erhöhten Schubspannungsspitze ausschließen zu können. Dennoch kam es in einigen Fällen zu einem Vorholzversagen infolge Abscheren, was darauf hindeutet, dass nicht nur der Maximalwert der Schubspannung für das maßgebende Versagen entscheidend ist.

Der Maximalwert der Schubspannung klingt mit zunehmender Entfernung von der Flanke schnell ab, sodass beispielsweise auch bei der Bemessung eines Versatzes nach DIN EN 1995-1-1/NA, NCI.NA.12.1 [14] eine reduzierte, gleichmäßig verteilte Schubspannung angenommen werden darf. Der Wert der Schubspannung darf für eine Fläche $A_v = b \cdot 8 \cdot t_v$ (tatsächliche Breite und Vorholzlänge $l_v = 8$ -fache Einschnitttiefe) berechnet werden. In Gl. (2.5) ist beispielhaft die Schubspannung aus dem 5%-Fraktilwert der Höchstlast entsprechend Tab. 2.3 für Simon [16] berechnet.

$$\tau = \frac{F_{max}}{b \cdot 8 \cdot t_v} = \frac{522.000 \text{ N}}{1000 \text{ mm} \cdot 8 \cdot 20 \text{ mm}} = 3,26 \text{ N/mm}^2 \quad (2.5)$$

Zum Vergleich ergeben die Rückrechnungen der Schubfestigkeit analog zu Gl. (2.5) für die von Michelfelder [17] durchgeführten Versuche $1,79 \text{ N/mm}^2$ und für die von Kuhlmann & Aldi [1] durchgeführten Versuche $2,84 \text{ N/mm}^2$. Bei diesen drei zitierten Versuchsserien kam es zu einem Versagen durch Vorholzabscheren. Ein Vergleich der aus den Höchstlasten berechneten Schubfestigkeiten mit den charakteristischen Normwerten aus Tab. 2.4 zeigt, dass die Festigkeiten bei Simon und Kuhlmann & Aldi in der Größenordnung des charakteristischen Wertes von $f_{v,k} = 3,5 \text{ N/mm}^2$ liegen. Bei Michelfelders Versuchen liegt die berechnete Schubfestigkeit unterhalb des charakteristischen Wertes von $f_{v,k} = 3,2 \text{ N/mm}^2$.

Bei Michelfelder, Grosse [45] und Simon wurde das Verhältnis von Vorholzlänge zu Kervertiefe gleich groß gewählt und es kam zu unterschiedlichen Versagensmodi und auch die Werte der Tragfähigkeit und des Verschiebungsmoduls sind unterschiedlich. Bei den Versuchen von Schönborn [20] lag ein Verhältnis $l_v / t_v = 18$ vor und es kam nie zu einem Abscheren des Vorholzes. Bei Kuhlmann & Aldi [1] wurde hingegen bei einem Verhältnis $l_v / t_v = 10$ stets ein Abscheren maßgebend. Ein konkreter Zusammenhang zwischen Vorholzlänge und Versagensmodus oder Verschiebungsmodul kann aus den Ergebnissen allerdings nicht abgeleitet werden. Bei experimentellen Untersuchungen mit Furnierschichtholz aus Buche und 15 mm tiefen Kerwen zeigte sich ein direkter Zusammenhang zwischen Vorholzlänge und Versagensmodus [54]. Bei einer Vorholzlänge von 200 mm (Verhältnis $l_v / t_v = 13,3$) kam es zu einem duktilen Holzversagen auf Druck, während sich bei einer Vorholzlänge von 100 mm (Verhältnis $l_v / t_v = 6,7$) ein Abscheren des Vorholzes zeigte.

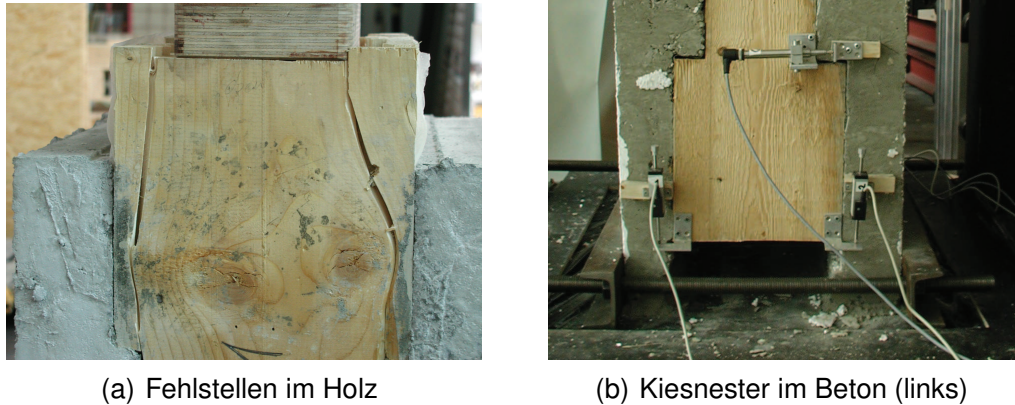
Mit einer zunehmenden Kervertiefe steigt die aufnehmbare Druckspannung in Faserrichtung. Eine höhere Druckspannung an der Kerne führt allerdings auch zu einem höheren

Maximalwert der Schubbeanspruchung (vgl. Gl. (2.4)), sodass grundsätzlich als Versagensmodus sowohl ein Druckversagen als auch ein Abscheren möglich ist. Neben einer Erhöhung der Tragfähigkeit führt eine Vergrößerung der Kerfentiefe auch zu einem höheren Verschiebungsmodul. Da in Kuhlmann & Aldi eine Kerfentiefe von $t_v = 40$ mm geprüft wurde, ist es grundsätzlich plausibel, dass die Werte für Verschiebungsmodul und Höchstlast in etwa doppelt so groß sind wie bei den von Simon durchgeführten Versuchen ($t_v = 20$ mm). In beiden Fällen lag eine Flachkantbeanspruchung der Lamellen vor.

Die Untersuchungen von Schönborn zeigen, dass eine Variation der Länge der Kerfe l_k zwischen 150 mm und 200 mm keinen Einfluss auf das Tragverhalten und das maßgebende Versagen hat. Durch Versuche und numerische Untersuchungen ist belegt, dass ein Versagen der Betonbocke wahrscheinlicher ist, wenn eine Länge von 150 mm unterschritten wird. Grosse zeigt durch den Vergleich einer Versuchsserie mit einer Flankenneigung der Kerfe von $\alpha = 90^\circ$ mit einer Serie $\alpha = 100^\circ$, dass auch hier keine Beeinflussung des Tragverhaltens vorliegt.

Einfluss der Materialeigenschaften: Bei den in Grosse [45] erläuterten Versuchen wurden Brettstapelelemente der Güte C24 verwendet und es ergeben sich ähnliche Werte für Verschiebungsmodul und Höchstlast wie bei Schönborn [20] mit GL 24h. Vergleicht man die Ergebnisse von Simon [16] mit den Versuchen von Schönborn und Grosse, ist die Größenordnung der Werte ebenfalls plausibel, allerdings ist der Wert des Verschiebungsmoduls eher zu niedrig. Dies könnte daran liegen, dass bei einer Flachkantanordnung der Lamellen, wie von Simon gewählt, die Wahrscheinlichkeit höher ist, dass bei der beanspruchten Lamelle ein niedriger E-Modul vorliegt, was zu größeren Verschiebungen führt.

Die aus den Push-Out Versuchen von Michelfelder [22] berechnete Schubfestigkeit basierend auf dem 5%-Fraktilwert der Höchstlast von $1,79 \text{ N/mm}^2$ spricht für eine bei dieser Versuchsserie sehr geringe Güte der Holzlamellen. Eigentlich sollten die Versuchskörper planmäßig mit Holz der Sortierklasse S10 (entspricht Holzgüte C24 nach DIN EN 338 [59]) hergestellt werden, aber aufgrund des niedrigen gemessenen E-Moduls der Lamellen nahm Michelfelder eine Einordnung in die Sortierklasse S7 (C16) vor. Diese Korrektur zeigt, dass die tatsächlich verwendete Holzgüte nicht genau bekannt war. Die Eigenschaften einzelner Lamellen waren wahrscheinlich noch unterhalb der Güteklasse C16 einzustufen. Zu dieser Einschätzung gelangt Michelfelder aufgrund sichtbarer „Fehlstellen im Kerfenbereich“ [22] der Holzelemente (vgl. Abb. 2.27(a)). Eventuell trugen außerdem ein relativ geringer E-Modul der Holzlamellen (im Mittel $E_{0,\text{mean}} = 9.300 \text{ N/mm}^2$) und eine schlechte Betonqualität dazu bei, dass die gemessenen Verschiebungen größer waren. In Abb. 2.27(b) sind im Bereich der linken Kerfe beispielsweise Kiesnester und Hohlräume im Beton zu erkennen, wodurch eine gleichmäßige Beanspruchung der Kerfe über die komplette Versuchskörperbreite und eine ausreichende Betonfestigkeit nicht sichergestellt sind.



(a) Fehlstellen im Holz

(b) Kiesnester im Beton (links)

Abbildung 2.27: Fehlstellen im Material aus Michelfelder [22]

Eine mögliche Begründung für die Beobachtung verschiedener Versagensmodi im Holz an den Kernen liefern die jeweils gewählten Festigkeitsklassen. Bei dem folgenden Vergleich werden für Brett-schichtholz die charakteristischen Festigkeitswerte nach DIN EN 14080 [60] und für Brettstapelelemente aus Nadelvollholz die charakteristischen Festigkeitswerte nach DIN EN 338 [59] verwendet. In Tab. 2.4 sind für verschiedene Holzgüten jeweils die charakteristische Druckfestigkeit in Faserrichtung und die Schubfestigkeit (ohne Berücksichtigung des Rissfaktors k_{cr}) nach Norm angegeben. Es wird davon ausgegangen, dass für die Betrachtung der Versuchsergebnisse der Rissfaktors k_{cr} nicht relevant ist, da keine Risse im Holz, die die effektive Breite einschränken würden, beobachtet wurden.

Basierend auf den Festigkeitswerten wird die Tragfähigkeit einer einzelnen Kerne mit der tatsächlich im Versuch gewählten Kerventiefe bezogen auf 1 m Breite für zwei verschiedene Versagensmodi berechnet. Für das Beispiel von Simon [16] berechnet sich die charakteristische Tragfähigkeit für Holz auf Druck in Faserrichtung nach Gl. (2.6) und die charakteristische Schubtragfähigkeit des Vorholzes nach Gl. (2.7). Als Bezugsgröße der Schubtragfähigkeit des Vorholzes wird nach DIN EN 1995-1-1 [14] die 8-fache Kerventiefe gewählt.

$$F_{K,c,0,k} = t_v \cdot b \cdot f_{c,0,k} = 20 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 28 \text{ N/mm}^2 \cdot 10^{-3} = 560 \text{ kN} \quad (2.6)$$

$$\begin{aligned} F_{K,v,k} &= 8 \cdot t_v \cdot b \cdot f_{v,k} = 8 \cdot 20 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 3,5 \text{ N/mm}^2 \cdot 10^{-3} \\ &= 560 \text{ kN} \end{aligned} \quad (2.7)$$

b Vorhandene Breite [mm], hier 1000 mm

t_v Kerventiefe bzw. Einschnitttiefe [mm]

$f_{c,0,k}$ Charakteristische Druckfestigkeit in Faserrichtung [N/mm²]

$f_{v,k}$ Charakteristische Schubfestigkeit [N/mm²]

Bei diesem Beispiel sind die charakteristischen Tragfähigkeiten der Kerne auf Druck in Faserrichtung und auf Abscheren gleich groß, was durch das Auftreten beider Versagensmodi bei den Versuchen von Simon bestätigt werden kann. In Tab. 2.4 ist jeweils die Tragfähigkeit fett gedruckt, die bei den Versuchen maßgebend wurde. Bei den Versuchen von Grosse wurde in erster Linie ein Betonversagen auf Druck maßgebend, was auf eine sehr geringe tatsächlich vorhandene Betongüte zurückgeführt wurde. Für die Ergebnisse aus Simon, Schönborn und Kuhlmann & Aldi [1] zeigt sich eine gute Übereinstimmung der in den Versuchen beobachteten Versagensmodi mit den berechneten maßgebenden charakteristischen Tragfähigkeiten. Bei den Versuchen von Michelfelder waren im Holz tatsächlich geringere Schubfestigkeiten vorhanden, was in [22] durch Fehlstellen im Holz, wie beispielsweise Äste, begründet wird. Durch die geringe Schubfestigkeit wurde ein Abscheren des Vorholzes maßgebend und die erzielte mittlere Höchstlast war geringer.

Tabelle 2.4: Charakteristische Tragfähigkeit einer Kerne bezogen auf 1 m Breite für verschiedene Holzgüten

Bezug (Quelle)	Holzgüte	t_v [mm]	$f_{c,0,k}$ [N/mm ²]	$f_{v,k}$ [N/mm ²]	$F_{K,c,0,k}$ [kN/m]	$F_{K,v,k}$ [kN/m]	$F_{0,05}$ [kN/m]
Simon [16]	GL 28h	20	28	3,5	560	560	522
Michelfelder [22]	C16	20	17	3,2	340	512	287
Schönborn [20]	GL 24h	20	24	3,5	480	560	441
Grosse [45]	C24	20	21	4,0	420	640	531
Kuhlmann & Aldi [1]	GL 32h	40	32	3,5	1280	1120	909

In Abb. 2.28 ist die Tragfähigkeit einer 20 mm tiefen Kerne bezogen auf 1 m Breite für verschiedene Festigkeitsklassen allgemein ausgewertet. Die Tragfähigkeit für Holz auf Druck in Faserrichtung (mit $f_{c,0,k}$) wurde hierbei nach Gl. (2.6) und die Schubtragfähigkeit des Vorholzes (mit $f_{v,k}$ und einer Vorholzlänge $l_v = 8 \cdot t_v$) nach Gl. (2.7) berechnet. Für die Auswertung wurden verschiedene Festigkeitsklassen für homogenes Brettschichtholz nach DIN EN 14080 [60] berücksichtigt. Die Schubtragfähigkeit des Vorholzes wurde für die Schubfestigkeit $f_{v,k} = 3,5 \text{ N/mm}^2$ ohne Berücksichtigung von k_{cr} ausgewertet. Beim Vergleich der Tragfähigkeiten für Druck in Faserrichtung und Schub nach DIN EN 14080

zeigt sich, dass nur bei den Festigkeitsklassen GL 28h, GL 30h und GL 32h ein Abscheren des Vorholzes relevant werden sollte. Die Ergebnisse aus Simon, Schönborn und Kuhlmann & Aldi bestätigen diese Einschätzung. Daraus kann abgeleitet werden, dass bei einer hohen Holzgüte von GL 28h (oder besser) ein Versagen infolge Vorholzabscheren wahrscheinlicher wird. Somit hat die Materialgüte einen Einfluss auf den Versagensmodus.

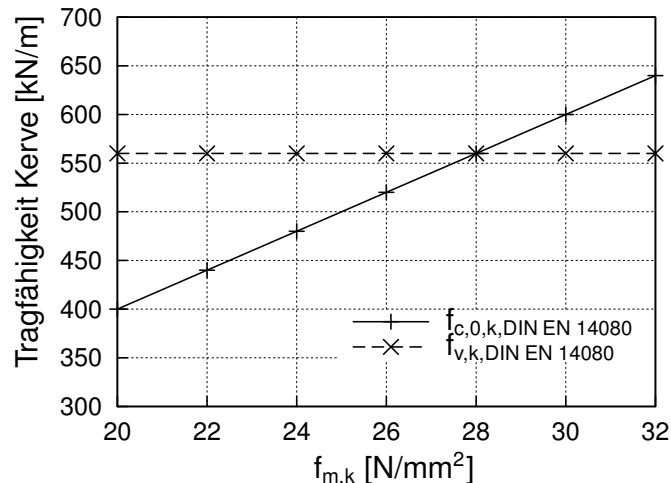


Abbildung 2.28: Charakteristische Tragfähigkeit einer 20 mm tiefen Kerbe bezogen auf 1 m Breite in Abhängigkeit der Festigkeitsklasse und des Versagensmodus

Einfluss der Lamellenanordnung: Bei den von Simon [16] und Kuhlmann & Aldi [1] durchgeführten Versuchen wurden die Brettschichtholzlamellen flachkant angeordnet. Bei dieser Beanspruchungsrichtung liegt tendenziell, je nach Ausrichtung der Jahrringe und der Festigkeitseigenschaften der beanspruchten Lamelle, eine geringere Schubfestigkeit als bei einer Hochkantbeanspruchung mehrerer parallel liegender Lamellen vor. Ein direkter Vergleich der Werte von Simon und Kuhlmann & Aldi ist nicht möglich, da unterschiedliche Kerventiefen und Materialgüten gewählt wurden.

Bei einer Hochkantanordnung der Lamellen, wie bei Michelfelder [22], Schönborn [20] und Grosse [45] gewählt, ist für die Betrachtung der Schubtragfähigkeit vorwiegend die Tangential- / Longitudinalrichtung (τ_{TL}) relevant (vgl. Abb. 2.29). Bei einer Hochkantbeanspruchung müssen auf Abscheren bei einigen Lamellen in jedem Fall Spätholzbereiche durchtrennt werden, die eine höhere Dichte und eine höhere Festigkeit als Frühholzbereiche aufweisen. In Grosse [45] werden verschiedene Untersuchungen vorgestellt und Quellen zusammengefasst, die darauf hindeuten, dass die Schubfestigkeit in der Longitudinal- / Radialebene (LR-Ebene, τ_{TL} relevant) höher ist als in der Longitudinal- / Tangentialebene (LT-Ebene, τ_{RL} relevant). Die Rissfläche in der LR-Ebene verläuft zickzackförmig tangential und radial zu den Jahrringen. Durch das Verkleben einzelner Brettschichtholzlamellen variiert allerdings die Ausrichtung der Jahrringe in jeder Lamelle. So kann es bei einzelnen Lamellen auch zu einer Rissbildung in der LT-Ebene kommen. In diesem Fall verläuft der Riss entlang eines Jahrrings an der Grenzfläche zwischen Früh- und Spätholz und die Tragfähigkeit des Frühholzes ist maßgebend. Je steiler die Winkel zwischen der Außenkante des Holzkörpers und den Jahrringen sind, umso eher liegt eine Schubbeanspruchung in der LR-Ebene vor. In Abb. 2.30 sind bei einem Versuchskörper von Michelfelder beide Ebenen, je nach Ausrichtung der Jahrringe einer Lamelle,

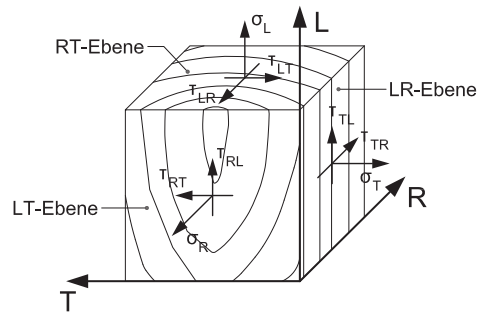


Abbildung 2.29: Jahrringordnung mit Longitudinal-, Tangential- und Radialrichtungen

zu erkennen. Bei einer Flachkantanordnung der Lamellen bildet sich der Riss in der Regel in der LT-Ebene und er kann sich im Frühholz entlang eines Jahrrings ungehindert ausbreiten. Zudem ist die Wahrscheinlichkeit höher, dass eine Lamelle mit geringen Festigkeitseigenschaften beansprucht wird. Dass es bei Simon und Kuhlmann & Aldi zu einem Versagen durch Abscheren kam, spricht dafür, dass sich eine Flachkantanordnung der Lamellen mit einer Beanspruchung in der LT-Ebene negativ auf die tatsächliche Schubfestigkeit auswirken kann. Bei Michelfelder wurden die Lamellen zwar hochkant angeordnet, aber bei den meisten Versuchskörpern gab es einen hohen Anteil an Lamellen, die ebenfalls in der LT-Ebene beansprucht wurden (vgl. Abb. 2.30). Bei Michelfelder kam es nur in ganz wenigen Fällen zu einem Abscheren aller Lamellen über die komplette Versuchskörperbreite. Bei den meisten Versuchskörpern kam es zum Versagen einzelner Lamellen und somit müsste die jeweils erzielte Höchstlast stets auf die Anzahl der tatsächlich versagten Lamellen bezogen werden. Dadurch ergäbe sich insgesamt eine etwas höhere Tragfähigkeit.



Abbildung 2.30: Abscheren der Lamellen beim Push-Out Versuch aus Michelfelder [22]

Einfluss der Messstellenanordnung: Es gibt keine standardisierte oder normativ geregelte Vorgabe, an welchen Positionen Wegaufnehmer anzubringen sind, um das Last-Verschiebungsverhalten der Verbindung zu charakterisieren. Aus diesem Grund wurden Verschiebungsmoduln der Kerne auf der Grundlage verschiedener Messstellen berechnet. Bei den Zeichnungen der Versuchskörper in Abb. 2.16, Abb. 2.17 und Abb. 2.18 sind die Messstellen durch Kreuze gekennzeichnet. Bei Kuhlmann & Aldi [1] waren je Scherfuge an Vorder- und Rückseite der Versuchskörper jeweils vier Wegaufnehmer oben, in der Mitte und unten in Reihe angeordnet (vgl. Abb. 2.16). Aus den Messwerten konnte kein Einfluss der Messstellenanordnung abgeleitet werden und die Steifigkeit war über die komplette Verbundfugenlänge annähernd konstant.

Einfluss von zusätzlichen Schrauben als Abhebesicherung: Im Push-Out Versuch kann die Wirksamkeit von Schrauben als Abhebesicherung grundsätzlich nicht untersucht werden, da der Kraftfluss ganz anders als bei einem Träger ist. Dennoch wurden bei vielen Versuchen Schrauben in die Kerne eingebracht, um feststellen zu können, ob diese sich am Abtrag der Schubkraft beteiligen. Beispielsweise zeigen die Untersuchungen von Michelfelder [22], dass das Vorhandensein oder die Art der Schrauben keinen Einfluss auf das Tragverhalten oder den Versagensmodus im Push-Out Versuch hat (vgl. auch [61]).

Einfluss einer Folie als Trennschicht zwischen Holz und Beton: Aus dem Vergleich verschiedener Versuche kann kein Einfluss der Folie auf das maßgebende Versagen, den Verschiebungsmodul oder die Tragfähigkeit abgeleitet werden. In den Fällen, bei denen eine Folie vorgesehen wurde, ist diese so dünn, dass trotzdem der volle Formschluss an den Kernen hergestellt werden kann. Ein direkter Kontakt zwischen Holz und Beton wirkt sich weder negativ auf die Holzeigenschaften noch auf die Betonqualität aus. Allerdings sollte das Holz in diesem Fall vor dem Betonieren behandelt werden, sodass dem Beton beim Aushärten nicht zu viel Wasser entzogen wird. Beispielsweise kann die Holzoberfläche vor dem Betonieren mit Wasser besprüht oder durch Aufbringen einer Schutzschicht aus Zementschlempe oder Epoxidharz behandelt werden.

Numerische Untersuchungen

Untersuchungen von Grosse [45]: Von Grosse wurde ein Materialmodell auf der Basis eines mehrflächigen Fließkriteriums entwickelt, das auch eine Berücksichtigung der Interaktion verschiedener Spannungszustände erlaubt. Allerdings war es mit diesem Modell nicht möglich eine Entfestigung zu berücksichtigen. Zur Verifikation des von ihm entwickelten Materialmodells führte Grosse numerische Untersuchungen unter anderem zu den von ihm durchgeführten Push-Out Versuchen mit Kernen durch. Das in den Versuchen beobachtete Betondruckversagen und plastische Stauchungen im Holz sowie das Last-Verschiebungsverhalten im elastischen und plastischen Bereich konnten gut abgebildet werden. Da experimentell vorwiegend ein Druckversagen des Betons maßgebend wurde, wurde auch die Kalibrierung des FE-Modells vor allem über die Betoneigenschaften gesteuert. Obwohl eine Betongüte C 35/45 zum Einsatz kam, wurde numerisch ein E-Modul von 21.700 N/mm^2 angesetzt. Nach DIN EN 1992-1-1 [15] beträgt der E-Modul 34.000 N/mm^2 . Die Zylinderdruckfestigkeit des Betons wurde mit $39,7 \text{ N/mm}^2$ deutlich

niedriger als die Druckfestigkeit des Holzes in Faserrichtung mit $47,9 \text{ N/mm}^2$ angenommen.

Die Variation der Flankenneigung der Kerne bestätigte die Erkenntnis aus den Versuchen, dass der Winkel die Höchstlast und das Tragverhalten nicht signifikant beeinflusst. Weitere Parameterstudien wurden nicht durchgeführt.

Untersuchungen von Michelfelder [22]: Von Michelfelder wurde eine umfangreiche numerische Parameterstudie mit Hilfe eines FE-Modells auf der Basis linear-elastischer Materialeigenschaften durchgeführt. Das Ziel war es in erster Linie die Einflüsse der Kervengeometrie und des Einsatzes zusätzlicher Schrauben auf den Verschiebungsmodul zu untersuchen.

Die Steigung der Last-Verschiebungskurve der erarbeiteten FE-Modelle weichen zum Teil deutlich von den gemessenen Kurven ab. Dennoch kann numerisch gezeigt werden, dass sowohl der Einsatz einer zusätzlichen Schlüsselschraube ($D = 16 \text{ mm}$) in der Kerne als auch der Einsatz einer selbstbohrenden Holzschraube ($D = 12 \text{ mm}$) zu denselben Werten des Verschiebungsmoduls der Kerne führt. Plausibel ist allerdings nicht, dass der numerisch ermittelte Verschiebungsmodul einer Kerne ohne Schraube nur 40 % des Wertes mit zusätzlicher Schraube beträgt. Diese Erkenntnis kann nicht durch die entsprechenden experimentellen Untersuchungen gestützt werden. Dennoch argumentiert Michelfelder auf der Grundlage der numerischen Ergebnisse, dass sich die Schrauben am Abtrag der Schubkraft mit bis zu 37 % beteiligen. Ihrer Ansicht nach findet eine Lastaufteilung zwischen Schraube und Kerne statt, bis die Lochleibungsfestigkeit des Holzes erreicht ist.

Eine Berechnung der maximalen Schubspannung im Vorholzbereich ergab, dass der maßgebende Wert an der Kervenflanke mit zunehmender Vorholzlänge abnimmt. Des Weiteren verringert sich der Maximalwert der Spannung geringfügig, wenn die Kerventiefe von 20 mm auf 40 mm erhöht wird. In Abb. 2.31 ist die maximale Schubspannung im Vorholz in Abhängigkeit von Vorholzlänge und Kerventiefe dargestellt. Im Gegensatz zu Stephan [58] kann Michelfelder numerisch keinen Grenzwert der Vorholzlänge, ab dem der Maximalwert der Schubspannung konstant bleibt, nachweisen. Dies würde bedeuten, dass auch Vorholzlängen $l_v \geq 8 \cdot t_v$ zu einer Verringerung der Schubspannung führen würden und somit ein Versagen durch Abscheren unwahrscheinlicher wäre.

Hinsichtlich des Verschiebungsmoduls wurden numerische Parameterstudien unter Variation der Kerventiefe, der Vorholzlänge, des Neigungswinkels der Flanke und des E-Moduls des Holzes durchgeführt. Für eine konstante Vorholzlänge von 250 mm wurde die Kerventiefe zwischen 5 mm und 70 mm variiert. Für praxistaugliche Kerventiefen zwischen 15 mm und 50 mm ergab sich keine signifikante Erhöhung des Verschiebungsmoduls. Die Vorholzlänge wurde zwischen 100 mm und 500 mm für eine konstante Kerventiefe von 20 mm variiert. Hier zeigt Michelfelder eine lineare Erhöhung des Verschiebungsmoduls mit zunehmender Vorholzlänge auf. Im gewählten Parameterbereich kam es zu einer Verdopplung des Verschiebungsmoduls. Vergleichsrechnungen mit Neigungen der Kervenflanke von $\alpha = 90^\circ$, 100° , 105° und 110° zeigen, dass der Verschiebungsmodul für 90° und 100° gleich groß ist. Für einen Neigungswinkel von 110° reduziert sich der Verschiebungsmodul auf ca. 75 % des Wertes der senkrechten Ausführung. Eine Variation des E-Moduls des Holzes zwischen 6.000 N/mm^2 und 12.000 N/mm^2 führte ebenfalls zu einer linearen Erhöhung des Verschiebungsmoduls mit einer Verdopplung des Wertes im gewählten Parameterbereich.

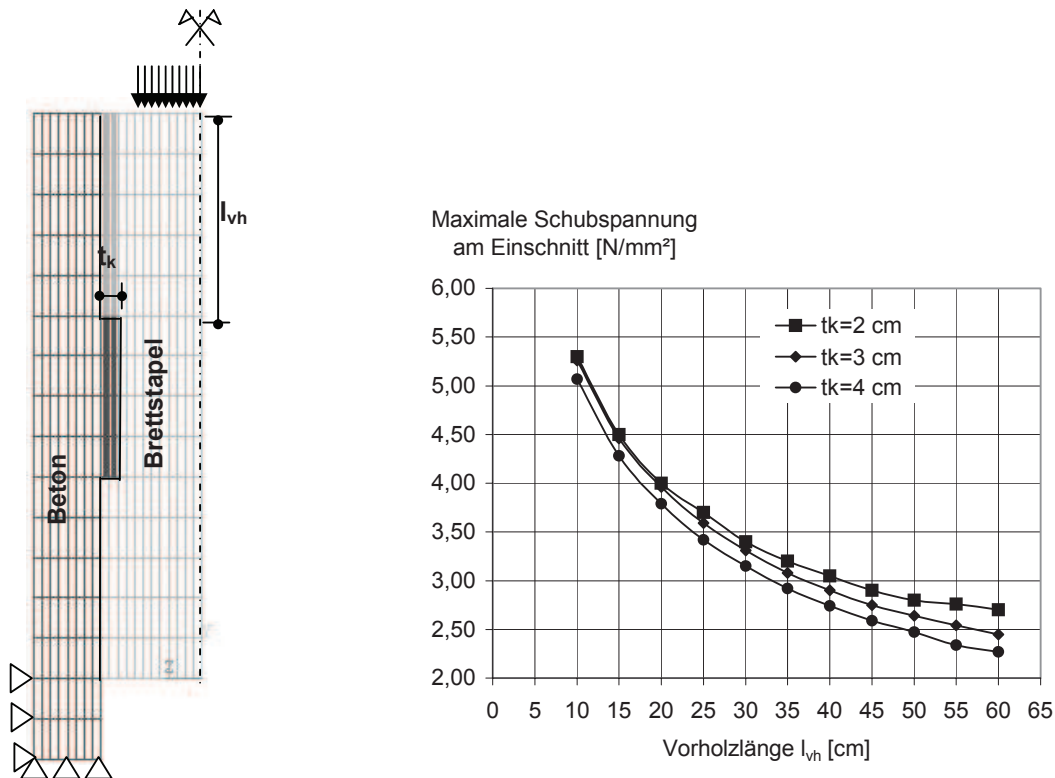


Abbildung 2.31: FE-Modell und maximale Schubspannung im Vorholz in Abhängigkeit von Vorholzlänge und Kervertiefe aus [22]

Untersuchungen von Kuhlmann & Aldi [23]: Die experimentellen Untersuchungen an Push-Out Versuchskörpern aus Michelfelder [22] wurden von Kuhlmann & Aldi [23] weiterführend numerisch untersucht. Für das Holz wurde hier sowohl das orthotrope Materialverhalten als auch nicht-lineare Eigenschaften berücksichtigt. Eine Entfestigung konnte allerdings nicht modelliert werden. Auch für den Beton wurde ein nicht-lineares Materialverhalten implementiert. Das Versagen durch ein Abscheren des Vorholzes konnte gut durch eine Ausbreitung der plastischen Schubspannungen nachvollzogen werden. Allerdings konnte der Verschiebungsmodul und die Höchstlast nicht realistisch abgebildet werden und es ergaben sich deutlich höhere Werte als experimentell ermittelt. Hierbei liegt ein Problem der gewählten Modellierung darin, dass im Anschluss an das Plastizieren eines Elements kein Entfestigungsverhalten berücksichtigt werden konnte. Dadurch steigt die Anzahl an plastizierten Elementen mit zunehmender Beanspruchung immer weiter an, ohne dass es in Teilbereichen zu einem Spannungsabfall kommt.

Des Weiteren wurden von Kuhlmann & Aldi die streuenden E-Moduln von Holz und Beton mit Hilfe einer Monte-Carlo-Simulation berücksichtigt, um vor allem deren Einfluss auf den Verschiebungsmodul untersuchen zu können. Für eine Kombination von Holz der Güte C18 und mit einer Betongüte C 30/37 ergab sich aus den Simulationen mit Zufallszahlen ein Mittelwert des Verschiebungsmoduls von 1.148 kN/mm/m ($\text{VarK} = 0,1028$). Dieser Wert bezieht sich auf die von Michelfelder [22] gewählte Kervengeometrie mit einer Kervertiefe von 20 mm und einer Vorholzlänge von 250 mm. Im Rahmen der Parameterstudie wurde die Holzgüte zwischen C18 und C30 und die Betongüte zwischen C 25/30 und C 30/37 variiert. In Abb. 2.32 ist die Abhängigkeit des numerisch ermittelten

Verschiebungsmoduls vom E-Modul des Holzes dargestellt. Abb. 2.33 zeigt eine entsprechende Darstellung für den Einfluss des E-Moduls des Betons. Es wird deutlich, dass der Verschiebungsmoduls mit zunehmendem E-Modul linear ansteigt und der Einfluss der Holzeigenschaften größer ist als die des Betons.

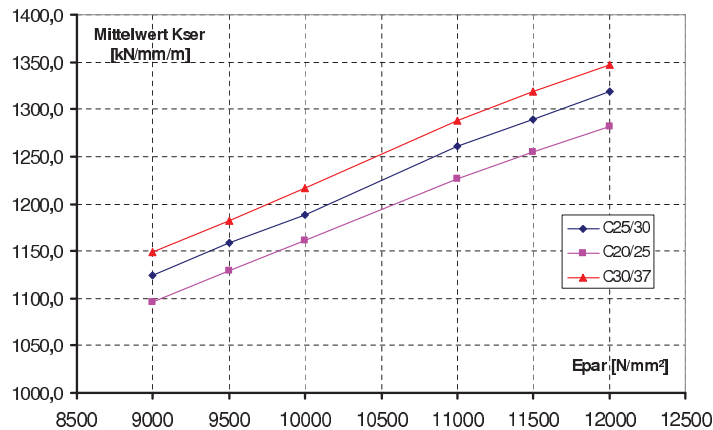


Abbildung 2.32: Verschiebungsmodul in Abhängigkeit des E-Moduls des Holzes [23]

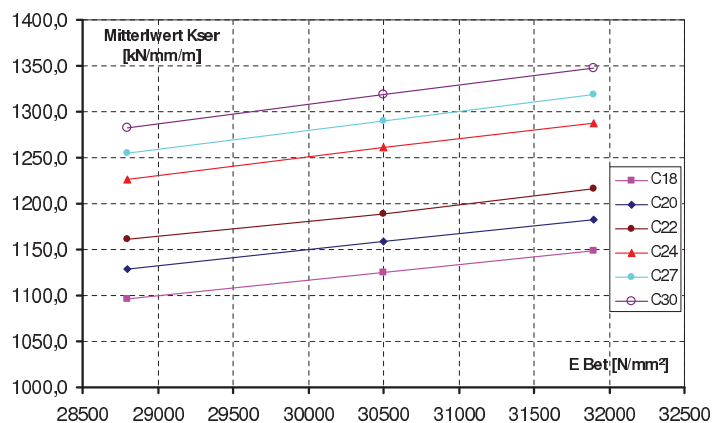


Abbildung 2.33: Verschiebungsmodul in Abhängigkeit des E-Moduls des Betons [23]

In jedem Fall liegen die numerisch ermittelten Werte weit oberhalb des von Michelfelder experimentell ermittelten Wertes von 537 kN/mm/m. Die große Abweichung wurde in Kuhlmann & Aldi dadurch begründet, dass zahlreiche Eingangswerte für die Materialmodellierung nicht experimentell ermittelt wurden, sondern diese Größen aus Literaturangaben abgeschätzt werden mussten. Außerdem kann die Vernachlässigung des Entfestigungsverhaltens unter Schub- und Zugbeanspruchung die numerischen Ergebnisse beeinflusst haben.

Untersuchungen von Schönborn [20]: Von Schönborn wurde ein FE-Modell unter Verwendung eines orthotropen linear-elastischen Materialmodells für Holz erstellt. Einzig für die Druckspannungen in Faserrichtung wurde bei Erreichen der Druckfestigkeit ein Übergang vom linear-elastischen zum ideal-plastischen Materialverhalten angenommen. Für

Beton kam ein elastoplastisches Materialmodell zum Einsatz. Auf der Grundlage einer Parameterstudie zeigt auch Schönborn Einflussfaktoren auf den Wert des Verschiebungsmoduls auf. Der Verschiebungsmodul ist für einen senkrechten Einschnitt der Kerne, also eine Flankenneigung von 90° , am höchsten und nimmt mit steigender Neigung ab. Die Länge der Kerne, die ebenfalls experimentell und numerisch untersucht wurde, hat ab einem minimalen Wert von 150 mm keinen bedeutenden Einfluss auf den Verschiebungsmodul.

2.3.3 Statisches Kurzzeittragverhalten bei Trägerversuchen

Für eine Charakterisierung des lokalen Tragverhaltens einer Kerne sowie die Ermittlung von Kennwerten, wie den Verschiebungsmodul und die Tragfähigkeit, sind Push-Out Versuche am besten geeignet. Dennoch ist auch eine Untersuchung des globalen Tragverhaltens eines Holz-Beton-Verbundträgers mit Kernen relevant, da dieser Fall dem tatsächlichen Anwendungsbereich entspricht und somit Erkenntnisse aus Push-Out Versuchen verifiziert und erweitert werden können. In der Regel tritt im Trägerversuch zunächst eine Schädigung bzw. ein Versagen an den Kernen auf, bevor das Gesamtsystem durch ein Biegezugversagen im Holz versagt. Im Folgenden werden nur die wichtigsten Erkenntnisse aus ausgewählten Quellen zusammengefasst.

Von **Michelfelder [22]** wurden zusätzlich zu umfangreichen Push-Out Versuchen drei Trägerversuche durchgeführt. Die Biegeträger mit jeweils sechs Kernen waren 5 m lang und 50 cm breit. In den Kernen wurden jeweils zwei zusätzliche selbstbohrende Holzschrauben vorgesehen. Zwei Trägerversuche, bei denen die zwei Einzellasten in den Drittelpunkten angeordnet waren, versagten ohne Schädigung der Kernen durch ein Biegezugversagen im Holz. Bei einem Träger wurden die Lasteinleitungsstellen weiter nach außen verschoben, sodass an der ersten Kerne in Längsrichtung ein Abscheren einzelner Brettstapellamellen, wie bei den Push-Out Versuchen, beobachtet werden konnte. Kurz darauf trat infolge der Lastumlagerungen wieder ein Biegezugversagen im Bereich der maximalen Momentenbeanspruchung ein. Erst im Nachbruchbereich konnten auch Schubrisse an der Betonbohle festgestellt werden. Das Last-Durchbiegungsverhalten der Träger konnte aufgrund von Messfehlern nur qualitativ beurteilt werden und es liegen auch keine Messwerte zum Abheben zwischen Holz und Beton vor. Nach einem linearen Verlauf kam es infolge des Abscherens der Kerne zu einem erhöhten Anstieg der Durchbiegung bei nur geringer Laststeigerung, bis auch die Biegezugfestigkeit des Holzes erreicht war.

Auch **Schönborn [20]** führte Trägerversuche durch, mit dem Ziel, das globale Tragverhalten im Zusammenhang mit einem lokalen Verbindungsmittelversagen zu untersuchen. Darüber hinaus wurde die Notwendigkeit von Schrauben als Abhebesicherung untersucht. Die Einzellasten wurden in den Drittelpunkten der 7,5 m langen Träger eingeleitet. Anhand der Messwerte der Relativverschiebungen an den Kernen zeigte sich der Einfluss der zusätzlichen Schrauben in den Kernen. An Kernen mit Schrauben wurden geringere Verschiebungen als an Kernen ohne Schrauben gemessen, wobei kein Einfluss auf die Steifigkeit oder das Tragverhalten festzustellen war. Eine Messung des Abhebens zwischen Holz und Beton in Trägermitte zeigte, dass für Träger ohne Schrauben höhere Verschiebungen gemessen wurden als bei Trägern mit Schrauben.

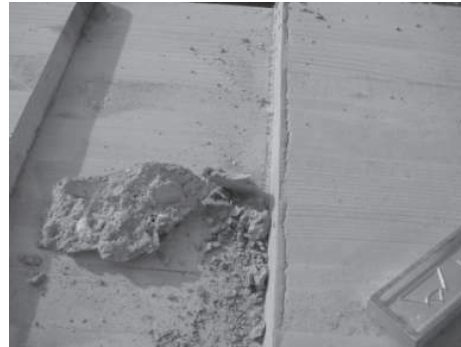


Abbildung 2.34: Druckstauchungen im Vorholz nach Versuchsende aus [20]

An den Kerven zeigte sich, wie bei den Push-Out Versuchen, eine duktile Druckstauchung der Fasern an der Kervenflanke (vgl. Abb. 2.34). Nach einem mit den Druckstauchungen an den Kerven verbundenen leichten Abfall der Gesamtsteifigkeit trat ein globales Biegezugversagen im Holz ein.

Auch bei den Trägerversuchen konnte bestätigt werden, dass eine Variation der Kervlänge zwischen 150 mm und 200 mm keinen Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten hat.

Auf die von **Kuhlmann & Aldi [1]** durchgeführten Versuche an verhältnismäßig kurzen Schubträgern mit nur zwei Kerven wird in Kap. 2.4.5 im Zusammenhang mit Ermüdung näher eingegangen.

Numerische Untersuchungen

Auf der Grundlage linear elastischen Materialverhaltens hat Michelfelder [22] neben der Modellierung eines Push-Out Versuchs auch ein FE-Modell eines Biegeträgers erstellt. Mit Hilfe des Modells wurde die Spannungsverteilung und das Versagen untersucht und eine Parameterstudie durchgeführt. Wie bereits beim Modell des Push-Out Versuchs zeigte sich auch beim Träger eine Beteiligung der Schrauben beim Abtrag der Schubkräfte an den Kerven. Untersuchungen mit und ohne Schrauben führen Michelfelder zu der Erkenntnis, dass Schrauben als Abhebesicherung entbehrlich sind, da das Exzentrizitätsmoment und damit verbundene Zugspannungen vom Beton aufgenommen werden können. Auch ohne zusätzliche Schrauben tritt beim numerischen Modell kein Abheben zwischen Holz und Beton auf.

In Kuhlmann & Aldi [23] wurden weitere numerische Untersuchungen zu den von Michelfelder durchgeführten Biegeträgerversuchen angestellt. Unter anderem wurde der Einfluss der Laststellung auf das Tragverhalten untersucht. Zum Einen wurde eine gleichmäßig verteilte Streckenlast und zum anderen eine Einzellast in Trägermitte berücksichtigt. Für den Fall der Einzellast konnte nachgewiesen werden, dass es nicht zu einem Abheben von Holz und Beton kommt, solange der Beton nicht gerissen ist. Ist die Betonplatte gerissen, kann es unter der Beanspruchung einer Einzellast allerdings zu einem Abheben kommen, weshalb Schrauben grundsätzlich empfohlen werden.

2.3.4 Schlussfolgerungen

Die Eigenschaften einer Kerne hängen von zahlreichen geometrischen und materialspezifischen Faktoren ab, die miteinander interagieren. Auf der Grundlage der beschriebenen experimentellen und numerischen Untersuchungen können einige Abhängigkeiten und Zusammenhänge abgeleitet werden.

Einflüsse auf die Tragfähigkeit und den Verschiebungsmodul: Die Tragfähigkeit und der Verschiebungsmodul sind im Allgemeinen vorrangig von der Kerntiefe, der Vorholzlänge und den Festigkeitseigenschaften des Holzelements abhängig. Mit einer Erhöhung der Kerntiefe kann der Verschiebungsmodul und auch die Tragfähigkeit nachweislich gesteigert werden. Eine größere Vorholzlänge bewirkt ebenfalls, genauso wie ein hoher E-Modul, eine Erhöhung des Verschiebungsmoduls. Die Länge der Kerne hat ab einem Minimalwert von 150 mm (bei Kerntiefen zwischen 20 mm und 40 mm) keinen Einfluss auf das Tragverhalten. Ebenso kann die Flankenneigung der Kerne mit 90° oder 100° ausgeführt werden, da sich auch hier keine Einflüsse auf die Werte des Verschiebungsmoduls oder der Tragfähigkeit zeigen.

Auf der Grundlage von experimentellen und numerischen Untersuchungen [16], [20], [45], [17], [22], [1], [23] wird der Verschiebungsmodul einer 20 mm bis 40 mm tiefen Kerne zwischen 537 kN/mm/m und 1.800 kN/mm/m eingeordnet. Der von Michelfelder [17] ermittelte, sehr niedrige Wert des Verschiebungsmoduls von 537 kN/mm/m muss allerdings im Zusammenhang mit einer unverhältnismäßig niedrigen Holzgüte und damit verbundenen geringen Werten des E-Moduls mehrerer Lamellen sowie in einer schlechten Betonqualität im Bereich der Kerne gesehen werden. Ob die Anordnung der Messstellen einen signifikanten Einfluss auf die Werte des Verschiebungsmoduls hat, kann nicht abschließend geklärt werden. Messwerte aus Kuhlmann & Aldi [1], die an verschiedenen Stellen entlang der Verbundfuge aufgezeichnet wurden, zeigen keinen Zusammenhang zwischen Verschiebungsmodul und Position der Messstelle.

Die Lamellenanordnung des Brettstapel- oder Brettschichtholzelements kann die Tragfähigkeit und den Verschiebungsmodul beeinflussen. Bei einer Flachkantanordnung der Lamellen an der Kerne, wie bei Balken üblich, sind niedrigere Werte für den Verschiebungsmodul und die Tragfähigkeit wahrscheinlicher. Bei dieser Lamellenanordnung wird nur eine außen liegende Lamelle im Holz beansprucht, die geringere Festigkeitseigenschaften als die restlichen Lamellen aufweisen kann. Bei einer Hochkantbeanspruchung der Lamellen, wie bei Plattenelementen üblich, werden aufgrund der Jahrringordnung Spätholzbereiche mit einer höheren Dichte und einer höheren Festigkeit als Frühholzbereiche beansprucht.

Die Ansichten, ob zusätzliche Schrauben zur Abhebesicherung in Kernen eingebaut werden sollten, gehen auseinander. Bei Push-Out Versuchen zeigte sich, dass die zusätzlichen Schrauben nicht am Abtrag der Schubkraft beteiligt werden. Es konnten keine Einflüsse der Schrauben auf die Tragfähigkeit, den Verschiebungsmodul oder das Versagen festgestellt werden. Aus Untersuchungen an Holz-Beton-Verbundträgern ergab sich allerdings, dass bei Trägern mit Kernen ohne Schrauben eine größere Relativverschiebung senkrecht zur Verbundfuge (also ein größeres Abheben), vor allem unter einer Beanspruchung durch Einzellasten, auftreten kann [20], [23]. Bei der Modellbildung wird in der Regel eine gelenkige Lagerung berücksichtigt, die im Bauwerk nicht immer zuverlässig umgesetzt werden kann. Beispielsweise können in den Auflagerbereichen der Ein-

feldträger unplanmäßige Einspannungen durch Wände vorhanden sein, die zu Zugspannungen senkrecht zur Verbundfuge führen. Zugspannungen senkrecht zur Verbundfuge und ein Abheben zwischen Holz und Beton kann die Wirkungsweise eines Holz-Beton-Verbundtragwerks mit Kerven negativ beeinflussen.

Einflüsse auf das maßgebende Versagen: Der maßgebende Versagensmodus beeinflusst das Last-Verschiebungsverhalten, da beispielsweise große Verformungen nur bei einem Druckversagen auftreten. Ob im Holz ein Versagen auf Druck in Faserrichtung oder durch Abscheren des Vorholzes auftritt, wird durch die gewählte Festigkeitsklasse beeinflusst. Für hohe Festigkeitsklassen (z.B. Holzgüte GL 28h oder besser) wird ein Versagen durch Abscheren wahrscheinlicher, da die Druckfestigkeit in Faserrichtung nicht mehr überschritten wird. Somit ist das Verhältnis von Druckfestigkeit zu Schubfestigkeit für das Versagen relevant. Für den Beton ist ebenfalls die Druckfestigkeit entsprechend der Festigkeitsklasse entscheidend.

Die Untersuchungen mit Fichte-Brettstapel oder -Brettschichtholz ergaben keine eindeutigen Hinweise darauf, dass die Vorholzlänge einen Einfluss auf den maßgebenden Versagensmodus hat. Es ist nicht möglich, einen Mindestwert der Vorholzlänge einzugrenzen, durch den ein Abscheren des Vorholzes als Versagensmodus ausgeschlossen werden könnte. Zum Teil wurden die Verhältnisse von Vorholzlänge zu Kervertiefe gleich groß gewählt, aber es ergaben sich unterschiedliche Versagensmodi. Ein Zusammenhang zwischen Kervertiefe und Versagen kann ebenfalls nicht festgestellt werden.

Die Lamellenanordnung des Holzelements kann auch das Versagen beeinflussen. Bei einer Flachkantanordnung der Lamellen an der Kerne erhöht sich die Wahrscheinlichkeit eines Versagens durch Abscheren des Vorholzes. Bei dieser Lamellenanordnung bildet sich ein Schubriss in der Regel im Frühholz entlang eines Jahrringes aus. Bei einer Hochkantbeanspruchung der Lamellen müssen auf Abscheren in jedem Fall auch Spätholzbereiche durchtrennt werden, die eine höhere Dichte und eine höhere Festigkeit als Frühholzbereiche aufweisen.

Hinsichtlich der numerischen Simulation, gibt es bislang kein Modell einer Kerne, bei dem das Entfestigungsverhalten beim Versagen realistisch abgebildet ist.

2.4 Grundlagen der Ermüdung

2.4.1 Allgemeines

Werden Holz-Beton-Verbundtragwerke als Straßenbrücken eingesetzt, sind diese Bauwerke nicht ruhenden Beanspruchungen durch den Straßenverkehr ausgesetzt. Fahrzeuge im Allgemeinen und LKW im Speziellen stellen eine oft wiederholte Wechselbeanspruchung dar, die bei der Bemessung berücksichtigt werden muss. Üblicherweise wird bei Bauwerken ein Ermüdungsnachweis mit Hilfe des Nennspannungskonzeptes unter Verwendung von Wöhlerlinien geführt. Die Schwierigkeit eines Ermüdungsnachweises liegt darin, dass sowohl die Beanspruchung als auch die Beanspruchbarkeit von zahlreichen Parametern abhängig sind, die zum Teil auch einer gegenseitigen Abhängigkeit unterliegen. Beispielsweise hängt die Beanspruchung von der Verkehrszusammensetzung oder dem statischen System und die Beanspruchbarkeit von den verwendeten Materialien oder der Lastwechselzahl ab. Oftmals sind nicht die Querschnitte der tragenden Bauteile, sondern Verbindungen und Anschlüsse ermüdungsrelevant. Ein Ermüdungsversagen kündigt sich in der Regel durch Anrisse an Kerben bzw. Fehlstellen im Bauteil an, wo es zu Spannungsspitzen kommen kann, und es zu einem Rissfortschritt im Laufe der Lastwechsel kommt. Im Holzbau stellen beispielsweise Querschnittsprünge, Einfräsungen, stiftförmige Verbindungsmittel oder auch Äste Kerben dar.

2.4.2 Nennspannungskonzept

Beim Nennspannungskonzept werden sowohl für die Beanspruchung als auch für die Beanspruchbarkeit sogenannte Nennspannungen für den Nachweis definiert. Während bei einem statischen Nachweis ein einzelner Zahlenwert für die Beanspruchung mit einem Zahlenwert für die Beanspruchbarkeit verglichen wird, wird bei einem Ermüdungsnachweis ein Beanspruchungskollektiv (Beanspruchungs-Zeit-Funktion) mit einer Kennlinie der Beanspruchbarkeit (Wöhlerlinie) verglichen und somit ein Zusammenhang zur Lebensdauer unter wechselnder Beanspruchung hergestellt. Das Beanspruchungskollektiv stellt eine Häufigkeitsverteilung verschiedener Spannungsschwingbreiten ($\Delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}$) dar. Wöhlerlinien geben an, welche Anzahl an Lastwechseln bei verschiedenen Lastniveaus bzw. Spannungsschwingbreiten ertragen werden kann. Für typische ermüdungsbeanspruchte Tragwerke, wie zum Beispiel Straßen- und Eisenbahnbrücken, wurden Lastmodelle entwickelt, durch die ein reales Beanspruchungskollektiv abgeschätzt werden kann. Darüber hinaus wurden Einstufenkollektive und schadensäquivalente Spannungsschwingbreiten für vereinfachte Ermüdungsnachweise von Stahl- und Stahl-Beton-Verbundbrücken [62], [63] und Beton- und Spannstahl in Massivbrücken [21] entwickelt. Eine schadensäquivalente Spannungsschwingbreite führt unter Annahme einer definierten Lastwechselzahl zu derselben Schädigung eines Bauteils, wie ein Beanspruchungskollektiv. Diese vereinfachte Nennspannung der Beanspruchung kann in der Form eines Spannungsschwingbreitennachweises mit der Ermüdungsfestigkeit (ertragbare Spannungsschwingbreite) aus der Wöhlerlinie bei der definierten Lastwechselzahl verglichen werden.

In jedem Fall bleibt eine rechnerische Lebensdauer vorhersage nur eine Abschätzung der tatsächlichen Werte. Versuchsergebnisse, die in eine Wöhlerlinie einfließen, unterliegen

einer großen Streuung. Im Versuch werden nur zum Teil bauteilähnliche Probekörper getestet (Größeneinfluss) und auch die tatsächlichen Beanspruchungen können von dem rechnerischen Kollektiv abweichen [64].

2.4.3 Wöhlerlinien und lineare Schadensakkumulationshypothese

Die Basis für Ermüdungsnachweise nach dem Nennspannungskonzept stellen Wöhlerlinien der Bauteile und der verwendeten Verbindungsmittel dar. Die Ermittlung und Verwendung von Wöhlerlinien hat sich neben der Anwendung im Stahlbau bereits für Verbindungsmittel in Stahl-Beton-Verbundkonstruktionen etabliert [65], [66], ist aber für die Anwendung bei Holz-Beton-Verbundtragwerken nahezu unerforscht. Dennoch findet das maßgebende Ermüdungsversagen bei Holz-Beton-Verbundbrücken in jedem Fall entweder im Holzquerschnitt oder im Betonquerschnitt statt, sodass das Ermüdungsverhalten der Werkstoffe bereits Aufschluss über das Verhalten der Verbundkonstruktion geben kann.

Für die Herleitung einer Wöhlerlinie sind beispielsweise Push-Out- oder Trägerversuche unter wechselnder Schwellbeanspruchung konstanter Amplitude (Einstufenversuch) geeignet. Bei diesen Ermüdungsversuchen wird jeder Versuchskörper mit einer definierten Spannungsschwingbreite beansprucht bis ein Ermüdungsversagen eintritt oder eine Grenzlastwechselzahl erreicht ist. Um das Ermüdungsverhalten einer Verbindung umfassend charakterisieren zu können, sind je Laststufe mindestens drei Versuche notwendig. Im klassischen Wöhler-Diagramm ist im logarithmischen Maßstab die Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma$ über die ertragbare Lastwechselanzahl N aufgetragen. Die eigentliche Wöhlerlinie basiert auf einer linearen Regression und einer statistischen Auswertung der Versuchsergebnisse. Eine Wöhlerlinie repräsentiert außerdem die Ermüdungsfestigkeit für eine bestimmte Überlebenswahrscheinlichkeit (z.B. 5%-Fraktilwert). Durch die Versuchsergebnisse werden der Ursprung und die Neigung der Kurve definiert. Jeder Punkt einer Wöhlerlinie stellt rechnerisch, bezogen auf die Überlebenswahrscheinlichkeit, ein Ermüdungsversagen eines Einstufenversuchs dar und gibt an, wie oft eine bestimmte Spannungsschwingbreite ertragen werden kann (vgl. Abb. 2.35). Im Stahlbau wird bei Wöhlerlinien zusätzlich zwischen Kurzzeitfestigkeit (Lastwechselzahlen $< 10^4$), Zeitfestigkeit (Lastwechselzahlen zwischen 10^4 und 10^6 bis 10^7) und Dauerfestigkeit (Lastwechselzahlen $> 10^6$ bis 10^7) unterschieden. Nach DIN EN 1993-1-9 [67] ist die Bezugsgröße für einen vereinfachten Ermüdungsnachweis die charakteristische Ermüdungsfestigkeit bei $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln. Als Dauerfestigkeit wird die Ermüdungsfestigkeit bei $5 \cdot 10^6$ Lastwechseln definiert. Die Dauerfestigkeit ist die Grenze für die Spannungsschwingbreite, unterhalb derer im Versuch mit konstanten Amplituden kein Ermüdungsschaden auftritt. Beim Werkstoff Holz zeigt sich eine deutliche Abhängigkeit des Ermüdungsverhaltens von der Beanspruchungsrichtung (Kraft-Faser-Winkel), was beim homogenen Werkstoff Stahl nicht der Fall ist, und die Neigung der Wöhlerlinie ist abhängig von der Amplitude der Beanspruchung. Eine Dauerfestigkeitsgrenze (das heißt, dass Spannungen infolge ermüdungsrelevanter Einwirkungen, die unterhalb dieser Grenzspannung liegen, theoretisch unendlich oft ertragen werden könnten) ist für Holz nicht bekannt.

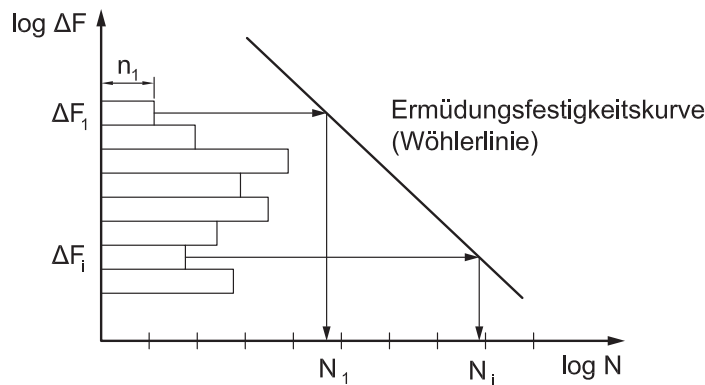


Abbildung 2.35: Konzept der Schädigungsberechnung anhand einer Wöhlerlinie

Möchte man im Rahmen eines Ermüdungsnachweises die Schädigung bzw. die Lebensdauer infolge einer Lastsequenz veränderlicher Amplitude abschätzen, bietet sich für die Auswertung die lineare Schadensakkumulationshypothese nach Palmgren und Miner mit Gl. (2.8) an [68].

$$D = \sum_{i=1}^n \frac{n_i}{N_i} \leq 1 \quad (2.8)$$

D Gesamtschädigung

n_i Tatsächlich aufgebrachte Lastwechsel bei einem bestimmten Lastniveau

N_i Bruchlastspielzahl entsprechend der Wöhlerlinie

Die Summe der Teilschädigungen infolge verschiedener Amplituden ergibt die Gesamtschädigung. Für Straßenbrücken ist die Anzahl der aufgebrachten Lastwechsel abhängig vom LKW-Typ, der Verkehrskategorie, der Verkehrsart und der Nutzungsdauer.

Solange die Schädigung D kleiner als Eins ist, ist die Tragfähigkeit unter wechselnder Beanspruchung gegeben. In dem Bericht von Miner [68] ist ersichtlich, dass diese Vorgehensweise zunächst nur für eine Aluminiumlegierung entwickelt wurde und lediglich unter bestimmten Voraussetzungen angewandt werden sollte. Beispielsweise wird angenommen, dass die zyklische Last einen sinusförmigen Verlauf hat. Des Weiteren wird vorausgesetzt, dass die Reihenfolge der Sequenz verschiedener Spannungsschwingbreiten keinen Einfluss auf das Maß der Schädigung hat. Eine weitere Voraussetzung für die Anwendung der Palmgren-Miner-Regel, die bei Ermüdungsversuchen im Bauwesen zum Teil nicht beachtet wird, ist, dass bereits ein Anriss das Ermüdungsversagen darstellt. Beispielsweise basieren Wöhlerlinien für Kopfbolzen in DIN EN 1994-2 [63] auf Versuchen, bei denen als Ermüdungsversagen nicht der Anriss am Dübelfuß, sondern der Bruch des Dübels berücksichtigt wurde [66].

Im Stahlbau hat sich die lineare Schadensakkumulation für Ermüdungsuntersuchungen aufgrund des konservativen Charakters und der Einfachheit längst durchgesetzt, aber die Anwendbarkeit für Bauteile aus Beton oder Holz ist zu hinterfragen [69], [70]. Vorhandene Versuchsergebnisse widersprechen nicht der Gültigkeit einer linearen Schädigungsberechnung.

gungshypothese nach Palmgren und Miner [71]. Durch Mohr [71] wurden Vergleichsrechnungen an einer Holzstraßenbrücke mit verschiedenen Ermüdungslastmodellen sowie einer linearen und einer nichtlinearen Schadensakkumulation durchgeführt. Es zeigte sich, dass eine lineare Schadensakkumulation anwendbar ist. Auch im Rahmen weiterer Veröffentlichungen wurde die Gültigkeit einer lineare Schadensakkumulation bereits vorausgesetzt [72], [16], [1], [24]. In DIN EN 1995-2, A.1 [6] wird die Anwendbarkeit der Palmgren-Miner-Regel bei Holzstraßenbrücken für einen Ermüdungsnachweis mit veränderlichen Spannungsamplituden zugelassen. Die ermüdungswirksamen Einwirkungen aus Verkehr und die entsprechende Anzahl der Spannungsspiele sollten nach DIN EN 1991-2 [26] angesetzt werden.

Die Bestimmung der Lebensdauer anhand von Wöhlerlinien mit Hilfe der linearen Schadensakkumulation (vgl. Gl. (2.8)) wurde für den Werkstoff Beton bereits untersucht [70]. Für den Ermüdungsnachweis des Betons unter Druck- oder Querkraftbeanspruchung ist die Anwendung der Palmgren-Miner-Regel auch in DIN EN 1992-2 [21] vorgesehen. Bei Versuchen mit Mehrstufenkollektiv lieferte die Palmgren-Miner Regel sowohl konservative als auch unsichere Ergebnisse. Es wurde teilweise sogar beobachtet, dass bei niedrigen Spannungsschwingbreiten in einem Beanspruchungskollektiv die Lebensdauer der Prüfkörper erhöht wurde. Dieser Effekt könnte durch eine Art Verfestigung des Werkstoffs erklärt werden.

Eine Möglichkeit der Überprüfung der Gültigkeit der linearen Schadensakkumulationshypothese besteht in der Durchführung von experimentellen Untersuchungen mit wechselnder Schwellbeanspruchung verschiedener Amplituden (Mehrstufenkollektiv), die nacheinander auf denselben Versuchskörper aufgebracht werden. Die Anzahl der bis zum Versagen aufgetragenen Lastwechsel kann dann mit derjenigen aus Einstufenversuchen verglichen und bewertet werden. Bei der Auswertung solcher Mehrstufenversuche an Stahl-Beton-Verbundquerschnitten mit Kopfbolzen stellte sich beispielsweise heraus, dass die lineare Schadensakkumulation stets unsichere Lebensdauererhersagen prognostiziert [73].

2.4.4 Ermüdungsnachweis von Straßenbrücken

Werkstoffübergreifende Konzepte

Für einen Ermüdungsnachweis nach dem Nennspannungskonzept sind grundsätzlich drei Grundlagen erforderlich:

- Ein Ermüdungslastmodell des Straßenverkehrs
- Ein Beanspruchungskollektiv als Spannungs-Zeit-Verlauf
- Die Ermüdungsfestigkeit in Form einer Wöhlerlinie

Ermüdungslastmodelle, die in DIN EN 1991-2 [26] gegeben sind, wurden aus Messwerten verschiedener Brücken abgeleitet und sind allgemein gültig. Das Beanspruchungskollektiv (z.B. für eine bestimmte Schnittgröße oder Spannung) und die experimentell basierte Wöhlerlinie beziehen sich konkret auf das zu bemessende Bauteil bzw. das zu bemessende Detail. Aus dem Beanspruchungskollektiv, das aus dem zugrunde geleg-

ten Ermüdungslastmodell resultiert, können mit Hilfe von Zählverfahren Spannungs- oder Lastschwingbreiten $\Delta\sigma_i$ und deren Lastwechselzahlen n_i ermittelt werden. Typische Algorithmen, mit deren Hilfe lokale Minima und Maxima ausgezählt werden können, sind die Rainflow- oder die Reservoirmethode (vgl. auch Kap. 6.2.3). Im Wöhlerdiagramm können die Spannungsschwingbreiten als Balkendiagramm mit klassifizierten Laststufen und den jeweiligen Lastwechselzahlen, wie in Abb. 2.35 zu sehen, aufgetragen werden. Dadurch kann für eine Spannungsschwingbreite ein Zusammenhang zwischen der rechnerischen Lastwechselzahl n_i und der ertragbaren Lastwechselzahl N_i aus der Wöhlerlinie hergestellt werden. Allerdings sind derartige Ermüdungsnachweise für ein Beanspruchungskollektiv mit Hilfe einer linearen Schadensakkumulation gemäß Gl. (2.8) sehr zeitaufwändig und wenig praxistauglich. Aus diesem Grund wurden für alle Werkstoffe vereinfachte Ermüdungsnachweise basierend auf einer Ermüdungsbeanspruchung mit gleichbleibender Amplitude entwickelt. Dieses vereinfachte Einstufenkollektiv soll dieselbe Schädigung hervorrufen wie ein komplexes Mehrstufenkollektiv. Im Stahl-, Massiv- und Stahl-Beton-Verbundbau wird ein schädigungsäquivalentes einstufiges Ersatzkollektiv aus Ermüdungslastmodell 3 nach DIN EN 1991-2 [26], auf das im Folgenden noch näher eingegangen wird, und einer Anpassung der resultierenden Spannungsschwingbreite ermittelt. Die Anpassung der Beanspruchung, durch die beispielsweise die Einflusslänge oder die vorgesehene Nutzungsdauer einer Brücke berücksichtigt werden kann, wird durch Schadensäquivalenzfaktoren λ vorgenommen. Auf der Seite der Beanspruchbarkeit sind Bezugsgrößen der Ermüdungsfestigkeit für verschiedene Werkstoffe, Beanspruchungsrichtungen und Konstruktionsdetails festgelegt. Unter anderem für Kerbfälle im Stahlbau oder auch Kopfbolzen wurden als Bezugswerte die Ermüdungsfestigkeiten bei $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln gewählt [67], [63]. Als Beispiel für einen vereinfachten Ermüdungsnachweis mit einem schädigungsäquivalenten Ersatzkollektiv wird im Folgenden kurz der Nachweis im Stahlbau vorgestellt. Nach DIN EN 1993-1-9 [67] ist ein Ermüdungsnachweis nach Gl. (2.9) zu führen.

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2}}{\frac{\Delta\sigma_C}{\gamma_{Mf}}} \leq 1,0 \quad (2.9)$$

- $\Delta\sigma_{E,2}$ Schadensäquivalente konstante Spannungsschwingbreite bezogen auf $2 \cdot 10^6$ Lastwechsel (Nennspannung)
- $\Delta\sigma_C$ Bezugswert für die Ermüdungsfestigkeit bei $N_C = 2 \cdot 10^6$ Lastwechseln (Kerbfall)
- γ_{Ff} Teilsicherheitsbeiwert für die schadensäquivalente Spannungsschwingbreite
- γ_{Mf} Teilsicherheitsbeiwert für die Ermüdungsfestigkeit

Der Bemessungswert der schadensäquivalenten Spannungsschwingbreite wird nach Gl. (2.10) berechnet und der Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit ist dem Kerbfalkatalog in DIN EN 1993-1-9 [67] zu entnehmen.

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2} = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_i \cdot \dots \cdot \lambda_n \cdot \Delta\sigma (\gamma_{Ff} \cdot Q_k) \quad (2.10)$$

$\Delta\sigma (\gamma_{Ff} \cdot Q_k)$	Spannungsschwingbreite aus Ermüdungsbelastung nach DIN EN 1991-2 [26], Ermüdungslastmodell 3
λ_i	Schadensäquivalenzfaktoren abhängig von den Bemessungsspektren der Anwendungsteile von DIN EN 1993

Auf den Ermüdungsnachweis im Holzbrückenbau wird in Kap. 2.4.4 näher eingegangen.

Ermüdungsbeanspruchung aus Verkehr nach DIN EN 1991-2

Für die Abschätzung der Verkehrsbelastung einer Straßenbrücke sind in DIN EN 1991-2 [26] fünf verschiedene Ermüdungslastmodelle enthalten. Ermüdungslastmodelle 1 und 2 stehen für den Ermüdungsnachweis einer unbegrenzten Lebensdauer im Dauerfestigkeitsbereich zur Verfügung, was vorrangig für Stahlkonstruktionen relevant ist. Ermüdungslastmodelle 3 bis 5 dienen dem Nachweis mit Hilfe von Wöhlerlinien im Zeitfestigkeitsbereich. Diese in der Norm enthaltenen Ermüdungslastmodelle basieren auf Verkehrsmessungen aus den 1980er Jahren, die unter anderem in Deutschland, Frankreich und Italien durchgeführt wurden [74]. Hierbei wurden Verkehrsdaten, wie zum Beispiel Achslasten, Fahrzeuggesamtgewicht oder Fahrzeugabstände, an verschiedenen Brücken gewonnen und verglichen, um eine europäisch einheitliche Grundlage für die Festlegung von Verkehrslastmodellen zu schaffen. Als Referenz für eine europaweit relevante Verkehrszusammensetzung wurde die Messstelle Auxerre an der Autobahn A6 in Frankreich gewählt. Diese Daten wurden mit Messwerten der Brohltalbrücke in Deutschland ergänzt [75].

Ermüdungslastmodell 3 (Fatigue Load Model = FLM) stellt ein einzelnes Fahrzeug mit zwei Achsen dar, das ursprünglich durch einen Vergleich der Schädigung des Einzelfahrzeugs mit der Schädigung infolge genauerer Verkehrslastmodelle für die verschiedenen Schnittgrößen an einem Hauptträger hergeleitet wurde. Die hervorgerufene Beanspruchung kann für den Ermüdungsnachweis mit zusätzlichen λ -Faktoren an die reale Verkehrsbeanspruchung, entsprechend des Typs der Einflusslinie und entsprechend der Spannweite angepasst werden. Eine andere Möglichkeit stellt der Ermüdungsnachweis mittels des detaillierteren Ermüdungslastmodells 4 (FLM 4), das aus einer Gruppe von fünf verschiedenen für den europäischen Verkehr typischen Standardlastkraftwagen besteht, dar. Jeder Fahrzeugtyp ist durch die Achszahl, den Achsabstand, die zugehörigen Achslasten und die Radaufstandsfläche definiert. Die jeweiligen Häufigkeiten der LKW im Lastenzug sind bei FLM 4 von der Verkehrsart der Straße (Ortsverkehr, mittlere oder große Entfernung) abhängig. Die Anzahl der erwarteten LKW pro Jahr für einen Fahrstreifen insgesamt ist sowohl für FLM 3 als auch FLM 4 von der Verkehrskategorie abhängig (vgl. Tabelle 4.5 in DIN EN 1991-2 [26] bzw. Kap. 6.2.1). Für Ermüdungslastmodell 5 (FLM 5) werden aktuelle Verkehrsdaten aus Verkehrszählungen ausgewertet.

Ermüdungsnachweis von Holzbrücken nach DIN EN 1995-2

Der Ermüdungsnachweis für Holzstraßenbrücken ist in DIN EN 1995-2, Anhang A (informativ) [6] geregelt. Die in diesem Abschnitt der Norm erwähnten „ermüdungswirksamen Einwirkungen“ aus Verkehr sollten nach DIN EN 1991-2 [26] bestimmt werden. Einwirkungen aus Feuchtigkeits- oder Temperatureinwirkungen stellen keine Ermüdungsbeanspruchung dar. Eine Aussage über die Wahl eines geeigneten Ermüdungslastmodells aus DIN EN 1991-2 [26] ist nicht enthalten. Es wird lediglich der Hinweis gegeben, dass bei dem Ermüdungsnachweis mit reduzierten ermüdungswirksamen Einwirkungen im Vergleich zu den statischen Einwirkungen gerechnet werden soll. Da das Lastmodell die maximalen und minimalen Spannungen der Bauteile liefern soll, wird beim Ermüdungsnachweis mit der Amplitude zwischen der minimalen Spannung infolge Eigengewicht und der maximalen Spannung infolge Eigengewicht und Ermüdungslastmodell gerechnet.

In DIN EN 1995-2, A.1 bzw. A.3 [6] ist ein vereinfachter Nachweis für Ermüdungsbeanspruchungen mit gleichbleibender Amplitude enthalten. Für diesen vereinfachten Nachweis ist Ermüdungslastmodell 3 (FLM 3) nach DIN EN 1991-2 [26] geeignet, das eine reale Verkehrsbeanspruchung mit verschiedenen Amplituden gleichwertig abbilden soll. Ein Ermüdungsnachweis für eine gleichbleibende Beanspruchungsamplitude ist nach DIN EN 1995-2, Anhang A [6] allerdings nur notwendig, wenn das Verhältnis κ nach Gl. (2.11) einen vorgegebenen Grenzwert überschreitet.

$$\kappa = \frac{|\sigma_{d,max} - \sigma_{d,min}|}{\frac{f_k}{\gamma_{M,fat}}} \quad (2.11)$$

- $\sigma_{d,max}$ Maximale Bemessungsspannung infolge ermüdungswirksamer Einwirkungen
- $\sigma_{d,min}$ Minimale Bemessungsspannung infolge ermüdungswirksamer Einwirkungen
- f_k Charakteristische Festigkeit
- $\gamma_{M,fat}$ Teilsicherheitsbeiwert von Holz für den Ermüdungsnachweis

Der Teilsicherheitsbeiwert der Beanspruchbarkeit für Ermüdungsnachweise ist entsprechend DIN EN 1995-2/NA [6] zu $\gamma_{M,fat} = 1,0$ anzunehmen. Ein Hinweis hinsichtlich des Teilsicherheitsbeiwerts der Ermüdungsbeanspruchung ist nicht gegeben. Vergleichsweise werden bei Ermüdungsnachweisen im Massivbau beispielsweise keine Teilsicherheitsbeiwerte auf Einwirkungs- und Beanspruchbarkeitsseite angesetzt. In DIN EN 1990 [55] werden keine Teilsicherheitsbeiwerte für ermüdungswirksame Einwirkungen angegeben. Es wird lediglich darauf hingewiesen, dass die in dieser Norm enthaltenen Einwirkungskombinationen nicht für Ermüdungsnachweise gelten und weiterführende Regelungen in DIN EN 1991 bis DIN EN 1999 zu finden sind. In DIN EN 1990/NA, NDP zu A.1.3.1(4) [55] ist zumindest für Anwendungen im Hochbau geregelt, dass bei einem Versagen des Tragwerks infolge Materialermüdung Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungsseite in der Regel zu 1,0 ($\gamma_G, \gamma_Q = 1,0$) zu wählen sind. Aber auch an dieser Stelle wird folgender Hinweis gegeben: „Modelle und Kombinationen für Einwirkungen im Grenzzustand der Ermüdung werden in den bauartspezifischen Bemessungsnormen angegeben“. Auch in DIN EN 1991-2 [26] ist keine allgemein gültige Regelung zum Teilsicherheitsbeiwert der

Ermüdungsbeanspruchung für Straßenbrücken enthalten. In Mohr [71] wird vorgeschlagen, beim Ermüdungsnachweis von Holzbauteilen auf der Einwirkungsseite keine Teilsicherheitsbeiwerte zu berücksichtigen.

Überschreitet das Verhältnis κ aus Gl. (2.11) den in Tab. 2.5 angegebenen Grenzwert für die jeweilige Beanspruchungsart, ist ein Ermüdungsnachweis für eine Beanspruchung mit gleichbleibender Amplitude zu führen oder es werden „besondere Untersuchungen“ notwendig.

Tabelle 2.5: Grenzwerte für das Verhältnis κ nach Gl. (2.11) [6]

Art der Beanspruchung	Grenzwert
Holzbauteile mit Druck parallel und senkrecht zur Faser	0,6
Holzbauteile beansprucht auf Biegung und Zug	0,2
Holzbauteile beansprucht auf Schub	0,15
Stabdübelverbindungen	0,4
Nagelverbindungen	0,1
Andere Verbindungen	0,15

Ob die in Tab. 2.5 angegebenen Grenzwerte für die maßgebenden Bauteile und Details von Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken realistisch sind, ist Gegenstand des Kap. 6.4. Es ist keine konkrete Datenbasis bekannt, die die Festlegung dieser Grenzwerte belegt.

Eine „besondere Untersuchung“ stellt beispielsweise ein Ermüdungsnachweis für veränderliche Beanspruchungsamplituden auf der Grundlage der linearen Schadensakkumulationstheorie (Palmgren-Miner-Regel) dar. Für diesen genaueren Nachweis ist Ermüdungslastmodell 4 (FLM 4) nach DIN EN 1991-2 [26] geeignet. Allerdings wird auf dieses Verfahren in DIN EN 1995-2 [6] nicht näher eingegangen. Es ist grundsätzlich zu hinterfragen, ob die Palmgren-Miner-Regel, bei der angenommen wird, dass die Reihenfolge der Beanspruchungssequenz für die Schädigung keine Rolle spielt, für jeden beliebigen Werkstoff gültig ist. Tatsächlich ist die für metallische Baustoffe hergeleitete Regel aber so praktikabel, dass sie auch für andere Situationen wie Dübel, Bewehrungsstahl im Beton und auch Holz angewandt wird.

Der Ermüdungsnachweis für Einwirkungen mit gleichbleibender Amplitude wird in DIN EN 1995-2 [6] mit Gl. (2.12) angegeben. Das komplexe Ermüdungstragverhalten wird damit auf die Form eines gewöhnlichen Nennspannungsnachweises, bei dem die Festigkeit infolge Ermüdung abgemindert wird, reduziert.

$$\sigma_{d,max} \leq f_{fat,d} = k_{fat} \cdot \frac{f_k}{\gamma_{M,fat}} \quad (2.12)$$

$\sigma_{d,max}$ Maximale Bemessungsspannung infolge ermüdungswirksamer Einwirkungen

$f_{fat,d}$ Bemessungswert der Ermüdungsfestigkeit

- f_k Charakteristische Festigkeit
- $\gamma_{M,fat}$ Teilsicherheitsbeiwert von Holz für den Ermüdungsnachweis
- k_{fat} Beiwert für die Festigkeitsminderung infolge der Anzahl der Lastwechsel

Der Beiwert für die Festigkeitsminderung k_{fat} kann anhand Gl. (2.13) ermittelt werden und ist abhängig von der Beanspruchungsart (z.B. Schub oder Druck in Faserrichtung), dem Kräfteverhältnis von minimaler zu maximaler Beanspruchung, der Bedeutung des Bauwerks und der zu erwartenden Anzahl an Lastwechseln während der Lebensdauer.

$$k_{fat} = 1 - \frac{1 - R}{a \cdot (b - R)} \cdot \log(\beta \cdot N_{obs} \cdot t_L) \geq 0 \quad (2.13)$$

- R = $\sigma_{d,min} / \sigma_{d,max} = F_{d,min} / F_{d,max}$ (Kräfteverhältnis)
- N_{obs} Anzahl der jährlichen Lastwechsel mit konstanter Amplitude
- t_L Bemessungsbeiwert der Lebensdauer des Tragwerks in Jahren
- β Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkungen eines Schadens des betrachteten Tragwerkelements
- a, b Beiwerte zur Berücksichtigung der Art der Ermüdungseinwirkung (vgl. Tab. 2.6 bzw. Tabelle A.1 in [6])

Für verschiedene Beanspruchungsarten sind die Beiwerte a und b in Tab. 2.6 angegeben. Das Kräfteverhältnis R wird ebenfalls für die betrachtete Beanspruchungsart bzw. Schnittgröße für die ermüdungswirksamen Einwirkungen berechnet. Der Beiwert β sollte für ein Brückentragwerk angenommen werden zu $\beta = 3$ für beträchtliche Konsequenzen im Schadensfall. Die Anzahl der jährlichen Lastwechsel N_{obs} kann für eine Straßenbrücke DIN EN 1991-2 [26] in Abhängigkeit der Verkehrskategorie entnommen werden.

Tabelle 2.6: Werte für die Beiwerte a und b in Gl. (2.13)

Holzbauteile beansprucht auf	a	b
Druck, parallel oder senkrecht zur Faser	2,0	9,0
Biegung und Zug	9,5	1,1
Schub	6,7	1,3

2.4.5 Ermüdung bei Holz-Beton-Verbundbrücken

Allgemeines

Ein guter Überblick zu Veröffentlichungen zum Ermüdungsverhalten verschiedener Verbindungsmittel in Holz-Beton-Verbundkonstruktionen ist in Müller [24] enthalten. Es werden sowohl Untersuchungen an Push-Out-Prüfkörpern als auch an Trägern zusammen-

gefasst. In Kap. 2.4.5 wird ausschließlich auf den Stand der Forschung der Verbindungsmittel Kerne und Dübelleiste näher eingegangen. Da die Ermüdungsfestigkeit von Holz-Beton-Verbundtragwerken immer auf das Versagen des Holzbauteils, der Betonplatte oder der Verbindung zurückgeführt werden kann, wird im Folgenden zunächst das Ermüdungstragverhalten von Holz und Stahlbeton erläutert. Das Ermüdungstragverhalten von Stahl ist bei Holz-Beton-Verbundkonstruktionen nur relevant, wenn der Verbund beispielsweise über im Holz eingeklebte Bewehrungsstäbe oder Bleche realisiert wird (vgl. u.a. [1], [76]).

Ermüdungstragverhalten von Holz

Bereits im Jahr 1951 wurde eine ausführliche Versuchsreihe mit über 400 Versuchen zum Ermüdungsverhalten von Brettschichtholz unter Zug parallel und senkrecht zur Faser und unter Schubbeanspruchung veröffentlicht [77]. Beispielsweise wurde damals herausgearbeitet, dass ein Ermüdungsversagen stets im Holz und nicht im Klebstoff auftritt. Im Fall der Schubbeanspruchung trat das Versagen in den benachbarten Holzfasern der Klebefuge auf. In Smith et al. [69] sind Ermüdungsphänomene und bruchmechanische Aspekte reiner Holzstrukturen ausführlich beschrieben. Es wird deutlich, dass die Ermüdungsfestigkeit dieses Werkstoffs vor allem von der Frequenz, der Art und Größe der Beanspruchung, dem Feuchtegehalt, den Fehlstellen wie Äste, Risse oder Kerben und der Lasteinwirkungsdauer abhängt. Diese Zusammenhänge wurden auch im Jahr 1978 in von Roth [78] aufgezeigt. Je höher beispielsweise die Frequenz einer zyklischen Beanspruchung ist, umso größer ist die Ermüdungsfestigkeit des Holzes [69], [79]. Es wurden bereits experimentelle Untersuchungen unter Ermüdungsbeanspruchung für die verschiedenen Beanspruchungsrichtungen beim Holz durchgeführt, bei denen hauptsächlich das Kräfteverhältnis von Unter- zu Oberlast (also die Mittelspannung), die Testfrequenz und der Feuchtegehalt variiert wurde. In Tsai & Ansell [80] werden Vierpunkt-Biegeversuche an verschiedenen Holzsorten beschrieben und in Bonfield & Ansell [81] werden Wöhlerlinien für Brettschichtholz unter Zug-, Druck- und Schubbeanspruchung angegeben. Die Abhängigkeit des Ermüdungsverhaltens von der Beanspruchungsrichtung ist in Ansell [82] anschaulich auf Grundlage des Zellwandaufbaus des Werkstoffes erläutert. Während unter Druckbeanspruchung parallel zur Faser ein Knicken der Zellwand maßgebend ist, dominiert bei Zugbeanspruchung parallel zur Faser ein Schubversagen zwischen den einzelnen Schichten der Zellwand.

Auch bei der Berechnung der Ermüdungsfestigkeit $f_{\text{fat,d}}$ nach DIN EN 1995-2 [6] wird die Beanspruchungsrichtung über den Beiwert für die Festigkeitsminderung k_{fat} berücksichtigt. Je nach Beanspruchungsrichtung können die Beiwerte a und b in Gl. (2.13) entsprechend Tab. 2.6 gewählt werden. Für eine Druckbeanspruchung senkrecht oder parallel zur Faser gelten dieselben Beiwerte und für Schub wird nicht zwischen Longitudinal-, Transversal- oder Radialrichtung unterschieden. Die Darstellung der Festigkeitsminderung k_{fat} nach Gl. (2.13) kann in Abhängigkeit der Beanspruchungsrichtung und des Kräfteverhältnisses $R = F_{\text{min}} / F_{\text{max}}$ in Form einer Wöhlerlinie erfolgen. Anhand einer solchen Wöhlerlinie lässt sich schnell ablesen, wieviel Prozent der charakteristischen Tragfähigkeit nach einer bestimmten Anzahl an Lastwechseln rechnerisch angesetzt werden darf. Abb. 2.36 zeigt Wöhlerlinien für die Schubbeanspruchbarkeit von Holz für verschiedene Kräfteverhältnisse R . Die Beiwerte a und b wurden hier zu $a = 6,7$ und $b = 1,3$ gewählt.

Des Weiteren wurden die Beiwerte $\beta = 3$ und $t_L = 1$ zugrunde gelegt. Es wird deutlich, dass der Beiwert für die Festigkeitsminderung sehr stark von der Anzahl an Lastwechseln abhängig ist und bereits bei geringen Lastwechselzahlen eine Abminderung der Festigkeit erfolgt. Des Weiteren zeigt die Darstellung, dass je kleiner das Kräfteverhältnis R ist (also je größer die Verkehrsbeanspruchung im Vergleich zum Eigengewicht ist), umso größer ist die Festigkeitsminderung für Ermüdung. Beim Brückenbauwerk ist die Anzahl der Lastwechsel durch die Verkehrskategorie und die Nutzungsdauer definiert. Die Beanspruchungsamplitude hängt vom Eigengewicht sowie der Art des Ermüdungslastmodells ab.

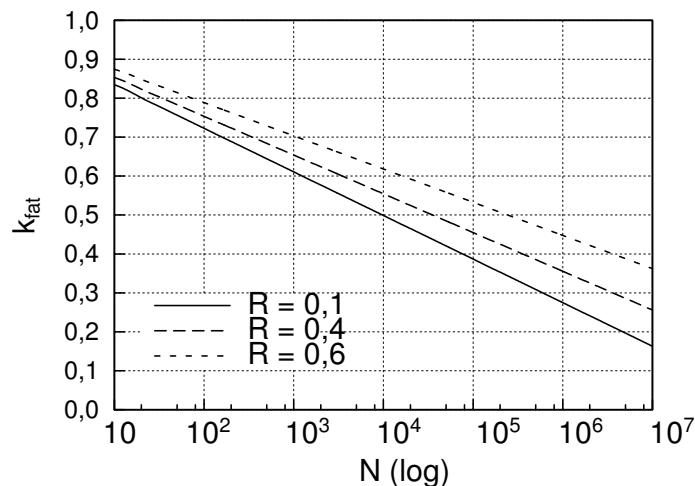


Abbildung 2.36: Festigkeitsminderung für Holz auf Schub in Abhängigkeit von $R = F_{min}/F_{max}$ nach DIN EN 1995-2 [6]

Nach Mohr [71] kann man, basierend auf Versuchsergebnissen, von einem bilinearen Verlauf der Wöhlerlinien ausgehen, wobei die Steigung der Geraden bei hohen Lastwechselzahlen flacher (aber ungleich Null) sein muss als bei geringen Lastwechselzahlen. Für eine Schubbeanspruchung ändert sich die Steigung der Wöhlerlinie bei ca. $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln. Bis zu $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln kann die Festigkeitsminderung der Schubfestigkeit $k_{fat,1}$ mit Hilfe von Gl. (2.14) berechnet werden [71].

$$k_{fat,1} = 1 - 0,1 \cdot \lg N \quad (\text{für } N \leq 2 \cdot 10^{6,3}) \quad (2.14)$$

Bei mehr als ca. $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln kann die Festigkeitsminderung der Schubfestigkeit $k_{fat,2}$ mit Hilfe von Gl. (2.15) berechnet werden [71].

$$k_{fat,2} = 0,683 - 0,05 \cdot \lg N \quad (\text{für } N > 2 \cdot 10^{6,3}) \quad (2.15)$$

In Abb. 2.37 ist die Festigkeitsminderung der Schubfestigkeit nach Mohr [71] im Vergleich zur Kurve nach DIN EN 1995-2, Anhang A [6] dargestellt. Die Wöhlerlinie nach Norm entspricht in diesem Fall einem Kräfteverhältnis von $R = 0,3$, $t_L = 1$ und $\beta = 1$. Ab ca. $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln ist nach Mohr die Reduktion der Festigkeit mit zunehmender Lastwechselzahl deutlich geringer als nach Norm. Jedoch ist die flache Steigung der zweiten Gerade im bilinearen Verlauf bei hohen Lastwechselzahlen nicht ausreichend durch Versuche be-

legt und sollte beim rechnerischen Ermüdungsnachweis nicht angesetzt werden. Die in der Norm enthaltenen Wöhlerlinien für die Festigkeitsminderung infolge der Anzahl an Lastwechseln beinhalten keinen bilinearen Verlauf und keine Dauerfestigkeit.

Abb. 2.38 zeigt Wöhlerlinien der Festigkeitsminderung in Abhängigkeit der Beanspruchungsrichtung für immer dasselbe Kräfteverhältnis $R = 0,4$. Die Beiwerte a und b wurden entsprechend Tab. 2.6 gewählt. Außerdem wurden auch hier die Beiwerte $\beta = 3$ und $t_L = 1$ zugrunde gelegt. Diese Darstellung zeigt, dass für jede Beanspruchungsrichtung die Festigkeitsminderung infolge der Lastwechselanzahl unterschiedlich ist. Für eine Beanspruchung eines Holzbauteils auf Biegung und Zug oder Schub sind die Wöhlerlinien ähnlich. Bei einer Druckbeanspruchung hingegen fällt die Abminderung der Festigkeit bei derselben Lastwechselzahl deutlich geringer aus. Bei einer Ermüdungsbeanspruchung auf Schub muss also die statische Tragfähigkeit deutlich mehr abgemindert werden als bei einer Druckbeanspruchung.

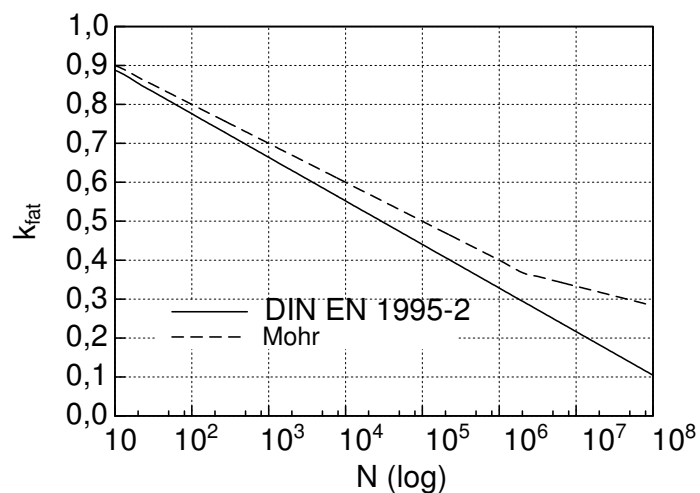


Abbildung 2.37: Vergleich der Schubfestigkeitsminderung nach Mohr [71] und DIN EN 1995-2 [6]

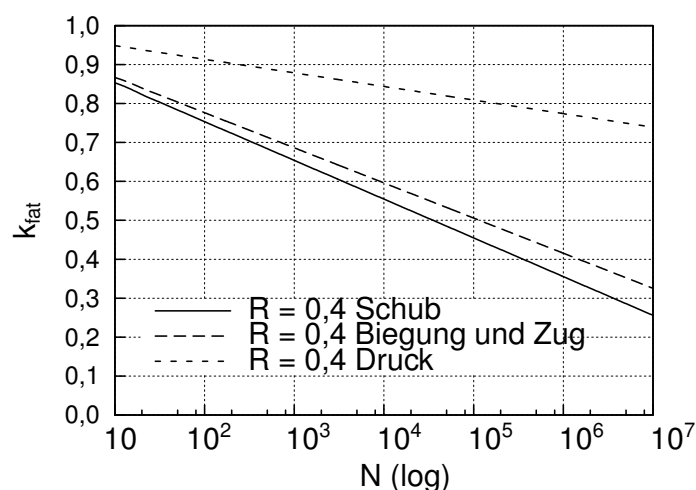


Abbildung 2.38: Festigkeitsminderung für Holz in Abhängigkeit der Beanspruchungsrichtung nach DIN EN 1995-2 [6]

Ermüdungstragverhalten von Stahlbeton

Auch für Beton unter Druck und Betonstahl unter Zugbeanspruchung liegen Wöhlerlinien aus Einstufenversuchen vor. Die Ermüdungsfestigkeit eines Bewehrungsstabes kann an axial beanspruchten freien Proben (ohne umgebenden Beton) ermittelt werden. Trotz des umgebenden Betons ergeben sich keine wesentlich höheren Ermüdungsfestigkeiten. Die Reibbeanspruchung aufgrund des Schlupfes zwischen Bewehrung und Beton kompensiert den positiven Effekt des umgebenden Betons auf den Bewehrungsstab [83].

Bei Ermüdungsversuchen von Betonbauteilen wurde mit unterschiedlichen Prüfkörpergeometrien, Betonmischungen, Spannungszuständen und Beanspruchungsarten experimentiert. Wichtige Parameter sind unter anderem die Spannungsschwingbreite, die Frequenz, das Betonalter bei Beanspruchungsbeginn und der Feuchtegehalt. Infolge des Schwindens des Zementsteins können im Beton Fehlstellen oder Risse am Übergang zu den Zuschlagskörnern entstehen, die unter zyklischer Beanspruchung unter Umständen zu einem frühzeitigen Versagen führen. Bei der experimentellen Ermittlung von Wöhlerlinien für druckbeanspruchten Beton zeigte sich eine starke Streuung der Bruchlastwechselzahl, deren Ursache in der streuenden Betondruckfestigkeit begründet liegt [83].

Entsprechend DIN EN 1992-2 [21] darf beim Ermüdungsnachweis die aufnehmbare Anzahl an Lastwechseln des Betons unter Druck nach Gl. (2.16) berechnet werden.

$$\log N = 14 \cdot \frac{1 - E_{cd,max}}{\sqrt{1 - R}} \quad (2.16)$$

$E_{cd,max} = \sigma_{cd,max} / f_{cd,fat}$ Maximales bezogenes Druckspannungsniveau

$E_{cd,min} = \sigma_{cd,min} / f_{cd,fat}$ Minimales bezogenes Druckspannungsniveau

N Anzahl der Lastwechsel mit konstanter Amplitude

$R = E_{cd,min} / E_{cd,max}$ Spannungsverhältnis

$f_{cd,fat}$ Bemessungswert der Ermüdungsdruckfestigkeit des Betons

Hierbei berechnet sich der Bemessungswert der Ermüdungsdruckfestigkeit nach Gl. (2.17). Das maximale bezogene Druckspannungsniveau $E_{cd,max}$ kann in Abhängigkeit des Spannungsverhältnisses R als Wöhlerlinie dargestellt werden.

Abb. 2.39 zeigt Wöhlerlinien für druckbeanspruchten Beton für verschiedene Spannungsverhältnisse R . Jeder Punkt einer Wöhlerlinie gibt an, welche Anzahl an Lastwechseln bei einem bestimmten maximalen bezogenen Druckspannungsniveau ertragen werden kann. Wie beim Holz zeigt sich auch beim Beton eine deutliche Abhängigkeit der Ermüdungsfestigkeit vom Spannungsverhältnis R und somit von der Spannungsschwingbreite. Dieser Mittelspannungseinfluss wird bei dem Ermüdungsnachweis im Stahlbau in DIN EN 1993-1-9 [67] nicht berücksichtigt.

$$f_{cd,fat} = k_1 \cdot \beta_{cc}(t_0) \cdot f_{cd} \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (2.17)$$

$$k_1 = 1,0$$

$\beta_{cc}(t_0)$ Beiwert für die Betonfestigkeit bei Erstbelastung
nach DIN EN 1992-2/NA, NDP Zu 6.8.7 (101) [21]

t_0 Zeitpunkt der ersten zyklischen Belastung in Tagen

f_{cd} Bemessungswert der Druckfestigkeit

f_{ck} Charakteristische Zylinderdruckfestigkeit

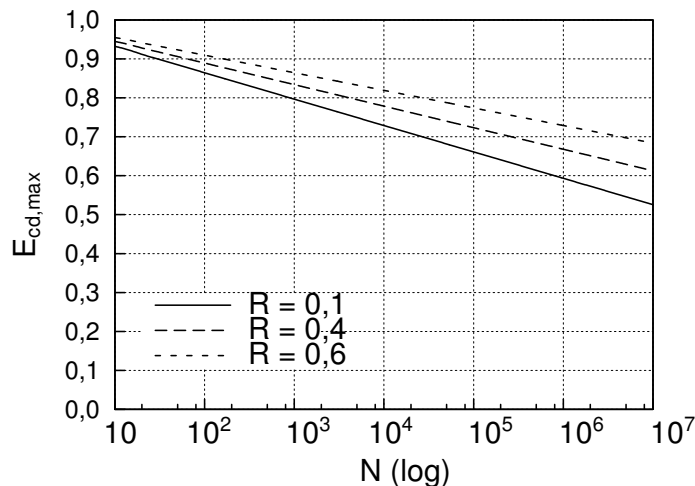


Abbildung 2.39: Betondruckfestigkeit in Abhängigkeit von $R = E_{cd,min} / E_{cd,max}$ nach DIN EN 1992-2 [21]

Ermüdungstragverhalten der Kerne

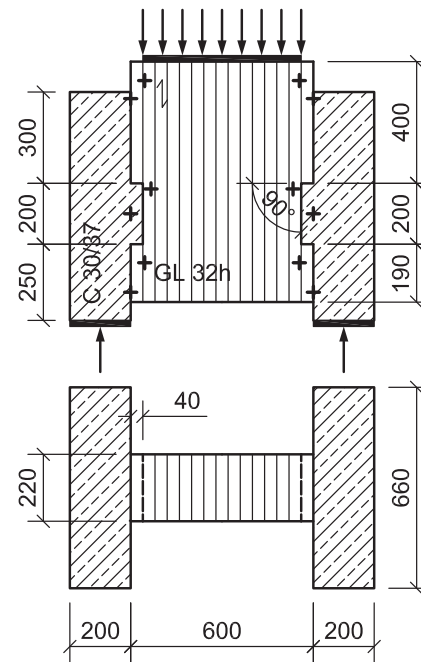
Für die Anwendung von Holz-Beton-Verbundtragwerken als Straßenbrücken ist eine Untersuchung des Tragverhaltens unter wechselnder Beanspruchung der Verbundfuge zwischen Holz und Beton und des Verbundquerschnitts insgesamt erforderlich. Bislang stand die statische Tragfähigkeit, der Verschiebungsmodul und die optimale Geometrie von Kerne als Verbindungsmittel in Holz-Beton-Verbundtragwerken im Fokus der Untersuchungen und es ist wenig über das Ermüdungsverhalten bekannt. Versuche unter Ermüdungsbeanspruchung wurden nur von Kuhlmann & Aldi [1] und Simon [16] durchgeführt.

Die in Kuhlmann & Aldi [1] vorgestellten Versuchsreihen wurden an Kernen mit einer Tiefe $t_v = 40$ mm und einer Vorholzlänge $l_v = 400$ mm durchgeführt. Die Materialgüten und die Geometrie der Kerne wurde entsprechend den statischen Versuchen gewählt und können Tab. 2.2 entnommen werden. Insgesamt wurden unter Ermüdungsbeanspruchung neun Push-Out-Versuche und sechs Schubträgerversuche durchgeführt. In Abb. 2.40 ist der Versuchsaufbau und die Geometrie eines Push-Out Versuchskörpers dargestellt.

In Vorbereitung der Ermüdungsversuche wurde zunächst anhand von drei statischen Push-Out Referenzversuchen der Mittelwert der Tragfähigkeit bestimmt. Für eine Kerne mit einer Breite von 220 mm ergab sich eine mittlere Höchstlast von $F_{ult} = 263$ kN



(a) Versuchsaufbau



(b) Geometrie, Maße in mm

Abbildung 2.40: Push-Out Versuchskörper aus Kuhlmann & Aldi [1]**Abbildung 2.41:** Abscheren des Vorholzes im Push-Out Versuch

($\text{VarK} = 0,083$). Alle Versuchskörper zeigten ein ähnliches mechanisches Verhalten und das gleiche Versagen durch Abscheren des Vorholzes an der Kerbe (vgl. Abb. 2.41). Auf Grundlage der mittleren statischen Tragfähigkeit wurde anschließend die wechselnde Beanspruchung der Ermüdungsversuche kalibriert. Der Mittelwert der statischen Kurzzeittragfähigkeit F_{ult} galt als Bezugswert für die Oberlast der sinusförmigen Ermüdungsbeanspruchung. Jeweils drei Versuchskörper wurden unter der gleichen Oberlast F_{max} getestet. Gewählt wurden die Laststufen zu 75 %, 50 % und 42 % von F_{ult} (vgl. Tab. 2.7). Für alle Ermüdungsversuche wurde ein konstantes Kräfteverhältnis von $R = F_{\text{min}} / F_{\text{max}} = 0,1$ festgelegt. Die Beanspruchung wurde als Einstufenkollektiv mit einer konstanten Druckschwellbeanspruchung aufgebracht. Bei allen Versuchen wurde der gleiche Schädigungsmechanismus wie in den statischen Referenzversuchen beobachtet. Alle Versuchskörper

versagten durch Abscheren des Vorholzes an der Kerne (vgl. Abb. 2.41), also durch die Überschreitung der Schubfestigkeit. Das spröde Vorholzversagen kündigte sich während der Versuchsdurchführung durch das Entstehen eines sichtbaren Risses im Holz und einem mit der Lastwechselzahl zunehmenden Rissfortschritt an. Eine Verformung der Holzfasern an der Kervenflanke auf Druck in Faserrichtung konnte nicht beobachtet werden, sondern das Abscheren setzte ohne zuvor sichtbare Stauchung ein. In Tab. 2.7 sind unter anderem die Lastwechselzahlen bis zum Bruch der einzelnen Push-Out Versuchskörper angegeben. Versuchskörper N12 ist als Durchläufer gekennzeichnet, da dieser auch nach ca. $6,4 \cdot 10^6$ trotz eines sichtbaren Anrisses nicht versagte. In diesem Fall wurde die statische Resttragfähigkeit ermittelt, die um ca. 20 % geringer war als die mittlere Tragfähigkeit der statischen Referenzversuche.

Tabelle 2.7: Ergebnisse Push-Out- und Trägerversuche mit Kerven unter Ermüdungsbeanspruchung aus Kuhlmann & Aldi [1]

Versuchskörper	$k = F_{\max} / F_{\text{ult}}$ [-]	$F_{\max} = k \cdot F_{\text{ult}}$ [kN]	Lastwechselzahl N [-]
<u>Push-Out</u>			
N4	0,75	198	4.400
N5	0,75	198	4.910
N6	0,75	198	1.820
N7	0,50	132	48.000
N8	0,50	132	2.220.000
N9	0,50	132	686.500
N11	0,42	110	991.800
N12	0,42	110	6.403.531*
N13	0,42	110	650.000
<u>Träger</u>			
B6	0,57	369	120.000
B4	0,57	369	548.850
B2	0,57	369	904.950
B3	0,47	304	520.000
B7	0,47	304	452.700
B5	0,40	259	2.069.244*

* Durchläufer

Anhand der Ergebnisse der Push-Out Versuche wurde mit Hilfe einer statistischen Auswertung eine erste Wöhlerlinie für das Verbindungsmittel Kerne abgeleitet. In Abb. 2.42 ist neben einzelnen Versuchsergebnissen die Wöhlerlinie basierend auf elf Push-Out Versuchen dargestellt. Die drei statischen Referenzversuche wurden in die Auswertung mit einbezogen, da sich derselbe Versagensmechanismus und dasselbe Bruchbild wie bei den Ermüdungsversuchen zeigte. Der Durchläufer N12 wurde nicht berücksichtigt. Die x-Achse zeigt die Anzahl der Lastwechsel in logarithmischem Maßstab und die y-Achse stellt das Verhältnis der jeweils im Versuch aufgebrachten Oberlast zur statischen Tragfähigkeit dar ($k = F_{\max} / F_{\text{ult}}$, vgl. Tab. 2.7). Die obere gestrichelte Linie repräsentiert den 50 % Fraktilwert (Mittelwert) und die durchgezogene Linie gilt für eine Versagenswahrscheinlichkeit von 5 %.

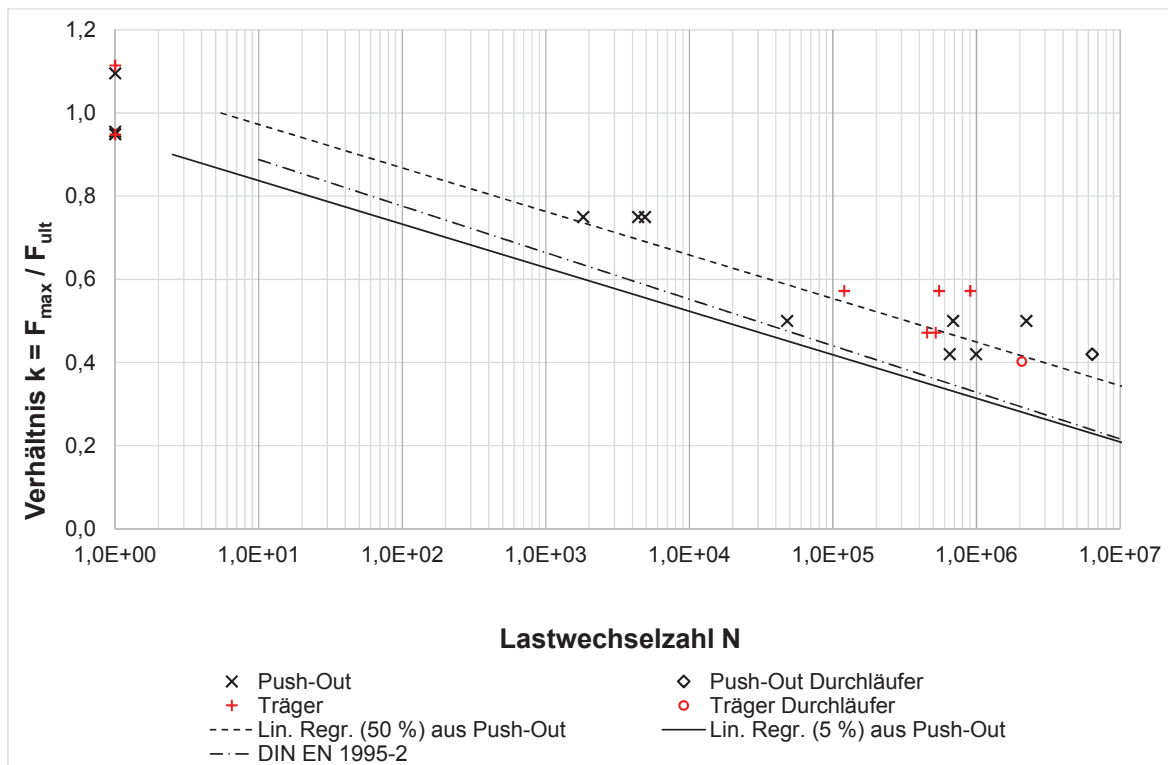


Abbildung 2.42: Versuchsergebnisse und Wöhlerlinie der Push-Out Versuche

Da das maßgebende Versagen an der Kerne dem Abscheren des Vorholzes entsprach, kann die erhaltene Wöhlerlinie mit den Werten für Holz auf Schub, vgl. Gl. (2.13), verglichen werden. Nach Gl. (2.13) kann die Ermüdungsfestigkeit als Prozentsatz der statischen Tragfähigkeit ($k_{\text{fat}} = F_{\text{fat}} / F_{\text{ult}}$) für verschiedene Lastwechselzahlen berechnet werden. Durch einen Vergleich der Versuchsergebnisse mit Angaben zur Ermüdungsfestigkeit für Holz auf Schub in DIN EN 1995-2 [6] wird überprüft, ob durch die normativen Vorgaben in diesem Fall eine sichere Abschätzung der Lebensdauer möglich ist. Die Beiwerte a und b werden entsprechend einer Beanspruchung der Holzbauteile auf Schub zu $a = 6,7$ und $b = 1,3$ gewählt (siehe Tabelle A.1 in DIN EN 1995-2 [6]). Des Weiteren werden die Beiwerte $\beta = 3$ und $t_L = 1$ eingesetzt. Es wird deutlich, dass die Werte der Norm eine sichere Abschätzung der Ermüdungsfestigkeit der Kerne für $R = 0,1$ darstellen. Zum Einen liegen die Lastwechselzahlen aus den Versuchen beim jeweiligen Lastniveau k stets oberhalb der normativen Wöhlerlinie und zum Anderen ist die Steigung der experimentellen Wöhlerlinie flacher als die der normativen Wöhlerlinie. Das bedeutet, dass normativ eine kürzere Lebensdauer berechnet wird, als bei den Versuchen maßgebend war.

Die Übertragbarkeit der Ergebnisse der Push-Out Versuche auf Holz-Beton-Verbundbrücken wurde näherungsweise mit Hilfe von Schubträgern überprüft. Abb. 2.43 zeigt die Geometrie eines Schubträgers mit zwei Kernen (eine Kerne je Trägerhälfte) in Ansicht und Schnitt und in Abb. 2.44 sind verschiedene Ansichten eines Trägers während der Versuchsdurchführung abgebildet. Die Versuche wurden mit einer Lasteinleitungsstelle in der Mitte der Träger als 3-Punkt-Biegeversuche durchgeführt. Durch die Verwendung

verhältnismäßig kurzer Träger mit nur einer Kerbe je Trägerhälfte sollte ein Schubversagen der Kerben in der Verbundfuge gegenüber einem Biegeversagen begünstigt und lastverteilende Effekte zwischen mehreren hintereinander liegenden Kerben ausgeschlossen werden. Das Ziel der Trägerversuche war ein Vergleich mit dem bei den Push-Out Versuchen beobachteten Versagen und den Lastwechselzahlen bis zum Bruch. Im Abstand von 400 mm zu der druckbeanspruchten Flanke einer Kerbe wurde eine 40 mm tiefe und 25 mm breite Nut (vgl. Abb. 2.43) eingefräst. Diese Nuten sollten sicherstellen, dass Querdruckspannungen, die durch die Auflagerung entstehen, das Tragverhalten im Vorholz nicht beeinflussen. Diese Querdruckspannungen hätten zu einer Erhöhung der Längsschubtragfähigkeit führen und ein Versagen durch Abscheren des Vorholzbereiches verhindern können.

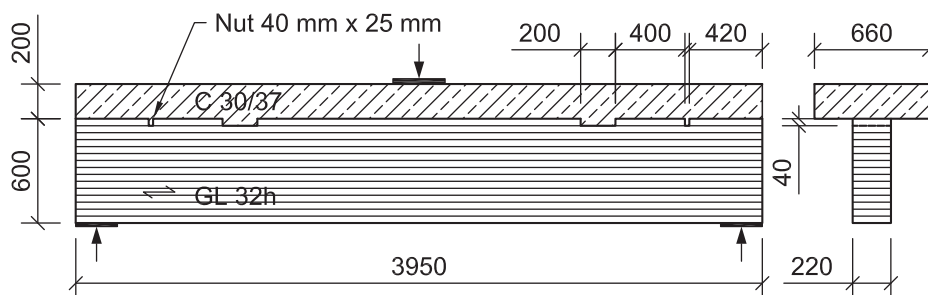


Abbildung 2.43: Geometrie Trägerversuch aus [1], Maße in mm



Abbildung 2.44: Verbundträger in der Versuchseinrichtung und Auflagerdetail

Es wurden insgesamt drei statische Referenzversuche und sechs Versuche an Schubträgern unter Ermüdungsbeanspruchung durchgeführt. Dabei wurde bei den statischen Versuchen eine mittlere Höchstlast von $F_{ult} = 645$ kN je Träger erreicht. Die Ermüdungsträgerversuche wurden ebenfalls bei einem Kräfteverhältnis von $R = F_{min} / F_{max} = 0,1$ durchgeführt. In Tab. 2.7 sind die bei jedem Trägerversuch erzielten Lastwechselzahlen bis zum Bruch dokumentiert. Bei den Trägern bezieht sich die Angabe der Oberlast F_{max} auf die vertikal auf der Träger aufbrachte Maschinenkraft und nicht auf die Schubkraft an einer Kerbe. Allerdings ist die Schubkraft an einer Kerbe proportional zur Maschinenkraft und somit ist das Verhältnis k dasselbe. Es wurden drei Träger unter der Oberlast F_{max} von 57 % von F_{ult} getestet, zwei Träger bei 47 % und ein Träger bei 40 % geprüft.

Sowohl bei den statischen Referenzversuchen als auch bei den Ermüdungsversuchen an Trägern trat ein Versagen an den Kerben durch ein vollständiges Abscheren des Vorholzes

ein, also das gleiche Versagen wie bei den Push-Out Versuchen. Bei den statischen Versuchen war das Last-Verschiebungsverhalten der Kerfen bis zu einer Verschiebung von ca. 0,5 mm linear. Ab einer Verschiebung von ca. 0,5 mm war der Verlauf mit einer geringeren Steifigkeit wieder linear bis zum Versagen. Die Steifigkeitsänderung deutet darauf hin, dass es bei der Überschreitung einer bestimmten Schubkraft an den Kerfen zu einer Entfestigung im Holz oder im Beton infolge einer Rissbildung kam und eine Lastumlagerung stattfand. Die Entfestigung führte zwar zu einer Erhöhung der Biegebeanspruchung, aber es kam nicht zu einem Biegezugversagen im Holz, da das Widerstandsmoment des Trägers und die Biegefestigkeit sehr hoch waren.

Während das Abscheren bei den statischen Versuchen schlagartig eintrat, zeigte sich bei den Ermüdungsversuchen zunächst ein Anriss, der mit zunehmender Lastwechselzahl wuchs und letztendlich zum Abscheren führte. Die Ermüdungsversuche wurden als beendet betrachtet, sobald der komplette 400 mm lange Vorholzbereich versagte. In Abb. 2.45 ist das Risswachstum beispielhaft für den Träger B7 dargestellt. Die Zahlen an den Markierungen kennzeichnen die Lastwechselzahl bei der jeweiligen Risslänge.

Wie in Abb. 2.42 zu erkennen ist, fügen sich die Ergebnisse der Trägerversuche insgesamt sehr gut in das Bild der Wöhlerlinie der Push-Out Versuchskörper ein. Träger B5, der mit dem niedrigsten Lastniveau beansprucht wurde, kam nicht zum Versagen und wurde knapp über $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln abgebrochen. Die Resttragfähigkeit lag in diesem Fall in derselben Größenordnung wie die statischen Referenzversuche.

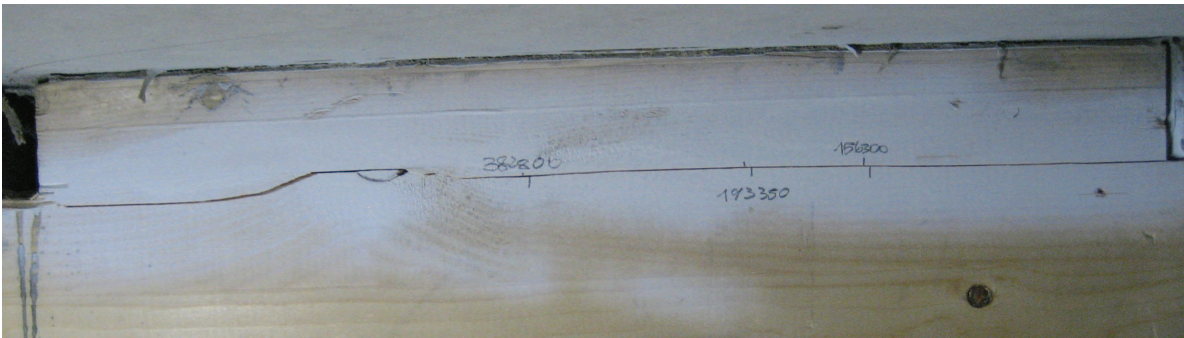


Abbildung 2.45: Rissfortschritt und Versagen auf Abscheren Träger B7

Von Simon [16] wurden zwei Ermüdungsversuche an Push-Out Versuchskörpern mit Kerfen von $t_v = 20$ mm Tiefe und einer Vorholzlänge von $l_v = 250$ mm durchgeführt. Die Geometrie und Materialkennwerte entsprachen den statischen Versuchen gemäß Tab. 2.2. Die Ermüdungsbeanspruchung wurde mit einem Kräfteverhältnis von $R = F_{\min} / F_{\max} = 0,17$ und einer Oberlast von $F_{\max} = 0,35 \cdot F_{\text{ult}}$ aufgebracht. Bei beiden Versuchskörpern ist kein Ermüdungsversagen eingetreten und die Versuche wurden bei einer Lastwechselzahl von $2 \cdot 10^6$ abgebrochen, wodurch keine Aussage über die Ermüdungsfestigkeit möglich ist. Im Vergleich zu den Versuchen aus Kuhlmann & Aldi [1] wurde eine kleinere Amplitude der Ermüdungsbeanspruchung, was einem höheren Kräfteverhältnis R entspricht, gewählt. Dadurch wäre entsprechend den Angaben in DIN EN 1995-2 [6] die Neigung der Wöhlerlinie flacher und es wären bei demselben Lastniveau theoretisch mehr Lastwechsel bis zum Bruch ertragbar. Darüber hinaus wurde das Verhältnis $k = F_{\max} / F_{\text{ult}}$ mit 35 % sehr gering gewählt, sodass ein Ermüdungsversagen bei weniger als $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln unwahrscheinlich war.

Allerdings wurde bei diesen Versuchen die Ermüdungsbeanspruchung in definierten Zeit-

abständen durch eine statische Lastrampe unterbrochen, um die Entwicklung der Kervensteifigkeit beurteilen zu können. Dabei konnte ermittelt werden, dass der Verschiebungsmodul bei der ersten Wiederbeanspruchung deutlich höher ist als bei der Erstbeanspruchung. Der Verschiebungsmodul bei ca. $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln war zwar wieder geringer als der der ersten Wiederbeanspruchung, aber dennoch deutlich höher als der aus der Erstbeanspruchung. Ein Vergleich der Anfangs- und Endverschiebungsmoduln zeigte für die Kerne eine Zunahme um 107 %. Diese Erhöhung des Verschiebungsmoduls ist auf eine Verfestigung im Holz an der druckbeanspruchten Kervenflanke zurückzuführen, die bereits bei der Erstbelastung entsteht. Ein Stauchen oder Knicken der Fasern in Faserichtung wurde nicht beobachtet. Im Anschluss an die Ermüdungsbeanspruchung wurde die statische Resttragfähigkeit der Versuchskörper ermittelt. Dabei zeigte sich im Vergleich zu statischen Versuchen eine nur sehr geringe Abnahme der Tragfähigkeit, da die Vorschädigung infolge der Ermüdungsbeanspruchung verhältnismäßig gering war. Es trat ein sprödes Versagen infolge Abscheren des Vorholzbereiches ein. Ein duktiler Verhalten bzw. sichtbare Verformungen, wie zum Teil bei statischen Kurzzeitversuchen beobachtet wurde, traten nicht ein. Bei den Versuchen zur Bestimmung der Resttragfähigkeit kam es bei ca. 1 mm Verschiebung an den Kerven zu einem schlagartigen Versagen.

Von Müller [24] wurden unter Ermüdungsbeanspruchung Push-Out Versuche an Dübelleisten als Verbindungsmittel in Holz-Beton-Verbundkonstruktionen durchgeführt. Bei allen Versuchskörpern wurden außenliegend anstelle von Betonelementen wiederverwendbare Stahlkonstruktionen eingesetzt (vgl. Abb. 2.46). Eine Dübelleiste ist eine 30 mm dicke Stahlplatte, die mit Vollgewindeschrauben in einer 30 mm tiefen Ausfräsung im Holz befestigt wird und über in die Stahlplatte eingeschraubte Kopfbolzen eine Verbindung zum Beton herstellt. Im Vergleich zu einer Kerne, bei der die Ausfräsung mit Beton verfüllt wird, wird bei einer Dübelleiste die Schubbeanspruchung über die Stahlplatte ins Holz weitergeleitet. Für die 200 mm breiten Versuchskörper wurde Brettschichtholz der Güte GL 32h mit Flachkantenordnung der 40 mm dicken Lamellen verwendet. Die Ausfräsung im Holz war 200 mm lang und wurde mit einer Flankensteigung $\alpha = 100^\circ$ ausgeführt. Auch die Stahlplatten wurden entsprechend mit derselben Neigung hergestellt. Die Vorholzlänge betrug $l_v = 500$ mm.

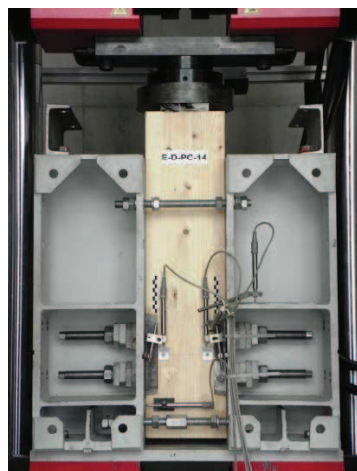


Abbildung 2.46: Versuchsaufbau Push-Out Versuch an Dübelleisten aus Müller [24]

Insgesamt wurden 24 Ermüdungsversuche an zwei verschiedenen Ausführungsvarianten der Dübelleiste durchgeführt. Für Serie E-D, bei der die Ausfräsung im Holz direkt durch eine Stahlplatte beansprucht wird, wurden neun Ermüdungsversuche vorgesehen. Für eine indirekte Beanspruchung über eine Lasteinleitungszone aus Polymerbeton (Serie E-D-PC) wurden 15 Ermüdungsversuche durchgeführt.

Basierend auf statischen Push-Out Versuchen (Serien E-K-A und E-K-PC) wurde der Mittelwert der Tragfähigkeit der Dübelleiste bestimmt. Für eine Verbindung mit einer Breite von 200 mm ergab sich eine mittlere Höchstlast von $F_{ult} = 230$ kN und ein Versagen trat in allen Fällen durch Abscheren des Vorholzes ein. Der Mittelwert der statischen Kurzzeittragfähigkeit F_{ult} galt auch hier als Bezugswert für die Oberlast der sinusförmigen Ermüdungsbeanspruchung. Jeweils drei Versuchskörper der Serie E-D und fünf Versuchskörper der Serie E-D-PC wurden unter der gleichen Oberlast F_{max} getestet. Gewählt wurden die Laststufen zu 60 %, 50 % und 40 % von F_{ult} (vgl. Tab. 2.8). Für alle Ermüdungsversuche wurde eine Druckschwellbeanspruchung mit einem konstanten Kräfteverhältnis von $R = F_{min} / F_{max} = 0,1$ festgelegt. In acht Fällen war ein Ermüdungsversagen eingetreten, wobei nur fünf Versuchskörper bei weniger als $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln zum Bruch kamen. In Tab. 2.8 sind nur diejenigen Versuchskörper aufgeführt, bei denen es zu einem Ermüdungsversagen kam. Alle acht Versuchskörper versagten durch ein Abscheren des Vorholzes (vgl. Abb. 2.47), wodurch eine Vergleichbarkeit der Lastwechselzahlen zu den Ergebnissen von Kuhlmann & Aldi [1] gegeben ist. In Abb. 2.47 ist außerdem dargestellt, in welchen Bereichen es bezogen auf die Jahrringanzordnung zu einem Schubversagen in der LR- oder LT-Ebene kam (vgl. Abb. 2.29).

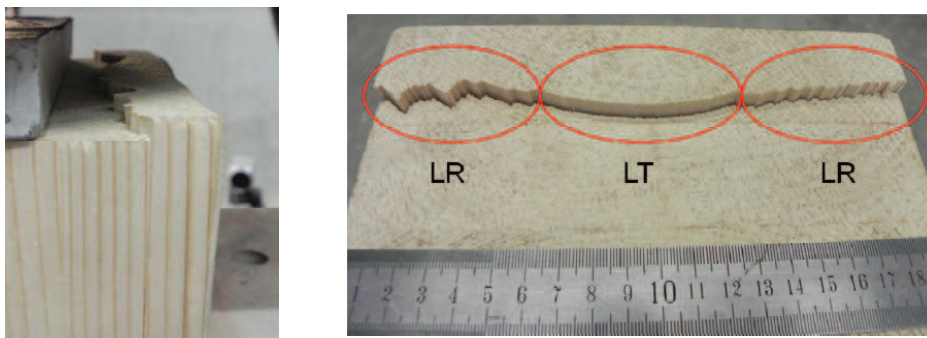


Abbildung 2.47: Ermüdungsbruch durch Vorholzabscheren [24]

Ein Abscheren konnte nicht durch eine verhältnismäßig große Vorholzlänge (Verhältnis $l_v / t_v = 16,7$) verhindert werden. Wie auch bei den Versuchen von Kuhlmann & Aldi [1], kündigte sich das Vorholzabscheren während der Versuchsdurchführung durch einen mit der Lastwechselzahl zunehmenden Rissfortschritt an. In Abb. 2.48 wurden die Lastwechselzahlen beim Bruch gemäß Tab. 2.8 in die Darstellung aus Abb. 2.42 übernommen. Es zeigt sich, dass die erzielten Lastwechselzahlen für die Dübelleiste etwas oberhalb der Lastwechselzahlen der Kerne liegen. Allerdings kam es bei der Dübelleiste nur bei der Laststufe 60 % von F_{ult} zum Ermüdungsversagen und nicht bei niedrigeren Laststufen. Bei Kuhlmann & Aldi trat auch in fünf von sechs Fällen bei den Laststufen 50 % und 42 % von F_{ult} ein Ermüdungsversagen ein. Diese Beobachtung deutet darauf hin, dass die größere Vorholzlänge von $l_v = 500$ mm bei der Dübelleiste einen positiven Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit hatte.

Insgesamt fügen sich die Ergebnisse aus Müller [24], bei denen es zu einem Ermüdungsversagen kam, gut in das Gesamtbild ein, was durch dasselbe maßgebende Versagen durch Vorholzabscheren zu begründen ist. Es wird außerdem deutlich, dass die Werte der Norm für Holz auf Schub auch für die Dübelleiste eine sichere Abschätzung der Ermüdungsfestigkeit für $R = 0,1$ darstellen. Auf eine gemeinsame Auswertung der Versuchsergebnisse aus Kuhlmann & Aldi und Müller und die Ableitung einer entsprechenden Wöhlerlinie wird verzichtet, da es sich trotz desselben Versagens um unterschiedliche Verbindungen handelt. Beispielsweise sind die Kervertiefen, die Vorholzlängen und auch die Materialeigenschaften von Beton (bei der Kerbe) und Stahl (bei der Dübelleiste) unterschiedlich.

Tabelle 2.8: Ergebnisse Push-Out Versuchen mit Dübelleisten unter Ermüdungsbeanspruchung aus Müller [24]

Versuchskörper	$k = F_{\max} / F_{\text{ult}}$ [-]	$F_{\max} = k \cdot F_{\text{ult}}$ [kN]	Lastwechselzahl N [-]
E-D-8	0,6	138	289.753
E-D-PC-12	0,5	115	5.161.512
E-D-PC-4	0,6	138	126.873
E-D-PC-9	0,6	138	262.604
E-D-PC-10	0,6	138	1.348.291
E-D-PC-8	0,6	138	3.386.795
E-D-PC-15	0,6	138	1.803.380

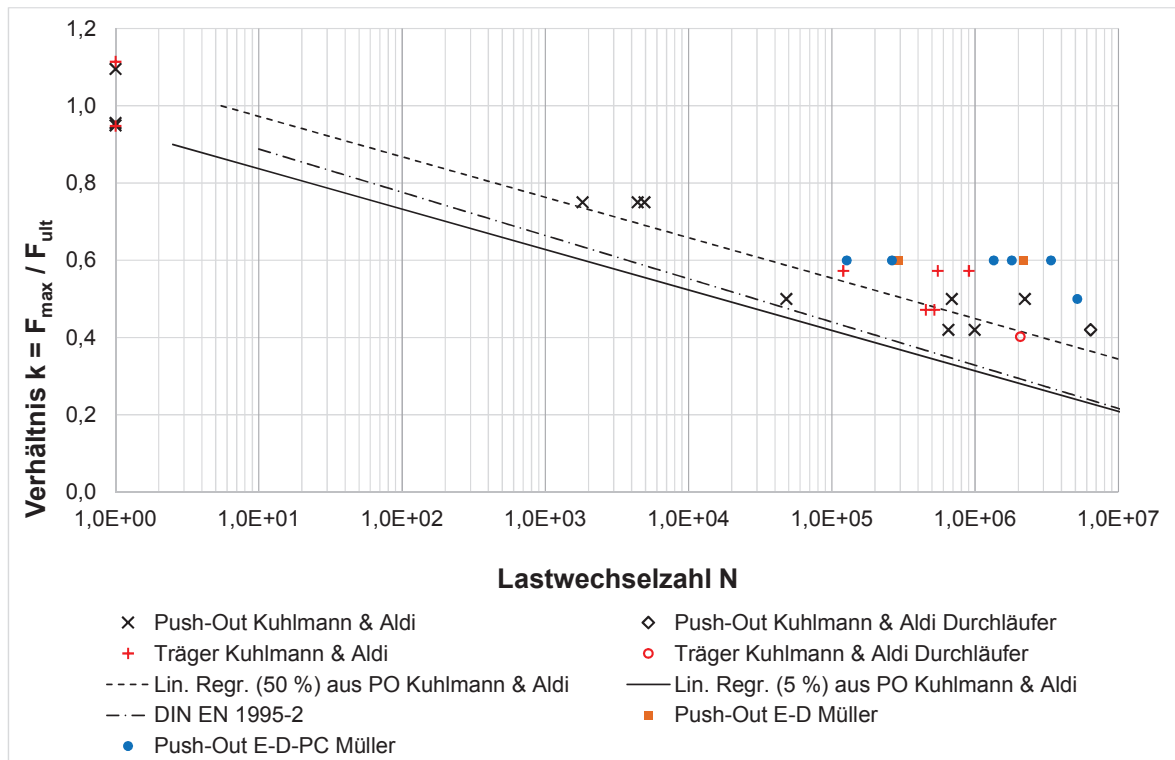


Abbildung 2.48: Versuchsergebnisse aus [1] und [24] und Wöhlerlinie

2.5 Zusammenfassung

Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken: Typische Holz-Beton-Verbundbrücken werden als Einfeldträger ausgeführt und weisen eine Spannweite zwischen 10 m und 30 m auf. Hierbei werden die Holzträger in der Zugzone und die Betonplatte in der Druckzone angeordnet. Für die Träger ist eine Anwendung von Brettstapel- oder Brettschichtholzelementen aus Nadelholz bislang die Regel. Die Beispiele bereits gebauter Straßenbrücken zeigen, dass hinsichtlich der Anordnung der Holzelemente sowohl mehrere einzelne, schmale Träger als auch zwei breite, blockverklebte Träger üblich sind. In Deutschland sind die zukünftigen Anwendungsgebiete für Pilotprojekte zunächst bei Brücken zur Überführung ländlicher Wege und Brücken für zweistreifige zwischengemeindliche und flächenschließende Straßenverbindungen zu sehen. In der Vergangenheit wurden in Holz-Beton-Verbundbauweise überwiegend Fußgängerbrücken und Wirtschaftswegebrücken für landwirtschaftlichen oder forstwirtschaftlichen Verkehr errichtet. Zwei Beispiele für Straßenbrücken in der Schweiz (La Léchère und Planchy), die im Zuge der Ortsumfahrung bei Bulle gebaut wurden, zeigen aber auch das Potential für stärker befahrene Straßenabschnitte mit Schwerverkehr bis zu 40 to.

Für eine Schnittgrößenermittlung von Holz-Beton-Verbundtragwerken stehen zahlreiche Verfahren zur Verfügung. Zum Einen wurde das Berechnungsverfahren für nachgiebig verbundene Biegestäbe (γ -Verfahren) nach DIN EN 1995-1-1 [14] und zum Anderen wurde die Schnittgrößenermittlung mit einem Stabwerkmodell kurz erläutert. Für Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken mit Kerven ist aufgrund der hohen Einzellasten und der diskontinuierlichen Anordnung der Verbindungsmittel ein Stabwerkmodell für die Schnittgrößenermittlung am besten geeignet.

Die normativen Regelungen zur Nachweisführung bei der Bemessung von Holz-Beton-Verbundbrücken unter statischer Beanspruchung und Ermüdungsbeanspruchung sind insgesamt unvollständig. Eine Nachweisführung erfolgt nach aktuellem Stand für die Teilquerschnitte getrennt nach der jeweils gültigen Holzbau- und Massivbaunorm [14], [6], [15], [21]. Nur wenige, willkürlich erscheinende Hinweise zu Holz-Beton-Verbund werden in der Holzbrückennorm DIN EN 1995-2 [6] gegeben.

Das Trag- und Verformungsverhalten eines Holz-Beton-Verbundtragwerks wird maßgeblich durch die Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel und das Langzeitverhalten von Holz und Beton (Kriechen und Schwinden) beeinflusst. Das Langzeitverhalten wurde bereits umfassend untersucht [12], [16], [17], [18], [19], [20]. Eine rechnerische Berücksichtigung von Schwinden ist durch eine fiktive Ersatzlast und von Kriechen durch eine Modifikation der E-Moduln möglich.

Kerven: Als Kerbe wird die formschlüssige Verbindung von Holz- und Betonelement über eine Verzahnung bezeichnet. In der Regel werden zusätzliche stiftförmige Verbindungsmittel in die mechanische Verbindung eingebracht, um während der Nutzung ein Abheben von Holz und Beton konstruktiv zu verhindern. Die Vorteile einer Kerbe, die im Folgenden weiter untersucht wird, liegen in der einfachen, kostengünstigen Herstellung sowie der hohen Tragfähigkeit und der hohen Steifigkeit. Die Beispiele für Straßenbrücken mit Kerven zeigen, dass bislang unterschiedliche Geometrien und Konstruktionsformen der Kerbe zum Einsatz kamen, aber in jedem Fall eine Abhebesicherung zwischen Holz und Beton vorgesehen wurde.

Die Kerbe ist als einziges Holz-Beton-Verbundverbindungsmittel in DIN EN 1995-2 er-

wähnt. Es sind eine allgemeine Definition der Kerne und Hinweise zur Abhebesicherung gegeben, aber keine Angaben zu der Geometrie, den Materialparametern, den Nachweisen, der Tragfähigkeit oder dem Verschiebungsmodul einer Kerne. Die Nachgiebigkeit bzw. die Steifigkeit von Kernen, also der Verschiebungsmodul der Verbindungsmittel, ist nicht normativ geregelt und es ist keine Veröffentlichung bekannt, die diesen Kennwert eindeutig festlegt. Aus diesem Grund werden bei der praktischen Bemessung momentan Parameterstudien oder Grenzwertbetrachtungen hinsichtlich des Verschiebungsmoduls erforderlich.

Für eine Anwendung von Kernen in Straßenbrücken ist neben dem Tragverhalten unter statischer Beanspruchung auch das Ermüdungstragverhalten eine wichtige Bemessungsgrundlage. Push-Out Versuche sind für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verschiebungsmoduls der Kerne geeignet. Trägerversuche an Holz-Beton-Verbundelementen mit Kernen dienen der Untersuchung des globalen Tragverhaltens und der Erweiterung von Erkenntnissen aus Push-Out Versuchen. In diesem Kapitel wurden experimentelle und auch numerische Untersuchungen an Kernen unter statischer Beanspruchung vorgestellt. Es wurde deutlich, dass das Trag- und Verformungsverhalten einer Kerne durch zahlreiche Randbedingungen, wie beispielsweise die Vorholzlänge, die Kerntiefe oder verschiedene Materialeigenschaften beeinflusst wird. Beispielsweise führt eine Verdopplung der Kerntiefe zu einer Verdopplung der Tragfähigkeit und zu einer Erhöhung des Verschiebungsmoduls. Eine Vergrößerung der Vorholzlänge und eine Erhöhung des E-Moduls des Holzes führen ebenfalls zu einer Erhöhung des Verschiebungsmoduls. Das maßgebende Versagen einer Kerne unter statischer Beanspruchung war in den meisten Fällen durch ein Druckversagen in Faserrichtung oder ein Abscheren des Vorholzes (Schubversagen) gekennzeichnet. Außerdem wurden häufig Schubrisse in der Betonbohle der Kerne und in einem Fall auch ein Druckversagen des Betons, aufgrund einer geringen Betongüte, beobachtet. Beim Holz wird für hohe Festigkeitsklassen (z.B. Brettschichtholz GL 28h oder besser) ein Versagen durch Abscheren gegenüber einem Druckversagen wahrscheinlicher, da die Druckfestigkeit nicht überschritten wird. Versuchsergebnisse deuten darauf hin, dass auch die Anordnung der Lamellen des Brettstapel- oder Brettschichtholzes einen Einfluss auf den Versagensmodus sowie die Tragfähigkeit und den Verschiebungsmodul hat. Bei einer Flachkantanordnung der Lamellen an der Kerne sind niedrigere Werte für den Verschiebungsmodul und die Tragfähigkeit wahrscheinlicher. Bei dieser Lamellenanordnung wird nur eine außen liegende Lamelle im Holz beansprucht, die geringere Festigkeitseigenschaften als die restlichen Lamellen aufweisen kann und die Wahrscheinlichkeit eines Versagens durch Abscheren des Vorholzes ist erhöht. Bei dieser Lamellenanordnung bildet sich ein Schubriss in der Regel im Frühholz entlang eines Jahrringes aus, während bei einer Hochkantbeanspruchung der Lamellen aufgrund der Jahrringordnung Spätholzbereiche mit einer höheren Dichte und einer höheren Festigkeit als Frühholzbereiche beansprucht werden.

Eine Beeinflussung der maßgebenden Versagensart durch die Kerntiefe oder die Vorholzlänge konnte nicht abgeleitet werden, aber die Tragfähigkeit und der Verschiebungsmodul werden beeinflusst. Die experimentell ermittelten Verschiebungsmoduln und die erzielten Höchstlasten einer Kerne waren wiederum weitgehend unabhängig vom maßgebenden Versagensmodus. Verschiedene Push-Out Versuche zeigten auch, dass zusätzliche Schrauben in Kernen die Werte für Verschiebungsmodul und Tragfähigkeit nicht beeinflussen. Diese Schrauben beteiligen sich demnach nicht am Abtrag der Schubkraft, da die Steifigkeit der formschlüssigen Verbindung im Verhältnis zur Steifigkeit der Schrauben

sehr groß ist. Allerdings kann durch zusätzliche Schrauben ein Abheben (Zugspannungen senkrecht zur Verbundfuge) bei Trägern vor allem unter Beanspruchung durch Einzellaasten, die zu einer hohen lokalen Momentenbeanspruchung führen, verringert werden. Des Weiteren können im Bauwerk in den Auflagerbereichen der Einfeldträger unplanmäßige Einspannungen, beispielsweise durch Wände, vorhanden sein, die ebenfalls zu Zugspannungen senkrecht zur Verbundfuge führen.

Hinsichtlich der numerischen Simulation, gibt es unter den vorgestellten Untersuchungen bislang kein Modell einer Kerbe, bei dem das anisotrope, nicht-lineare Materialverhalten ausreichend berücksichtigt ist. Vor allem ist es bei keinem Finite-Elemente Modell gelungen, das Entfestigungsverhalten beim Versagen realistisch abzubilden.

Ermüdung: Die Ermüdungsnachweise von Holz-Beton-Verbundbrücken und Kernen sind nicht normativ geregelt und im Vergleich zu statischen Versuchen liegen nur sehr wenige Versuchsergebnisse zum Ermüdungstragverhalten vor. Dennoch darf die Ermüdung bei Straßenbrücken generell nicht vernachlässigt werden. Es wurden wichtige Grundlagen der Ermüdung, wie beispielsweise das Nennspannungskonzept, Wöhlerlinien, Ermüdungslastmodelle und werkstoffspezifische Besonderheiten von Holz und Beton, zusammengefasst. Durch eine Anwendung von Ermüdungslastmodellen wird die reale Schwerkverkehrsbeanspruchung einer Straßenbrücke rechnerisch erfasst. Ermüdungslastmodelle 3 und 4 nach DIN EN 1991-2 [26] dienen einem Nachweis mit Hilfe von Wöhlerlinien im Zeitfestigkeitsbereich.

Da bei Push-Out- und Trägerversuchen an Kernen und Dübelleisten unter Ermüdungsbeanspruchung das Ermüdungsversagen in allen Fällen durch ein Abscheren des Vorholzes eintrat, ist vor allem das Ermüdungstragverhalten von Holz relevant. Verschiedene Versuchsergebnisse von reinen Holzproben aus der Literatur zeigen, dass die Ermüdungsfestigkeit von Holz von der Frequenz, der Art und Größe der Beanspruchung, dem Feuchtegehalt, den Fehlstellen wie Äste, Risse oder Kerben und der Lasteinwirkungsdauer abhängig ist. Für verschiedene Beanspruchungen existieren bereits Wöhlerlinien für Holz, die formelmäßig auch in DIN EN 1995-2 [6] enthalten sind. Die Festigkeitsminderung infolge Ermüdung ist sehr stark von der Beanspruchung und der Anzahl an Lastwechseln abhängig. Bei einem Brückenbauwerk ist die Anzahl der Lastwechsel durch die Verkehrskategorie und die Nutzungsdauer definiert. Die Beanspruchungsamplitude, die ebenfalls Einfluss auf die Festigkeitsminderung hat, hängt vom Eigengewicht sowie der Art des Ermüdungslastmodells ab.

Aus Ermüdungsversuchen an Kernen wurde eine Wöhlerlinie dieses Verbindungsmittels abgeleitet. Durch einen Vergleich der Versuchsergebnisse mit Angaben zur Ermüdungsfestigkeit für Holz auf Schub in DIN EN 1995-2 konnte gezeigt werden, dass durch die normativen Vorgaben in diesem Fall eine sichere Abschätzung der Lebensdauer möglich ist. In DIN EN 1995-2 sind auch vereinfachte Ermüdungsnachweise unter Anwendung von Ermüdungslastmodell 3 für Holz enthalten, deren Gültigkeit für Kernen in Holz-Beton-Verbundbrücken allerdings zu überprüfen ist.

3 Experimentelle Untersuchungen zum statischen Tragverhalten

3.1 Allgemeines zu Versuchsprogramm und Versuchsaufbau

Das Ziel weiterer experimenteller Untersuchungen war es, in Ergänzung zu den Ergebnissen aus der Literatur, die Tragfähigkeit und vor allem den Verschiebungsmodul der Kerne zu bestimmen. Für die Bemessung von Decken- und Brückentragwerken ist der Verschiebungsmodul als Kennwert gleichermaßen von Bedeutung, da er für die Schnittgrößenberechnung benötigt wird. Darüber hinaus sollte durch die Versuche der Einfluss zusätzlicher Schrauben in Kernen auf den Verschiebungsmodul und die Tragfähigkeit einer Kerne untersucht werden. In einer Versuchsserie sollte außerdem überprüft werden, ob durch eine Vorholzverstärkung mit Vollgewindeschrauben ein Versagen durch Abscheren unterbunden werden kann.

Durch das Institut für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart wurden in Zusammenarbeit mit PIRMIN JUNG Deutschland GmbH Push-Out-Versuche, Versuche an Holz-Beton-Verbundträgern sowie ergänzende Kleinteilversuche an den Komponenten Holz und Beton durchgeführt [46]. Bei allen Versuchskörpern kamen für Holz-Beton-Verbundtragwerke typische Materialgüten zum Einsatz. Es wurde Brettschichtholz aus Fichte der Güte GL 24h nach DIN EN 14080 [60] mit einer Lamellenstärke von 40 mm und Beton der Güte C 30/37 nach DIN EN 1992-1-1 [15] verwendet. Als formschlüssige Verbindung der beiden Schichten wurden Kerven mit einer Tiefe t_v von 20 mm unter einem Winkel α (Neigungswinkel der Kervenflanke) von 90° verwendet. Alle Versuche wurden unter statischer Beanspruchung durchgeführt, da die Ermittlung des Verschiebungsmoduls, der Tragfähigkeit und der Versagensmodi im Fokus der Untersuchungen stand.

Aus den Push-Out Versuchen wurden zum Einen der Verschiebungsmodul und die Tragfähigkeit der Kerne berechnet und zum Anderen der Einfluss zusätzlicher Tellerkopfschrauben innerhalb und außerhalb der Kerne untersucht. Im Anschluss an die Push-Out Versuche wurden Schub- und Biegeträgerversuche an 400 mm breiten Trägern durchgeführt. Die getesteten Holz-Beton-Verbundschubträger waren 4 m lang und verfügten über nur zwei Kerven (eine Kerne je Trägerhälfte). Bei diesen Versuchen sollte überprüft werden, ob das bei den Push-Out-Versuchskörpern beobachtete Versagen auch bei den Trägern maßgebend ist und ob die an den Kerven gemessenen Relativverschiebungen zwischen Holz und Beton vergleichbar sind. Der Vorteil der Prüfung dieser verhältnismäßig kurzen Träger mit nur einer Kerne je Trägerhälfte lag darin, dass ein Biegeversagen vermieden wurde und das Tragverhalten der einzelnen Kerne im Träger isoliert untersucht

werden konnte. Lastverteilende Effekte zwischen mehreren hintereinander liegenden Ker-ven, wie es in realen Holz-Beton-Verbundtragwerken der Fall ist, blieben dadurch unbe-rücksichtigt. Im Fokus der drei Versuchsserien der Schubträgerversuche stand ebenfalls die Untersuchung des Einflusses zusätzlicher Tellerkopfschrauben und deren Position in-nerhalb oder außerhalb der Kerne. Um die an Push-Out-Versuchskörpern und Schubträ-gern gewonnenen Erkenntnisse erweitern zu können, wurden abschließend Holz-Beton-Verbundbiegeträger mit 6 m Länge und insgesamt sechs Ker-ven (drei Ker-ven je Träger-hälfte) getestet.

Das Ziel der zusätzlichen Kleinteilversuche war es, die wesentlichen vorhandenen Ma-terialeigenschaften von Holz und Beton zu bestimmen. Dadurch konnte die Versuchs-auswertung auf tatsächlich vorhandene Materialeigenschaften bezogen werden und für weiterführende numerische Untersuchungen entsprechende Eingangswerte bereitgestellt werden. Für das Holz wurden die Biegefestigkeit und der globale Biege-Elastizitätsmodul experimentell ermittelt. Die Ergebnisse für das Holz sind in Anhang A zusammengestellt. Für den Beton wurden die Biegezugfestigkeit, die Würfeldruckfestigkeit, die Zylinderdruck-festigkeit und der stabilisierte Elastizitätsmodul, der im Gegensatz zum anfänglichen Ela-stizitätsmodul nach drei Belastungszyklen bestimmt wird, ermittelt. Die Ergebnisse für den Beton sind in Anhang B zusammengestellt.

3.2 Push-Out Versuche

3.2.1 Allgemeines zu den Versuchsserien und der Geometrie

Es wurden insgesamt 20 symmetrische Push-Out-Versuche in fünf verschiedenen Versuchsserien durchgeführt. In Abb. 3.1 ist die Geometrie eines Versuchskörpers der Versuchsserie 1 dargestellt. Die Breite eines Versuchskörpers betrug 200 mm und es wurde dieselbe Breite für Holz- und Betonkomponenten gewählt. Bei den außenliegenden Brett-schichtholz-Körpern wurden die fünf Lamellen so angeordnet, dass die schmalen 40 mm breiten Seiten dem innenliegenden Betonkörper zugewandt waren (Hochkant-anordnung entsprechend Draufsicht in Abb. 3.1(b)). Der Versuchsaufbau mit der gewählten Kraftrichtung und der Lagerung ist in Abb. 3.7(b) dargestellt. Es wurde keine Folie als Trennschicht zwischen Holz und Beton angeordnet. Vor dem Betonieren wurden die innenliegenden Holzoberflächen mit Wasser benetzt, damit dem Beton beim Abbinden möglichst wenig Wasser durch das Holz entzogen wurde. In Anhang A sind Materialkennwerte für das Holz zu finden und für den Beton sind Materialkennwerte in Anhang B zusammengestellt. Der Betonkörper wurde mit einem Bewehrungskorb verstärkt, der aus jeweils vier Längsstäben mit 560 mm Länge und drei horizontal angeordneten Bügeln bestand. Der Durchmesser der Bewehrung wurde zu 6 mm gewählt. Jeder Versuchskörper verfügte über zwei Kerfen (eine Kerfe je Scherfuge) mit einer Tiefe von 20 mm. Die Länge der Kerfen wurde bei drei Versuchsserien variiert, aber die Vorholzlänge betrug konstant 300 mm, was der 15-fachen Kerftiefe entspricht. In Abb. 3.2 bis Abb. 3.6 sind Detailzeichnungen der Kerfen der einzelnen Versuchsserie entsprechend dem in Abb. 3.1 gekennzeichneten Ausschnitt abgebildet. Zusätzlich zu den formschlüssigen Kerfen kamen bei vier Versuchsserien selbstbohrende SPAX® Tellerkopfschrauben 8,0 x 160 mit Teilgewinde nach Allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung Z-9.1-449 [84] zum Einsatz. Die Einbindetiefe der Schrauben im Holz betrug 80 mm.

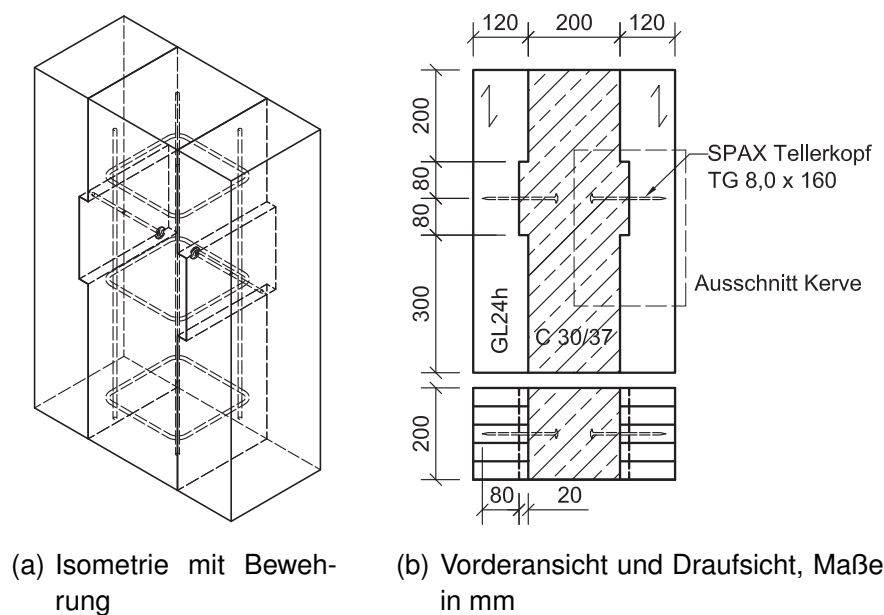


Abbildung 3.1: Versuchskörper der Versuchsserie 1 mit Bemaßung

In Tab. 3.1 sind alle Versuchsserien mit den variierten Parametern zusammengefasst. Bei Versuchsserie 1 mit einer Kerfenlänge von 160 mm wurde jeweils eine Tellerkopfschraube in Kerfenmitte angeordnet (vgl. Abb. 3.2).

Bei Versuchsserie 2 wurde eine auf 120 mm verkürzte Kerfenlänge und bei Versuchsserie 3 wurde eine auf 200 mm verlängerte Kerfenlänge gewählt (vgl. Abb. 3.3 und Abb. 3.4). Bei beiden Serien wurde, wie bei Versuchsserie 1, jeweils eine Schraube in Kerfenmitte angeordnet. Das Ziel einer Variation der Kerfenlänge war es, möglichst verschiedene Versagensmodi der Kerfe herbeizuführen, um Rückschlüsse auf die Tragfähigkeit der einzelnen Komponenten Holz und Beton ziehen zu können. Bei einer Kerfenlänge von 120 mm wurde eher ein Versagen der Betonnocke in der Kerfe und bei einer Kerfenlänge von 200 mm wurde eher ein Versagen des Vorholzes auf Druck oder Schub erwartet. Die Geometrie der Kerfe bei Versuchsserie 4 entsprach Versuchsserie 1, aber ohne zusätzliche Schrauben (vgl. Abb. 3.5). Das Ziel der Versuchsserie 4 war es, den

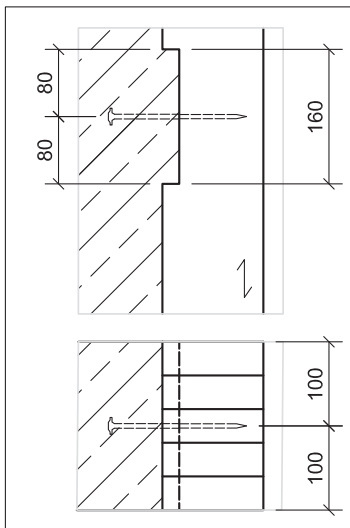


Abbildung 3.2: Serie 1 [mm]

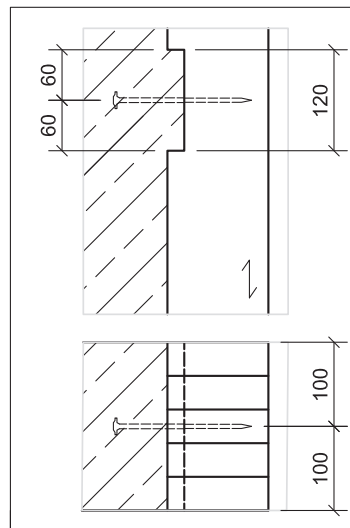


Abbildung 3.3: Serie 2 [mm]

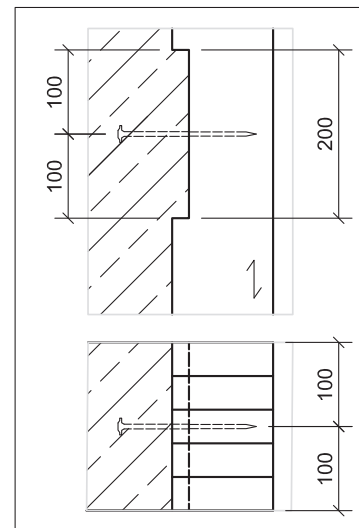


Abbildung 3.4: Serie 3 [mm]

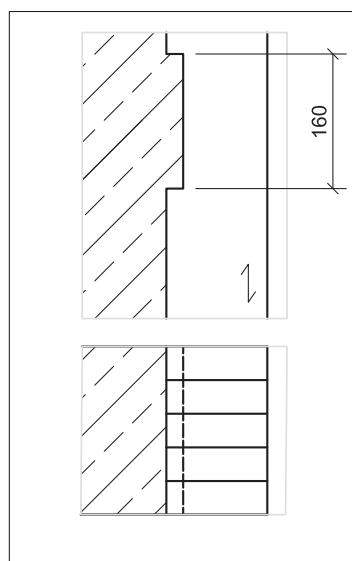


Abbildung 3.5: Serie 4 [mm]

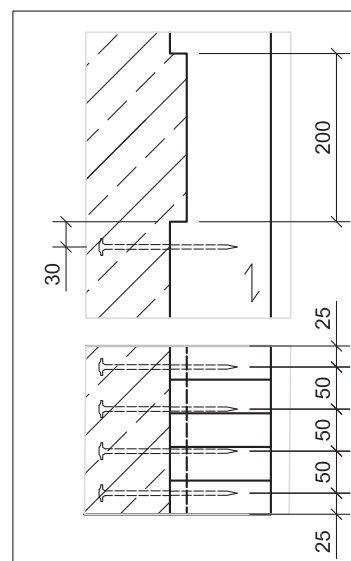


Abbildung 3.6: Serie 5 [mm]

Tabelle 3.1: Überblick über die Push-Out Versuchsserien

Serie	Anzahl Versuche	Kervlänge [mm]	Schrauben
1	7	160	X
2	3	120	X
3	3	200	X
4	4	160	-
5	3	200	X*

* Vorholzverstärkung

Einfluss der Schrauben auf die Tragfähigkeit, die Steifigkeit und das Versagen der Kerne unter einer reinen Schubbeanspruchung zu untersuchen. Bei den Versuchskörpern der Versuchsserie 5 wurde der Vorholzbereich der Kerne mit jeweils vier Schrauben verstärkt (vgl. Abb. 3.6). In diesem Fall wurde die Kervlänge wiederum auf 200 mm erhöht, um ein Versagen der Betonbohle möglichst ausschließen zu können. Durch die Verstärkung sollte ein Abscheren des Vorholzes, was bei früheren Versuchen oftmals zum Versagen führte (vgl. [1], [22]), vermieden werden. Außerdem sollte eine Erhöhung der Tragfähigkeit und des Verschiebungsmoduls der Kerne sowie ein duktileres Tragverhalten erzielt werden.

3.2.2 Versuchsaufbau, Messtechnik und Versuchsablauf

Die außenliegenden Holzkörper der Versuchskörper wurden auf 30 mm hohen Auflagerplatten aus Stahl platziert. Bei dem Großteil der Versuche wurden die Platten derart positioniert, dass der Abstand zwischen der Scherfuge (innenliegende Holzoberfläche) und der Auflagerplatte 40 mm betrug. Dieser Abstand sollte sicherstellen, dass ein Versagen der Kerne durch Abscheren des Vorholzes nicht verhindert wird. Bei den Push-Out-Versuchen, die als erstes durchgeführt wurden (Versuchskörper PO 1.7 und PO 1.4), wurde dieser Abstand zunächst zu 30 mm und bei Versuchskörper PO 4.1 teilweise zu 60 mm gewählt. Es konnte allerdings kein Einfluss dieses Abstandes auf das Tragverhalten oder den Versagensmechanismus festgestellt werden.

Auf der Oberkante des Betonkörpers wurde ein 10 mm dickes Elastomerlager mittig aufgelegt. Auf diesem Elastomerlager wurde eine Stahlplatte mit dem Maßen 180 mm x 180 mm platziert. Die Belastung erfolgte über eine auf dieser Stahlplatte befindliche Kugelkalotte. Die im unteren Teil des Versuchskörper an Vorder- und Rückseite angeordneten horizontalen Gewindestangen (vgl. Abb. 3.7(a)) wurden vor Versuchsbeginn über Muttern handfest angezogen. Während des gesamten Verlaufs der Belastung wurde darauf geachtet, dass die Muttern locker und somit keine Zugspannungen in den Gewindestangen vorhanden waren. Die horizontal angeordneten Gewindestangen dienten lediglich als Schutzeinrichtung für den Versuchsstand und die Messtechnik für den Fall eines schlagartigen Versagens und Aufspreizens des Versuchskörper.

Zur Bestimmung des Last-Verformungsverhaltens wurden je Versuchskörper insgesamt zehn potentiometrische Wegaufnehmer verwendet. In Abb. 3.7(b) sind die Wegaufnehmer

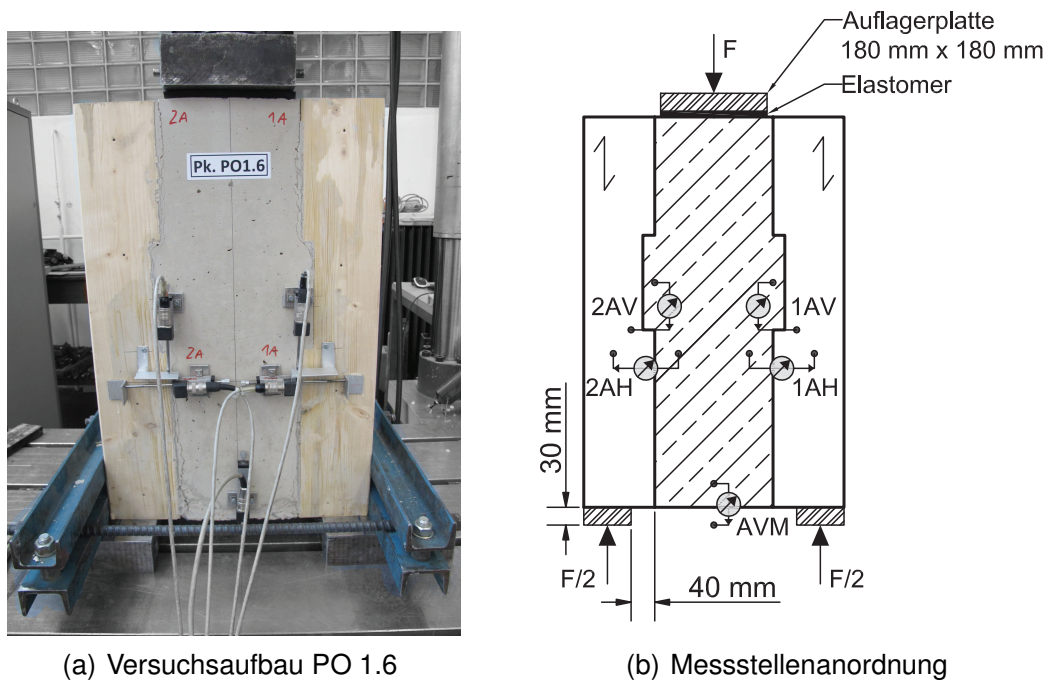


Abbildung 3.7: Versuchsaufbau und Messstellenanordnung der Push-Out-Versuche

an der Vorderseite des Versuchskörpers dargestellt. Bei der Bezeichnung der Wegaufnehmer wurde die Vorderseite mit A und die Rückseite mit B gekennzeichnet. Auf der, von vorne betrachteten rechten Seite des Versuchskörpers befindet sich die Kerbe 1 und auf der linken Seite die Kerbe 2. Wegaufnehmer, die einen vertikalen Schlupf zwischen Holz und Beton (bzw. die absolute Verschiebung des Betonkörpers gegenüber dem Nutentisch) gemessen hatten, wurden mit dem Index V versehen. Die Messung des Abhebens von Holz und Beton in horizontaler Richtung wurde mit dem Index H gekennzeichnet. Da im Folgenden die Abkürzungen der Wegaufnehmerbezeichnungen weiter verwendet werden, wird die Namensgebung an dieser Stelle ausführlich erläutert. Die verwendeten Wegaufnehmer können wie folgt gruppiert werden:

- Messung der vertikalen Relativverschiebung zwischen Holz und Beton an Kerbe 1 und Kerbe 2 (1AV, 1BV, 2AV und 2BV)
- Messung des horizontalen Abhebens zwischen Holz und Beton an Kerbe 1 und Kerbe 2 (1AH, 1BH, 2AH und 2BH)
- Messung der absoluten Verschiebung des Betonkörpers gegenüber der Aufstandsfläche (AVM und BVM)

In Abb. 3.8 sind die genauen Positionen der Wegaufnehmer angegeben.

Die Belastung wurde nach DIN EN 26891 [57] aufgebracht. Dieses Lastprotokoll sieht vor, dass die Last zunächst bis auf 40 % der geschätzten Höchstlast gesteigert wird. Bei dieser Laststufe wird die Last für 30 s konstant gehalten und anschließend wird bis auf 10 % der geschätzten Höchstlast wieder entlastet. Nun wird die Last erneut für 30 s konstant gehalten und anschließend gesteigert, bis die Höchstlast erreicht oder eine Verschiebung von mindestens 15 mm erreicht ist. Die Prüfgeschwindigkeit wurde in den meisten Fällen zu 1 mm/min gewählt (Ausnahmen: PO 1.5 mit 0,75 mm/min, PO 1.7 anfänglich mit 0,5 mm/min).

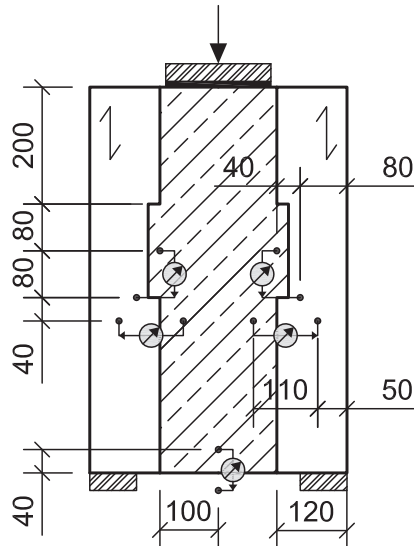


Abbildung 3.8: Positionen der Messstellen der Push-Out-Versuche, Maße in mm

3.2.3 Ausgewählte Beobachtungen und Ergebnisse

Die folgenden Erläuterungen und Ergebnisse beziehen sich auf die Mittelwerte der an den Kerfen erhaltenen Messwerte von vier Wegaufnehmern (1AV, 1BV, 2AV und 2BV in Abb. 3.7(b)). Diese Wegaufnehmer geben die Relativverschiebungen zwischen Holz- und Betonkörper an den Kerfen wieder. Kerfe 1 und Kerfe 2 wurden in jedem Fall sehr gleichmäßig beansprucht und es kam nicht zu Schiefstellungen der Versuchskörper, sodass eine auf den Mittelwert der Messwerte bezogene Auswertung möglich ist. Die Verschiebungen senkrecht zur Verbundfuge, die durch die Wegaufnehmer 1AH, 1BH, 2AH und 2BH aufgezeichnet wurden, waren bei den Versuchsserien 1, 2, 3 und 5 mit maximalen Messwerten von unter 1 mm sehr gering. Lediglich für Versuchsserie 4 war ein Abheben von Holz und Beton, also ein seitliches Aufspreizen des Push-Out Körpers kurz vor Versuchsende erkennbar. Vor dem Erreichen der Höchstlast waren auch für Serie 4 keine nennenswerten Verschiebungen senkrecht zur Verbundfuge messbar.

In Abb. 3.9(a) sind alle Last-Verschiebungskurven der Versuchsserie 1 sowie der Mittelwert der Messwerte der einzelnen Versuchskörper gegeben. Bei Versuchskörper PO 1.4 wurde die Wiederbelastung (Hystereseschleife) im Versuch testweise zwischen 40 und 70 % der geschätzten Höchstlast und nicht wie sonst zwischen 10 und 40 % durchgeführt. Dadurch sollte überprüft werden, welchen Einfluss das Lastniveau der Wiederbelastung auf die Steifigkeit hat. Wird die Wiederbelastung auf einem höheren Lastniveau durchgeführt, zeigt sich, dass die plastische Verformung bereits deutlich größer ist und bei der Wiederbelastung ein nahezu vollständig steifes Tragverhalten vorliegt.

Die Last-Verschiebungskurven der Versuchskörper PO 1.5, PO 1.7 und PO 2.3 zeigen bei ca. 88 kN einen Lastabfall von ca. 10 %. Dieser Relaxationseffekt trat ein, da der Maschinenweg angehalten wurde. In den benannten Fällen wurde die Maschine für einige Minuten gestoppt, um Fotos machen und die Rissbildung im Beton dokumentieren zu können. Es wurde nicht untersucht, in welchem Maß diese Relaxation auch bei niedrige-

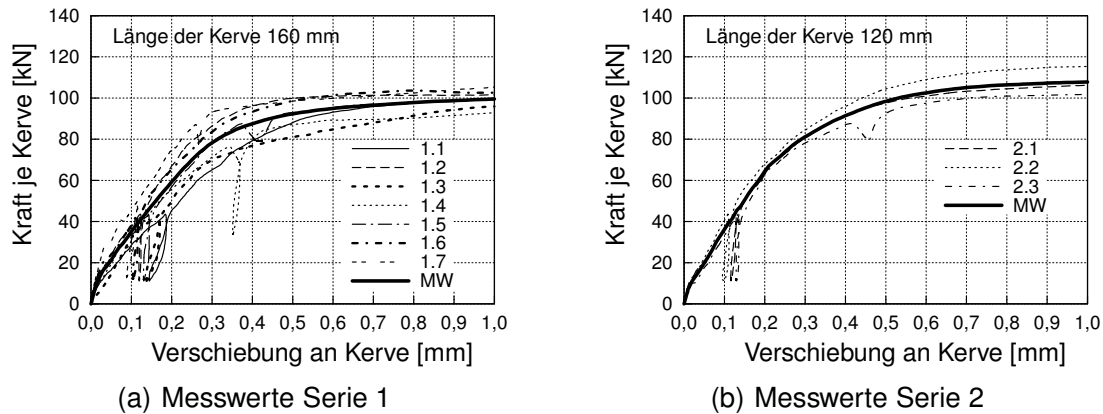
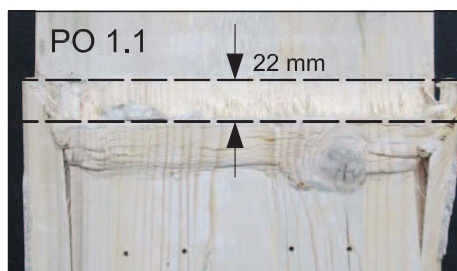


Abbildung 3.9: Last-Verschiebungskurven Serie 1 und Serie 2 bis 1 mm Verschiebung (MW WA 1AV, 1BV, 2AV und 2BV gemäß Abb. 3.7(b)) inkl. Mittelwerte der Serien

ren Laststufen eintritt und somit sind keine Rückschlüsse auf den Verschiebungsmodul möglich. Bei der in Abb. 3.9(a) dargestellten Mittelwertkurve wurden die Hystereseschleifen zuvor aus den Kurven der einzelnen Versuchskörper herausgeschnitten und sind nicht in der Auswertung des Mittelwerts enthalten. Relaxationseffekte einzelner Versuchskörper wurden ebenfalls nicht berücksichtigt. Dieselbe Vorgehensweise wurde ebenfalls für die Mittelwerte der anderen Versuchsserie gewählt. Die Schädigung der Kerfen der Versuchskörper der Serie 1 war charakterisiert durch ein Druckversagen im Holz an der Kerfenflanke. Abb. 3.10 zeigt beispielhaft die Verformung im Holz an einer Kerfe von Versuchskörpern der Serie 1. Die in Abb. 3.10(a) gekennzeichneten 22 mm entsprechen der maximal gemessenen Relativverschiebung an der Kerfe, was ungefähr der Stauchung im Holz entspricht.



(a) Vorholzbereich PO 1.1



(b) Detail PO 1.3

Abbildung 3.10: Stauchung des Vorholzbereiches der Versuchskörper PO 1.1 und PO 1.3

Bei den Versuchsserien 2 und 3, bei denen im Vergleich zu Serie 1 die Längen der Kerfen verändert wurden, kam es nicht zu dem erwarteten Einfluss der Kerfenlänge auf das Versagen. Es war nicht erkennbar, dass eine kürzere Kerfenlänge von 120 mm bei Serie 2 eher zu einem Versagen der Betonnocke führt. Die Laststufe, bei der Risse im Beton

entstanden, und der Rissfortschritt unterschieden sich nicht von den Serien 1, 3 und 4. Ein Vergleich der Last-Verschiebungskurven in Abb. 3.9(b) und Abb. 3.11(a) lässt erkennen, dass bei Versuchsserie 3 bis zu einer Verschiebung von ca. 0,3 mm ein fast lineares Last-Verschiebungsverhalten vorlag und bei größeren Verschiebungen, ohne einen großen Übergangsbereich, eine fast ideal plastische Verformung einsetzte. Bei Serie 2 ist eine solche „Fließgrenze“ nicht so deutlich erkennbar, sondern es gibt einen größeren Übergangsbereich vom linear-elastischen zum plastischen Last-Verschiebungsverhalten.

Eine Erhöhung der Steifigkeit bzw. der Steigung der Last-Verschiebungskurve oder der Höchstlast durch den Einsatz einer Schraube in Kervenmitte konnte nicht festgestellt werden. Vergleicht man die Last-Verschiebungskurven der Versuchsserie 4 in Abb. 3.11(b) mit den Messwerten der Serien 1, 2 und 3, ist zwar die erzielte Höchstlast bei Serie 4 im Mittel am geringsten, aber das kann auch an der natürlichen Streuung der Materialeigenschaften liegen. Betrachtet man die Mittelwerte der Versuchskörper der Serien 1 (mit Schraube) und 4 (ohne Schraube), ist zu erkennen, dass die Ergebnisse fast identisch sind. In Abb. 3.15 sind die Mittelwerte aller Versuchsserien im Vergleich dargestellt. Auch bei den Serien 2, 3 und 4 gab es ein Druckversagen im Holz an der Kervenflanke.

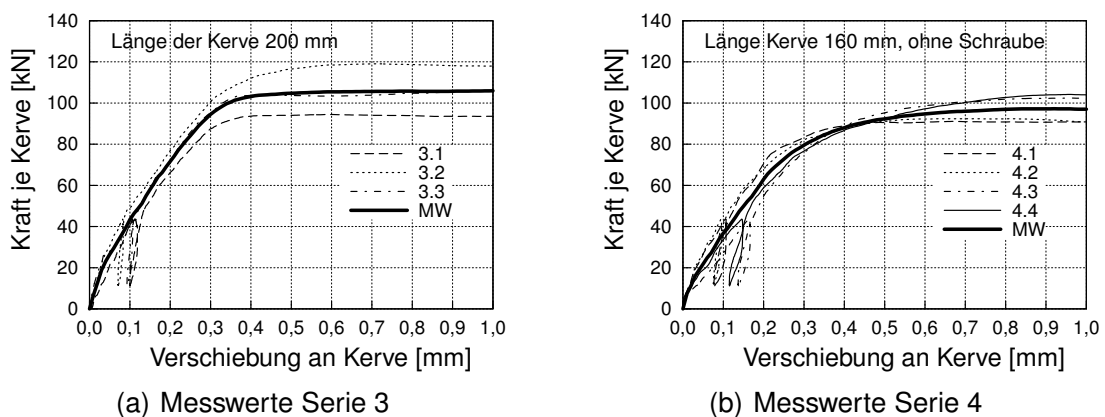
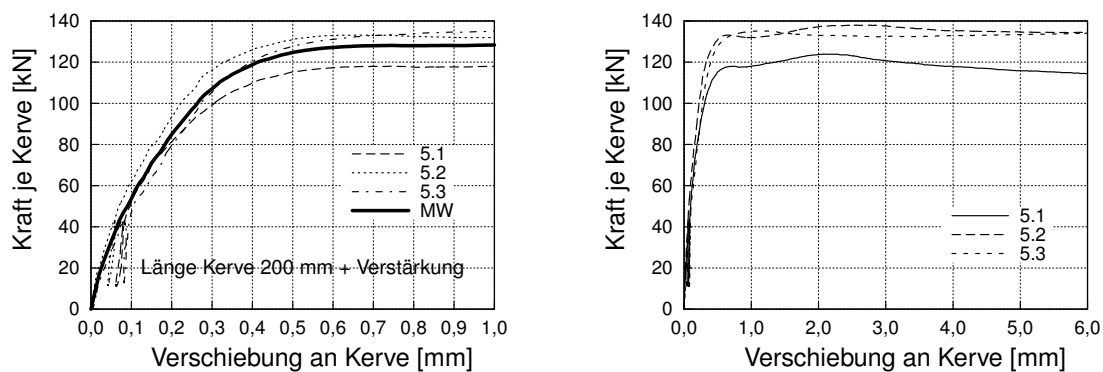


Abbildung 3.11: Last-Verschiebungskurven Serie 3 und Serie 4 bis 1 mm Verschiebung (MW WA 1AV, 1BV, 2AV und 2BV gemäß Abb. 3.7(b)) inkl. Mittelwerte der Serien

Bei den Versuchskörpern der Serie 5 wurde der Vorholzbereich im Abstand von 30 mm zur beanspruchten Kervenflanke mit vier Schrauben je Kerbe verstärkt. Durch diese Vorholzverstärkung ergaben sich keine anderen Versagensmechanismen als bei den anderen Versuchsserien. Da es auch bei den anderen Serien nie zu einem Versagen durch ein Abscheren des Vorholzbereiches kam, können keine Rückschlüsse gezogen werden, ob eine Verstärkung mit Schrauben ein derartiges Versagen verhindern könnte. Allerdings führte die Vorholzverstärkung zu einer Erhöhung der Steifigkeit und der Tragfähigkeit (vgl. Abb. 3.15 und Kap. 3.2.4), was ebenfalls ein Ziel dieser Versuchsserie war. Abb. 3.12 zeigt die Last-Verschiebungskurven der Versuchskörper der Serie 5 in zwei verschiedenen Maßstäben, bis 1 mm und bis 6 mm Verschiebung. In Abb. 3.12(b) ist für die Versuchskörper PO 5.1 und PO 5.2 gut zu erkennen, dass es nach einem Abflachen der Kurve bei einer Verschiebung von ca. 1 mm zu einem erneuten Ansteigen der Kraft kommt. In Abb. 3.13 ist die Verformung des Vorholzbereiches des Versuchskörper PO 5.3 dargestellt. Es ist zu erkennen, dass es infolge der Druckverformung des Holzes zu einer „Abstützung“ der Fasern auf die Schrauben und somit zu einer Erhöhung der Druckfestigkeit kam. In

Abb. 3.14 ist zu erkennen, dass es auch zu einer Verformung der Schrauben kam. Im Beton blieb der Schraubenschaft gerade und im Holz kam es zu einer Schiefstellung. Bei jeder Schraube bildete sich das Fließgelenk in der Verbundfuge. Eine höhere Steifigkeit (steilerer Anstieg der Last-Verschiebungskurven) der Kerfen mit Vorholzverstärkung als bei den anderen Versuchsserien kann zum Einen auf eine Verfestigung im Holz im Bereich zwischen Kerfenflanke und Schrauben und zum Anderen auf eine Aktivierung der Schrauben auf Abscheren zurückgeführt werden. Die gemessenen Verschiebungen bei den Versuchskörpern der Serie 5 waren bereits in Bereichen von deutlich unter 1 mm kleiner als bei den anderen Serien (vgl. Abb. 3.15). Offensichtlich war die Tragfähigkeit der vier Schrauben ausreichend, um eine Verringerung der Verschiebungen herbeizuführen.



(a) Messwerte bis 1 mm Verschiebung inkl. Mittelwert

(b) Messwerte bis 6 mm Verschiebung

Abbildung 3.12: Last-Verschiebungskurven Versuchskörper Serie 5



(a) Bereich einer Kerfe



(b) Detail

Abbildung 3.13: Verformung des Vorholzgebietes Versuchskörper PO 5.3

Alle Versuchskörper wiesen ein sehr ähnliches Last-Verschiebungsverhalten und Versagen auf. Bei Belastungsbeginn konnte kein Einfluss der Reibung, der sich durch zunächst geringere Messwerte der Verschiebung gezeigt hätte, festgestellt werden. In der Regel zeigte sich bei den Versuchskörpern der Serien 1 bis 4 zunächst ein linear-elastisches Verhalten, bis ca. 70 % der im Versuch erzielten Höchstlast erreicht war. Dann kam es zu einer stetigen Verringerung der Steifigkeit bis, bereits bei sehr kleinen Verschiebungen von unter 1 mm, ein ausgeprägtes plastisches Verhalten einsetzte. Für Serie 5 liegt das Ende des linear-elastischen Bereichs im Mittel etwas höher bei ca. 80 % der Höchstlast,

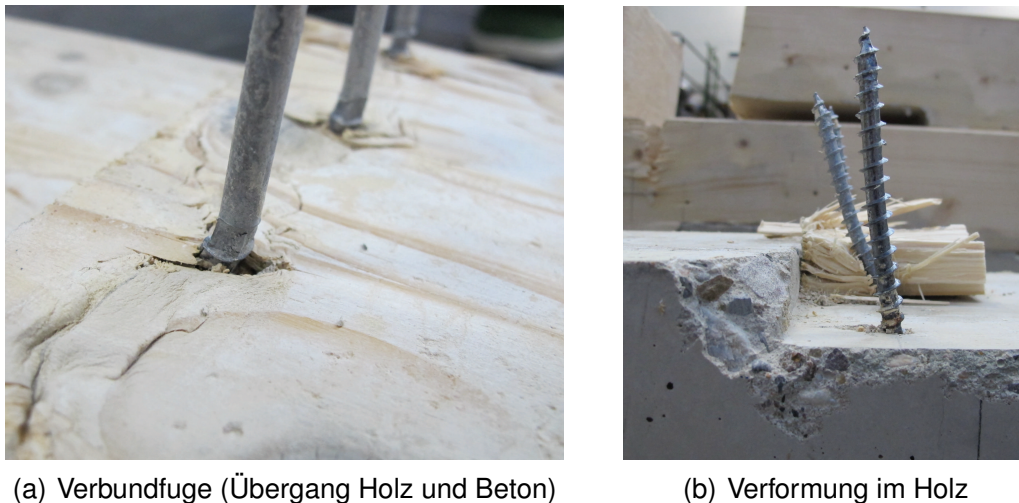


Abbildung 3.14: Verformung der Schrauben

was sich durch die Vorholzverstärkung mit Vollgewindeschrauben erklären lässt. In Kap. 3.2.5 wird näher auf diesen Zusammenhang eingegangen. Ein Vergleich der Mittelwerte der Versuchsserien in Abb. 3.15 zeigt außerdem dass die Last-Verschiebungskurve der Serie 5 steiler ansteigt und somit in diesem Fall ein höherer Verschiebungsmodul der Kerve vorliegt. Auch der Mittelwert der erreichten Höchstlast ist bei Serie 5 höher als bei den anderen Versuchsserien. Für die Serien 1 bis 4 weisen die Last-Verschiebungskurven sehr ähnliche Steigungen im linearen Bereich auf. Die erzielten Höchstlasten waren bei den Serien 2 und 3 etwas höher als bei den Serien 1 und 4, was aber durch die natürliche Materialstreuung zu erklären ist.

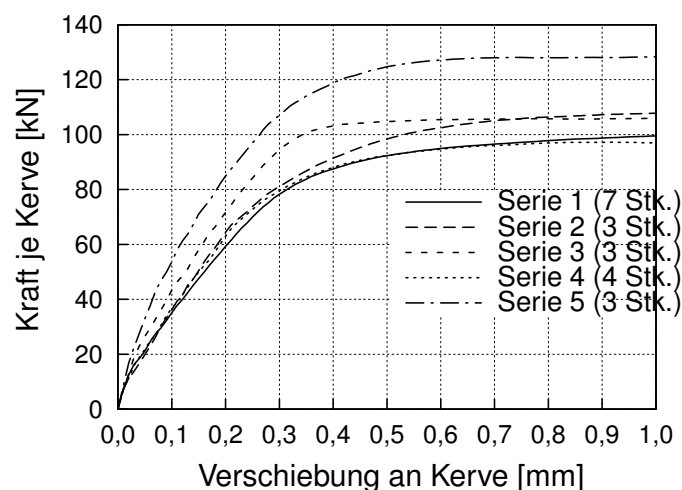


Abbildung 3.15: Mittelwerte der Last-Verschiebungskurven der Versuchsserien 1 - 5 bis 1 mm Verschiebung (Auswertung WA 1AV, 1BV, 2AV und 2BV gemäß Abb. 3.7(b))

Bei fast allen Versuchskörpern, mit Ausnahme der Versuchsserie 2 und einigen Versuchskörpern der Serie 1, zeigen die Last-Verschiebungskurven nach dem Erreichen eines ersten lokalen Maximums der Kraft einen geringfügigen Lastabfall und anschließend nochmals einen leichten Anstieg der Kraft, bevor sich ein ausgeprägtes duktiler Verhalten zeigt

(vgl. Abb. 3.12(b)). Der Lastabfall, der bereits bei einer sehr geringen Stauchung eintritt, ist charakteristisch für ein Holzversagen unter Druck parallel zur Faser und der Anstieg der Kraft nach dem Abfall lässt sich durch die Komprimierung der Fasern erklären, die zu einer Verfestigung führen.

Hinsichtlich der Rissbildung im Beton an den Kerven kann festgehalten werden, dass die entstandenen Risse bei Versuchsserie 5 eine deutlich kürzere Risslänge aufwiesen als die Körper der anderen Serien (was aufgrund der geringeren Relativverschiebungen plausibel ist). Die Rissverläufe waren insgesamt bei allen Versuchskörpern ähnlich. In Abb. 3.17 sind die Vorderansichten der Versuchskörper PO 2.1 und PO 5.3 nach Versuchsende dargestellt. Während der Versuchsdurchführung wurde die Rissentstehung sowie der Rissfortschritt dokumentiert. In beiden Fällen trat an Kerbe 2 ein schräger, unter einem Winkel von ca. 45° verlaufender Riss im Beton auf. Bei anderen Versuchskörpern waren die Rissbilder ähnlich und meist entstand an einer der beiden Kerven ein etwas größerer Riss. Bei Versuchskörper PO 2.1 war der Riss am Ende deutlich größer als bei Versuchskörper PO 5.3, aber die Risse bildeten sich ungefähr bei derselben Verschiebung. In Abb. 3.16 sind die entsprechenden Last-Verschiebungskurven der beiden Versuchskörper gegenübergestellt. Im Fall des Versuchskörpers PO 2.1 wurde das Rissende des ersten deutlich sichtbaren Risses bei einer Last von insgesamt 165 kN markiert (vgl. Abb. 3.17(a)), was einer Last von $0,5 \times 165 \text{ kN} = 82,5 \text{ kN}$ je Kerbe entspricht. Diese Laststufe stimmt ungefähr mit dem Ende des linearen Bereichs der Kurve überein. Der Übergang vom linear-elastischen zum plastischen Verhalten war also dadurch gekennzeichnet, dass das Druckversagen im Holz einsetzte und infolge der damit verbundenen Verschiebung Schubrisse an der Betonnocke entstanden.

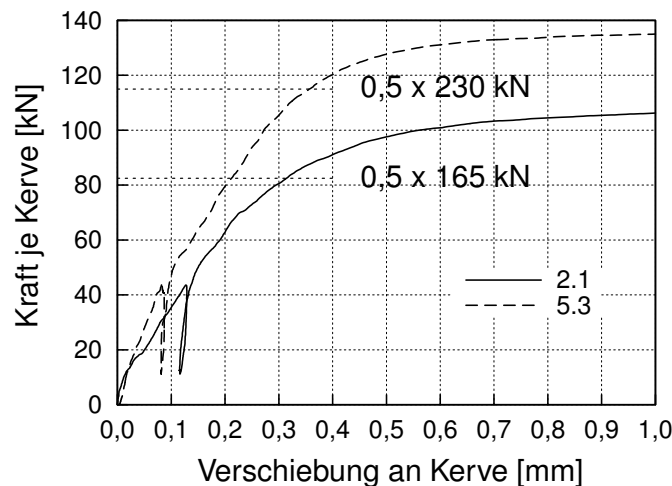


Abbildung 3.16: Vergleich der Last-Verschiebungskurven der Versuchskörper PO 2.1 (ohne Vorholzverstärkung) und PO 5.3 (mit Vorholzverstärkung)

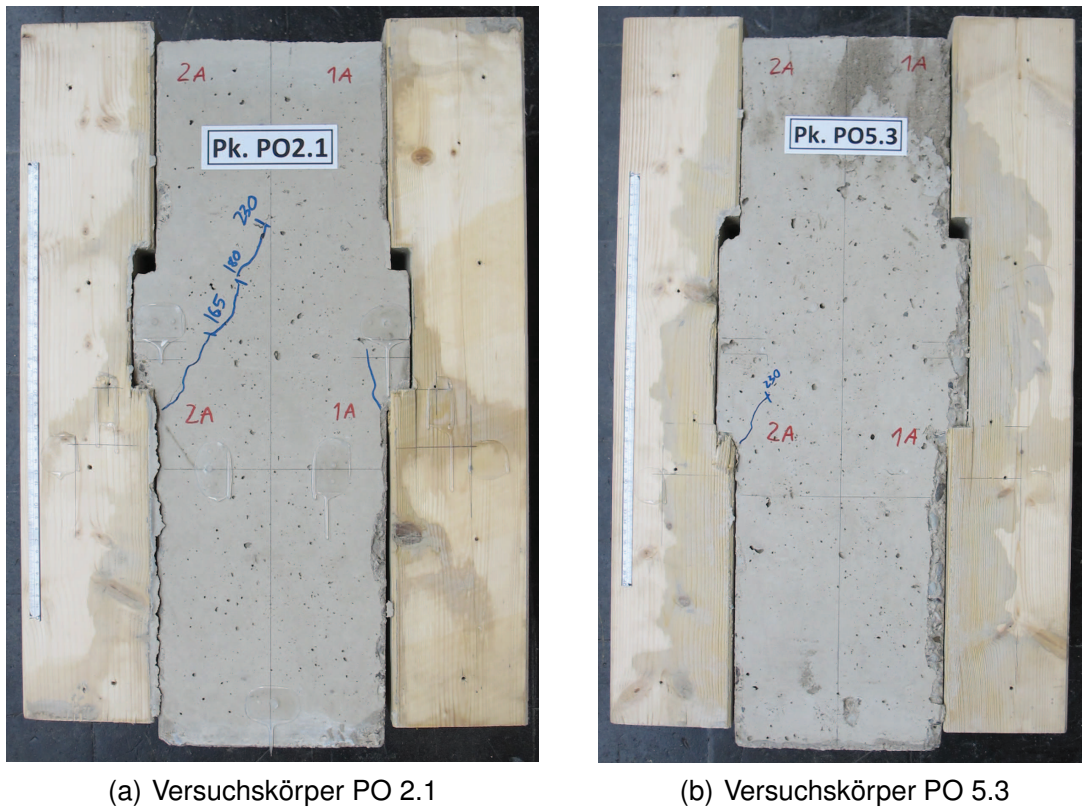


Abbildung 3.17: Vorderansicht nach Versuchsende, inkl. Rissdokumentation im Beton

3.2.4 Tragfähigkeit und Verschiebungsmodul der Kerne

In Tab. 3.2 sind die Ergebnisse der einzelnen Versuchskörper zusammengefasst. Die Ergebnisse sind in Zusammenhang mit den in Anhang A zusammengefassten Materialkennwerten für das Holz und den in Anhang B zusammengestellten Materialkennwerten für den Beton zu betrachten. Die im Versuch erzielte Höchstlast F_{\max} und der Verschiebungsmodul K_{ser} sind jeweils für eine Kerne bezogen auf die tatsächliche Versuchskörperbreite von 20 cm und bezogen auf 1 m Breite angegeben. Der Verschiebungsmodul wurde aus den Messwerten nach DIN EN 26891, 8.5 [57] im Bereich zwischen 10 % und 40 % der geschätzten Höchstlast für die Erstbelastung entsprechend Gl. (3.1) berechnet.

$$K_{\text{ser}} = \frac{0,4 \cdot F_{\text{est}}}{\frac{4}{3} \cdot (v_{04} - v_{01})} \quad (3.1)$$

F_{est} Geschätzte Höchstlast einer Kerne

v_{04} Mittelwert der Verschiebung an einer Kerne bei 40 % der geschätzten Höchstlast (Erstbelastung)

v_{01} Mittelwert der Verschiebung an einer Kerne bei 10 % der geschätzten Höchstlast (Erstbelastung)

Tabelle 3.2: Überblick über Kennwerte aus den Versuchen

Versuchskörper	F_{\max} [kN/20cm]	F_{\max} [kN/m]	v bei F_{\max} [mm]	v_{\max} [mm]	K_{ser} [kN/mm/20cm]	K_{ser} [kN/mm/m]
PO 1.1	109	545	3,6	22,4	192	960
PO 1.2	107	535	3,2	21,9	299	1.495
PO 1.3	103	515	9,3	14,5	241	1.205
PO 1.4	105	525	9,6	19,7	264	1.320
PO 1.5	111	555	7,9	25,7	233	1.165
PO 1.6	109	545	2,5	19,8	326	1.630
PO 1.7	113	565	2,5	18,1	364	1.820
PO 2.1	120	600	9,3	20,1	289	1.445
PO 2.2	127	635	8,6	21,9	367	1.835
PO 2.3	114	570	4,3	18,8	284	1.420
PO 3.1	105	525	9,3	22	377	1.885
PO 3.2	131	655	10,3	23,6	480	2.400
PO 3.3	113	565	10,4	22,6	325	1.625
PO 4.1	100	500	3,9	10	361	1.805
PO 4.2	97	485	3,6	11,1	431	2.155
PO 4.3	104	520	2,6	20,9	249	1.245
PO 4.4	106	530	2,9	21,7	261	1.305
PO 5.1	124	620	2,1	22,8	501	2.505
PO 5.2	138	690	2,6	22,2	678	3.390
PO 5.3	135	675	1,1	22,3	510	2.550

Des Weiteren sind in Tab. 3.2 die Verschiebungen bei dem Erreichen der Höchstlast und die maximal erzielten Verschiebungen vor Versuchsabbruch dokumentiert. Der maßgebende Versagensmechanismus war stets ein Druckversagen im Holz parallel zur Faser an der Kervenflanke, das aufgrund der großen Verformungen mit einer Rissbildung im Beton einher ging. Dieses Versagen erklärt auch die großen maximal erreichten Verschiebungen, die bei einem Versagen durch ein sprödes Abscheren des Vorholzes nicht möglich wären. Die erzielten Höchstlasten der Versuchskörper sind in erster Linie von der Druckfestigkeit parallel zur Faser der Lamellen abhängig, da ein entsprechendes Druckversagen maßgebend wurde.

In Tab. 3.3 sind die Mittelwerte, Standardabweichungen, Variationskoeffizienten und 5%-Fraktilwerte der Höchstlasten der einzelnen Versuchsserie für eine Kerbe für die tatsächliche Versuchskörperbreite von 20 cm zusammengefasst. Zusätzlich sind alle Versuchskörper der Serien 1 bis 4 auch gemeinsam ausgewertet, da das Tragverhalten und das Versagen bei diesen Serien identisch war. Da bei Serie 5 der Vorholzbereich der Versuchskörper mit Vollgewindeschrauben verstärkt und dadurch höhere Maximallasten erzielt wurden, ist eine gemeinsame Auswertung mit den Versuchskörpern der anderen Serien nicht sinnvoll.

Die 5%-Fraktilwerte wurden nach DIN EN 1990, D.7.2 [55] für eine Log-Normalverteilung

berechnet. Nach JCSS [56] darf diese Verteilung für die Druckfestigkeit von Holz in Faserichtung zugrunde gelegt werden. Für die 5%-Fraktilwerte in Spalte 5 Tab. 3.3 wurde davon ausgegangen, dass der Variationskoeffizient „unbekannt“ ist. Das bedeutet, dass es keine Vorinformationen über den Variationskoeffizienten gab. Nach JCSS sollte für Druck in Faserrichtung ein Variationskoeffizient von 0,2 angewandt werden. Der 5%-Fraktilwert in Spalte 6 wurde deshalb für einen oberen Schätzwert des Variationskoeffizienten von 0,2 (Variationskoeffizient „bekannt“) ermittelt. Für eine Bemessung sollten, auf der sicheren Seite liegend, die 5%-Fraktilwerte für einen Variationskoeffizienten von 0,2 verwendet werden. Die Berechnung der 5%-Fraktilwerte ist in Anhang C enthalten.

Tabelle 3.3: Mittelwerte und 5%-Fraktilwerte (Log-Normalverteilung) der Höchstlast für eine Kerne

Serie	MW F_{\max} [kN/20cm]	Standardabw. [kN/20cm]	Var K_{ex}	5%-Fraktile [kN/20cm]	5%-Fraktile [kN/20cm] VarK = 0,2
1	109	3,4	0,031	95	71
2	120	6,4	0,053	91	76
3	117	13,5	0,115	72	73
4	102	4,1	0,041	79	67
5	132	7,5	0,057	109	90
1 - 4	110	9,0	0,082	95	78

In Tab. 3.4 sind die Mittelwerte, Standardabweichungen und Variationskoeffizienten der Verschiebungsmoduln der einzelnen Versuchsserien für eine Kerne bezogen auf 1 m Breite angegeben. Zusätzlich wurden für jeden Fall der 5%-Fraktilwert und der 95%-Fraktilwert basierend auf einer Log-Normalverteilung berechnet, um die Bandbreite möglicher Werte zu verdeutlichen. Es ist für den Verschiebungsmodul allerdings nicht sinnvoll, wie bei der Höchstlast, bei einer Bemessung den 5%-Fraktilwert anzusetzen. Für die Höchstlast ist dieses Vorgehen zielführend, da dadurch eine charakteristische Tragfähigkeit der Kerne abgeleitet werden kann. Für die „Federsteifigkeit“, also den Verschiebungsmodul der Kerne, ist aber die tatsächliche Kenngröße relevant, die durch den Mittelwert repräsentiert ist. Der 5%-Fraktilwert des Verschiebungsmoduls liegt für die Bemessung nicht in jedem Fall auf der sicheren Seite. Beispielsweise führt ein niedrigerer Verschiebungsmodul der Kerne in einem Holz-Beton-Verbundtragwerk rechnerisch zu einer höheren Durchbiegung, aber zu geringeren Schubkräften an den Kernen.

Tabelle 3.4: Mittelwerte, 5%-Fraktilwerte und 95%-Fraktilwerte (Log-Normalverteilung) der Verschiebungsmoduln

Serie	MW K_{ser} [kN/mm/m]	Standardabw. [kN/mm/m]	Var K_{ex}	5%-Fraktile [kN/mm/m]	95%-Fraktile [kN/mm/m]
1	1.372	296,1	0,216	963	1.873
2	1.571	236,8	0,151	1.283	1.886
3	1.971	394,8	0,200	1.493	2.533
4	1.629	431,7	0,265	1.090	2.306
5	2.816	497,9	0,177	2.219	3.501
1 - 4	1.571	377,7	0,240	1.046	2.238

3.2.5 Bewertung der Ergebnisse

Tragverhalten, Höchstlast und Verschiebungsmodul der Versuchsserien 1 bis 4 im Vergleich mit Ergebnissen aus anderen Quellen:

Das Last-Verschiebungsverhalten, die im Versuch erzielte Höchstlast, der Verschiebungsmodul und auch das Versagen der Prüfkörper der Serien 1, 2, 3 und 4 waren identisch. Es konnte keine Beeinflussung des Tragverhaltens durch die Länge der Kerfe, die bei den Serien 2 und 3 variiert wurde, oder durch eine Ausführung mit Schrauben (Serie 1) oder ohne Schrauben (Serie 4) festgestellt werden. Aus diesem Grund werden die Ergebnisse dieser Serien im Folgenden gemeinsam betrachtet. Die Last-Verschiebungskurven zeigen einen fast linearen Verlauf, bis ca. 70 % der Höchstlast erreicht ist. Bei ca. 70 bis 80 % der Druckfestigkeit von Holz parallel zur Faser kommt es im Allgemeinen zu einer Entfestigung, deren Ursache in einem Ausknicken der Fasern liegt [56]. Bei allen Prüfkörpern konnte an den druckbeanspruchten Kervenflanken ein Druckversagen parallel zur Faser beobachtet werden und für die erzielten Höchstlasten war dieser Versagensmodus maßgebend. In Hinblick auf die Last-Verschiebungskurven markiert die Entfestigung bei ca. 70 bis 80 % der Druckfestigkeit das Ende des linearen Verlaufs und die Steifigkeit nimmt stetig ab.

In Abb. 3.18 ist ein Vergleich des Mittelwerts der Last-Verschiebungskurven aller Versuchskörper der Serien 1 bis 4 mit Kurven aus der Literatur dargestellt. Die Darstellung ist eine Ergänzung der Kurven in Abb. 2.20 aus Kap. 2.3.2 mit eigenen Versuchsergebnissen. Die Kräfte wurden in allen Fällen auf eine Breite von 1 m umgerechnet und die Darstellung der Verschiebungen auf der x-Achse ist auf einen maximalen Wert von 3 mm begrenzt.

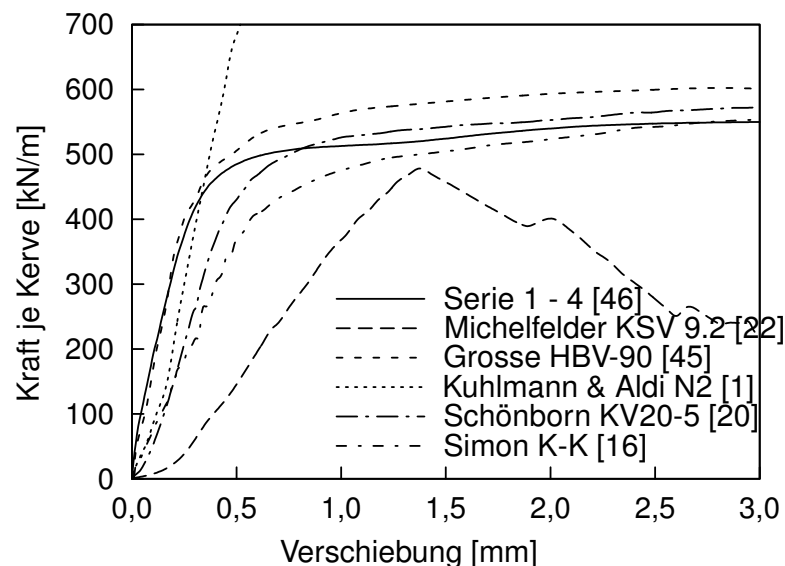


Abbildung 3.18: Mittelwert der Last-Verschiebungskurven der Versuchsserien 1 - 4 im Vergleich mit Kurven aus verschiedenen Quellen (bezogen auf eine Kerfe und 1 m Breite)

Der Mittelwert der Last-Verschiebungskurven der selbst durchgeführten Versuche zeigt eine sehr gute Übereinstimmung mit den Verläufen aus Schönborn [20], Grosse [45] und

Simon [16]. In diesen Fällen zeigte sich ebenfalls ein Versagen im Holz auf Druck in Faserrichtung. In Abb. 3.19 sind die auch in Kap. 2.3.2 angegebenen Werte für Verschiebungsmodul und Höchstlast aus verschiedenen Quellen mit den Mittelwerten aus Serie 1 bis 4 (Kuhlmann et al. [46]) verglichen. Die Ergebnisse fügen sich sehr gut in das Gesamtbild ein.

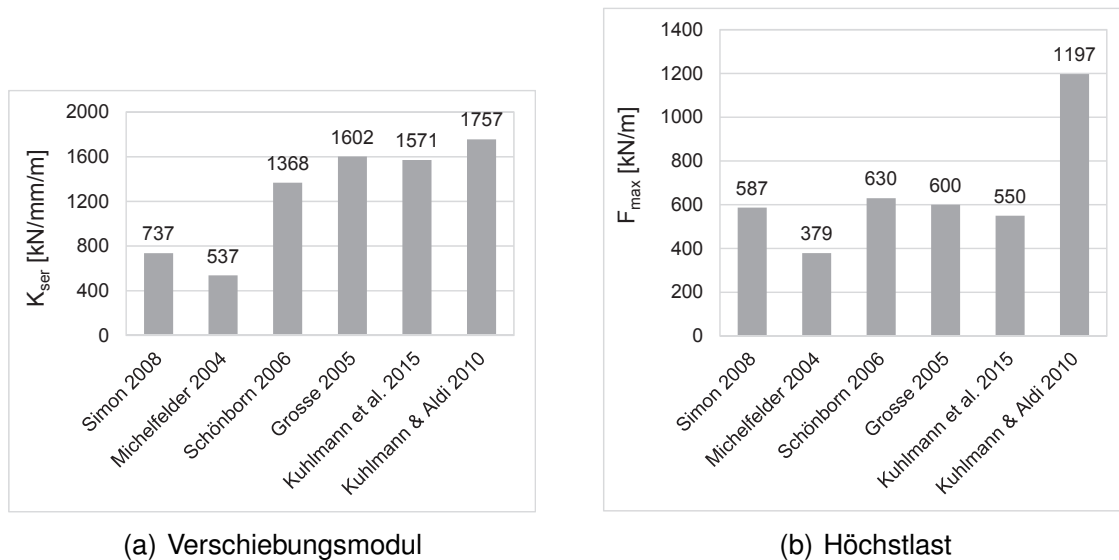


Abbildung 3.19: Vergleich der Versuchsergebnisse mit Werten aus der Literatur bezogen auf eine Kerne und 1 m Breite

Tragverhalten, Höchstlast und Verschiebungsmodul der Versuchsserie 5:

Versuchsserie 5 stellt eine Ausnahme hinsichtlich Verschiebungsmodul und Höchstlast dar. Das Last-Verschiebungsverhalten sowie das Druckversagen in Faserrichtung entsprach den Serien 1 bis 4. Bei Serie 5 wurde der Vorholzbereich der Kerfen mit je vier Schrauben verstärkt. Hinsichtlich der Höchstlast wird im Folgenden eine Erhöhung der Tragfähigkeit der Verbindung durch die Tragfähigkeit der Schrauben auf Abscheren untersucht. Dabei werden die in DIN EN 14080 [60] (Brettschichtholz GL 24h) und in Allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung Z-9.1-449 [84] (selbstbohrende SPAX® Tellerkopfschrauben 8,0 x 160 mit Teilgewinde) angegebenen charakteristischen Werte verwendet. Die Berechnung der charakteristischen Tragfähigkeit einer Schraube erfolgt nach Zulassung Z-9.1-449 [84] und DIN EN 1995-1-1 [14]. Die Eingangswerte für die Berechnung lauten:

ρ_k	= 385 kg/m^3	Charakteristische Rohdichte [60]
$M_{y,k}$	= 20.000 Nmm	Charakteristischer Wert des Fließmoments [84]
d_1	= 8 mm	Gewindeaußendurchmesser der Schraube
l_{ef}	= 80 mm	Gewindelänge im Holzteil
α	= 90°	Winkel zwischen Schraubenachse und Faserrichtung [84]
k_{ax}	= 1,25	Auszieh Widerstand für $\alpha = 90^\circ$ und $d_1 = 8 \text{ mm}$ [84]
$f_{1,k}$	= 11,8 N/mm^2	Auszieh Widerstand für Nadelholz [84]

Die charakteristische Lochleibungsfestigkeit in Faserrichtung, was der Beanspruchungsrichtung im vorliegenden Fall entspricht, wird nach DIN EN 1995-1-1 [14] für nicht vorgebohrte Bohrlöcher mit Gl. (3.2) berechnet.

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot \rho_k \cdot d_1^{-0,3} = 16,9 \text{ N/mm}^2 \quad (3.2)$$

Der charakteristische Wert des Ausziehwiderstandes wird nach Zulassung Z-9.1-449 [84] mit Gl. (3.3) berechnet und ist in Gl. (3.4) mit berücksichtigt.

$$R_{ax,k} = k_{ax} \cdot f_{1,k} \cdot l_{ef} \cdot d_1 = 9,4 \text{ kN} \quad (3.3)$$

Für die Berechnung der charakteristischen Tragfähigkeit einer Schraube darf der Schraubenschaft im Beton als eingespannt betrachtet werden. Die Berechnung erfolgt nach DIN EN 1995-1-1, 8.2.3 [14] analog einer einschnittigen Stahl-Holz-Verbindung für ein dickes Blech. Die maßgebende Tragfähigkeit basierend auf der Bildung von zwei Fließgelenken berechnet sich nach Gl. (3.4).

$$F_{v,Rk} = 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,k} \cdot f_{h,0,k} \cdot d_1} + \frac{R_{ax,k}}{4} = 6,2 \text{ kN} \quad (3.4)$$

Für vier Schrauben parallel ergibt sich somit eine charakteristische Tragfähigkeit von ca. 24 kN auf Abscheren. Nach Tab. 3.3 beträgt der 5%-Fraktilwert der Höchstlast (basierend auf Variationskoeffizient „unbekannt“) für Serie 1 bis 4 ohne Vorholzverstärkung 95 kN. Eine Überlagerung beider Traglastanteile ist grundsätzlich möglich, da sowohl die Schrauben auf Abscheren als auch das Druckversagen des Holzes ein duktileres Verhalten zeigen. Nach DIN EN 1995-1-1/NA, NCI Zu 8.1.2 ist bei der Überlagerung der Tragfähigkeiten zu beachten, dass die Tragfähigkeit des Verbindungsmittels, auf das rechnerisch der kleinere Teil der Kraft entfällt, auf 2/3 abgemindert werden sollte. Mindert man dementsprechend die Tragfähigkeit der Schrauben auf 2/3 ab, ergibt sich eine ansetzbare Tragfähigkeit von 16 kN. Addiert man beide Traglastanteile zu 111 kN charakteristischer Tragfähigkeit für Serie 5, so stimmt dieser rechnerische Wert sehr gut mit dem in Tab. 3.3 angegebenen Fraktilwert von 109 kN überein. Allerdings setzt diese Überlagerung der Traglastanteile voraus, dass ein Druckversagen im Holz auftritt und dementsprechend ein Verformungsvermögen der Kerne vorhanden ist. Tritt hingegen ein Abscheren im Vorholz auf, kann die hier angewandte Berechnung der Traglaststeigerung durch Verstärkungsschrauben nicht ohne Weiteres angewandt werden, da es sich beim Abscheren um ein sprödes Versagen ohne große Verformungen handelt. Vor einer praktischen Anwendung der Vorholzverstärkung durch Vollgewindeschrauben sind weitere Untersuchungen zum Verformungsvermögen und der Aufteilung der Traglastanteile erforderlich. Beispielsweise könnte es sinnvoll sein die pauschale Abminderung der Tragfähigkeit der Schrauben auf 2/3 anzupassen. Das vorgestellte Vorgehen stellt nur einen ersten Ansatz dar.

Dass der berechnete Verschiebungsmodul der Versuchsserie 5 mit $K_{ser} = 2.816 \text{ kN/m/m}$ um den Faktor 1,8 größer ist als der Mittelwert der Serien 1 bis 4, lässt sich ebenfalls durch die Verstärkungsschrauben erklären. Der Abstand zwischen Kervenflanke und Schrauben ist mit 30 mm ausreichend gering, sodass bereits bei geringer Beanspruchung eine höhere Steifigkeit durch die Überlagerung der Verbindungsmittel Kerne und Schrauben erzielt werden kann. Die Gesamtsteifigkeit der vier parallel angeordneten Schrauben

ist ausreichend hoch, um eine Verringerung der Relativverschiebung zwischen Holz und Beton herbeizuführen.

Beurteilung des maßgebenden Versagens an der Kerne:

Bei den durchgeführten Push-Out-Versuche kam es im Holz zu einem Versagen auf Druck in Faserrichtung und nicht zu einem Abscheren des Vorholzes, wie es beispielsweise in Michelfelder [22] oder Kuhlmann & Aldi [1] dokumentiert wurde. In erster Linie wurde das maßgebende Versagen durch die gewählte Vorholzlänge, die Holzgüte und die Anordnung der Lamellen im Brettschichtholzelement begünstigt.

Das Verhältnis von Kerventiefe zu **Vorholzlänge** wurde zu $t_v / l_v = 20 \text{ mm} / 300 \text{ mm} = 15$ gewählt. Bei den Versuchen von Schönborn [20] lag ein Verhältnis $t_v / l_v = 18$ vor und es kam nicht zu einem Abscheren des Vorholzes. Bei Kuhlmann & Aldi [1] wurde hingegen bei einem Verhältnis $l_v / t_v = 10$ stets ein Abscheren maßgebend, was für einen Einfluss der Vorholzlänge spricht. Bei Michelfelder [22], Grosse [45] und Simon [16] wurde das Verhältnis von Vorholzlänge zu Kerventiefe gleich groß gewählt. Es kam zu unterschiedlichen Versagensmodi und auch die Werte der Tragfähigkeit und des Verschiebungsmoduls sind unterschiedlich. Ein konkreter Zusammenhang zwischen Vorholzlänge und Versagensmodus kann aus den Ergebnissen nicht abgeleitet werden, aber es ist empfehlenswert die Vorholzlänge mindestens 15-fache Kerventiefe auszuführen. Dadurch ist ein duktiler Druckversagen gegenüber einem spröden Versagen durch ein Abscheren des Vorholzes, was vermieden werden sollte, wahrscheinlicher.

Für eine Materialgüte GL 24h ist ein Druckversagen gegenüber einem Abscheren wahrscheinlicher. Bei dieser **Festigkeitsklasse** liegt die charakteristische Tragfähigkeit der Kerne auf Druck in Faserrichtung unterhalb der Tragfähigkeit auf Abscheren, was durch die Beobachtungen bei den Versuchen bestätigt werden kann. In Tab. 3.5 sind für verschiedene Holzgüten die normativen charakteristischen Tragfähigkeiten auf Druck $F_{K,c,0,k}$ und auf Abscheren $F_{K,v,k}$ sowie Versuchsergebnisse für die Tragfähigkeit einer Kerne (5%-Fraktilwert $F_{0,05}$ und Mittelwert F_{max}) zusammengefasst. Die rechnerischen Tragfähigkeiten $F_{K,c,0,k}$ und $F_{K,v,k}$ sind ebenfalls in Tab. 2.4 enthalten und werden nach Gl. (3.5) und Gl. (3.6) berechnet.

$$F_{K,c,0,k} = t_v \cdot b \cdot f_{c,0,k} \quad (3.5)$$

$$F_{K,v,k} = 8 \cdot t_v \cdot b \cdot f_{v,k} \quad (3.6)$$

b Vorhandene Breite [mm], hier 1000 mm

t_v Kerventiefe [mm]

$f_{c,0,k}$ Charakteristische Druckfestigkeit in Faserrichtung [N/mm²]

$f_{v,k}$ Charakteristische Schubfestigkeit [N/mm²]

Fett gedruckt ist immer derjenige Wert, der dem im Versuch beobachteten maßgebenden Versagensmodus entspricht. Im Fall von Michelfelder [22] kam es zum Abscheren, obwohl die Tragfähigkeit auf Druck für die Holzgüte C16 mit 340 kN deutlich geringer ist als die

Tragfähigkeit auf Abscheren.

Des Weiteren ist in Tab. 3.5 das Verhältnis $F_{K,c,0,k} / F_{K,v,k}$ angegeben. Ein Verhältnis kleiner als 1,0 steht für ein rechnerisch maßgebendes Druckversagen und ein Verhältnis größer als 1,0 steht für ein rechnerisch maßgebendes Abscheren. Bei einem Verhältnis von 1,0 können beide Versagensmodi gleichermaßen eintreten, da die rechnerische Tragfähigkeit in beiden Fällen gleich groß ist. Die Werte der Höchstlasten der verschiedenen Quellen ($F_{0,05}$ und F_{max}) sind auch in Tab. 2.3 enthalten. Die 5%-Fraktile wurden nach DIN EN 1990, D.7.2 [55] für eine Log-Normalverteilung (Variationskoeffizient „unbekannt“) berechnet. Die Schubspannung τ ist aus dem jeweiligen Mittelwert der Höchstlast F_{max} entsprechend Gl. (3.7) berechnet. Für Grosse [45] und Schönborn [20] werden keine Schubspannungen angegeben, da es bei diesen Versuchen nicht zu einem Abscheren des Vorholzes kam.

Tabelle 3.5: Tragfähigkeit einer Kerbe bezogen auf 1 m Breite für verschiedene Holzgüten

Bezug (Quelle)	Holzgüte	$F_{K,c,0,k}$ [kN/m]	$F_{K,v,k}$ [kN/m]	$F_{K,c,0,k} /$ $F_{K,v,k}$	$F_{0,05}$ [kN/m]	F_{max} [kN/m]	τ [N/mm ²]
Simon [16]	GL 28h	560	560	1,00	522	587	3,67
Michelfelder [22]	C16	340	512	0,66	287	379	2,37
Schönborn [20]	GL 24h	480	560	0,86	441	630	-
Grosse [45]	C24	420	640	0,66	531	600	-
Kuhlmann et al. [46]	GL 24h	480	560	0,86	475	550	3,44
Kuhlmann & Aldi [1]	GL 32h	1.280	1.120	1,14	909	1.197	3,74

In Abb. 3.20 sind die in Tab. 3.5 angegebenen Versuchsergebnisse $F_{0,05}$ in Zusammenhang mit dem rechnerischen Verhältnis $F_{K,c,0,k} / F_{K,v,k}$ abgebildet. Für die selbst durchgeführten Versuche (Kuhlmann et al. 2015) ist die rechnerische Einschätzung, dass ein Druckversagen für die gewählte Holzgüte maßgebend werden sollte, zutreffend. Bei den in Grosse erläuterten Versuchen wurden Brettstapelelemente der Güte C24 verwendet und es ergeben sich ähnliche Werte für die Höchstlast und auch für den Verschiebungsmodul, wie bei Schönborn und Kuhlmann et al. mit GL 24h. Für die Versuche von Simon und Kuhlmann & Aldi ist die rechnerische Vorhersage entsprechend der Festigkeitsklasse ebenfalls zutreffend.

Bezogen auf den Mittelwert der Tragfähigkeit einer Kerbe über alle Versuchskörper der Serien 1 bis 4 ergibt sich nach Gl. (3.7) eine gleichmäßig verteilte Schubspannung von 3,44 N/mm².

$$\tau = \frac{F_{max}}{b \cdot 8 \cdot t_v} = \frac{550.000 \text{ N}}{1.000 \text{ mm} \cdot 8 \cdot 20 \text{ mm}} = 3,44 \text{ N/mm}^2 \quad (3.7)$$

Da bei den selbst durchgeführten Versuchen nie ein Abscheren des Vorholzes eintrat, betrug die vorhandene Schubfestigkeit des Holzes mindestens 3,44 N/mm². Zum Vergleich sind in Tab. 3.5 die Schubfestigkeiten für die von Simon, Michelfelder und Kuhlmann & Aldi durchgeführten Versuche angegeben. Bei diesen drei zitierten Versuchsserien kam es zu einem Versagen durch Vorholzabscheren. Dieser Vergleich zeigt, dass bei den selbst durchgeführten Versuchen die Schubfestigkeit ebenfalls fast erreicht gewesen sein

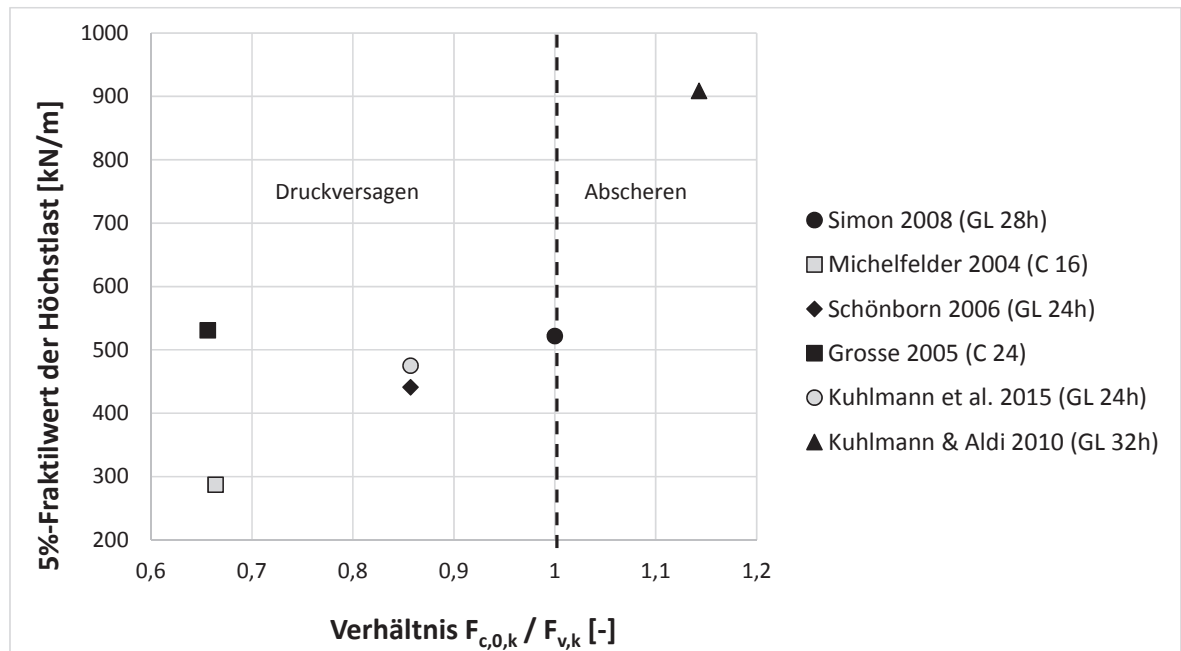


Abbildung 3.20: Schubkraft an der Kerne aus Versuchen bezogen auf den maßgebenden Versagensmodus nach Norm

könnte. Nach JCSS [56] lässt sich die Schubfestigkeit und die Druckfestigkeit über die vorhandene Biegefestigkeit mit Gl. (3.8) abschätzen. Aus den an Holzproben (dieselbe Sortierung wie das Holz der Push-Out Versuchskörper und der Trägerversuche) durchgeführten Biegeversuchen wurde für das verwendete Holz der Güte GL 24h eine mittlere Biegefestigkeit von $f_m = 38 \text{ N/mm}^2$ ermittelt (vgl. Anhang A). Darauf basierend ergibt sich nach [56] entsprechend Gl. (3.8) eine Schubfestigkeit von $3,67 \text{ N/mm}^2$, die nur geringfügig oberhalb der berechneten gleichmäßig verteilten Schubspannung von $3,44 \text{ N/mm}^2$ liegt.

$$f_{v,m} = 0,2 \cdot f_m^{0,8} = 0,2 \cdot (38 \text{ N/mm}^2)^{0,8} = 3,67 \text{ N/mm}^2 \quad (3.8)$$

$$f_{c,o,m} = 5 \cdot f_m^{0,45} = 5 \cdot (38 \text{ N/mm}^2)^{0,45} = 25,70 \text{ N/mm}^2 \quad (3.9)$$

f_m Mittlere Biegefestigkeit [N/mm^2] nach Anhang A

Die mittlere Druckfestigkeit in Faserrichtung beträgt nach JCSS [56] entsprechend Gl. (3.9) $25,7 \text{ N/mm}^2$. Basierend auf diesen Festigkeitswerten nach Gl. (3.8) und Gl. (3.9) wird die mittlere Tragfähigkeit einer einzelnen Kerne bezogen auf 1 m Breite für beide Versagensmodi, Druckversagen und Abscheren, berechnet. Die Tragfähigkeit für Holz auf Druck in Faserrichtung berechnet sich nach Gl. (3.10) und die Schubtragfähigkeit des Vorholzes nach Gl. (3.11). Als Bezugsgröße der Schubtragfähigkeit des Vorholzes wird nach DIN EN 1995-1-1 [14] die 8-fache Kerntiefe gewählt.

$$\begin{aligned} F_{K,c,0,m} &= t_v \cdot b \cdot f_{c,0,m} = 20 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 25,70 \text{ N/mm}^2 \cdot 10^{-3} \\ &= 514 \text{ kN} \end{aligned} \quad (3.10)$$

$$\begin{aligned}
 F_{K,v,m} &= 8 \cdot t_v \cdot b \cdot f_{v,m} = 8 \cdot 20 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 3,67 \text{ N/mm}^2 \cdot 10^{-3} & (3.11) \\
 &= 587 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b Vorhandene Breite [mm], hier 1000 mm

t_v Kerventiefe bzw. Einschnitttiefe [mm]

$f_{c,0,m}$ Mittlere Druckfestigkeit in Faserrichtung [N/mm²] nach Gl. (3.9)

$f_{v,m}$ Mittlere Schubfestigkeit [N/mm²] nach Gl. (3.8)

Dieser Vergleich der Tragfähigkeiten zeigt ebenfalls, dass für die vorhandenen Materialeigenschaften ein Druckversagen maßgebend ist.

Eine erhöhte Schubfestigkeit wird außerdem durch die **Anordnung der Lamellen** und der Jahrringe begünstigt. Bei der gewählten Hochkantanordnung der Lamellen der selbst durchgeführten Versuchen ist für die Betrachtung der Schubtragfähigkeit vorwiegend die Tangential- / Longitudinalrichtung relevant. Es geht demnach um die Tragfähigkeit in Längsrichtung der Ebene, deren Normale tangential zur Faserlängsrichtung verläuft und somit um eine theoretische Rissbildung in der Longitudinal- / Radialebene (LR-Ebene). Wie bereits in Kap. 2.3.2 erläutert, werden bei einer Hochkantbeanspruchung auf Abscheren bei einigen Lamellen in jedem Fall Spätholzbereiche durchtrennt, die eine höhere Dichte und eine höhere Festigkeit als Frühholzbereiche aufweisen.

Durch das Verkleben einzelner Brettschichtholz-Lamellen variiert allerdings die Ausrichtung der Jahrringe in jeder Lamelle. In Abb. 3.21 ist beispielhaft für einen der Trägerversuche die Jahrringanzordnung jeder Lamelle nachgezeichnet.

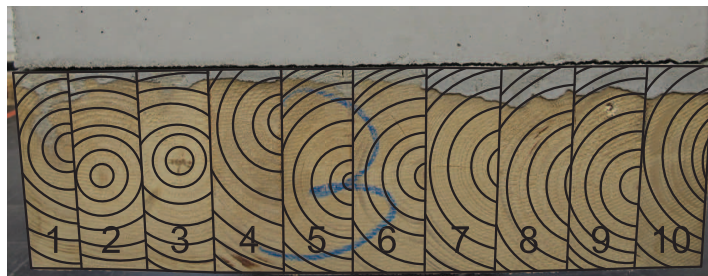


Abbildung 3.21: Anordnung der Brettschichtholz-Lamellen eines Trägerversuchs mit Darstellung der Jahrringe

Hier ist zu erkennen, dass für den überwiegenden Teil der Lamellen die LR-Ebene und die Schubfestigkeit $f_{v,TL}$ maßgebend ist. Je steiler der Winkel zwischen der Außenkante des Holzkörpers und den Jahrringen sind, umso eher liegt eine Schubbeanspruchung in der LR-Ebene vor. Die in Abb. 3.21 dargestellten Lamellen werden, bis auf die Lamellen 2 und 3, aus der Blattebene heraus alle in der LR-Ebene auf Schub beansprucht. Bei den Lamellen 2 und 3 liegt eher eine Beanspruchung in der LT-Ebene vor. In Abb. 3.22 ist zum Vergleich ein Abscheren in der LT-Ebene bei Flachkantanordnung der Lamellen

dargestellt. Hier verläuft der Riss überwiegend im Frühholz und die Schubfestigkeit $f_{v,RL}$ ist maßgebend.

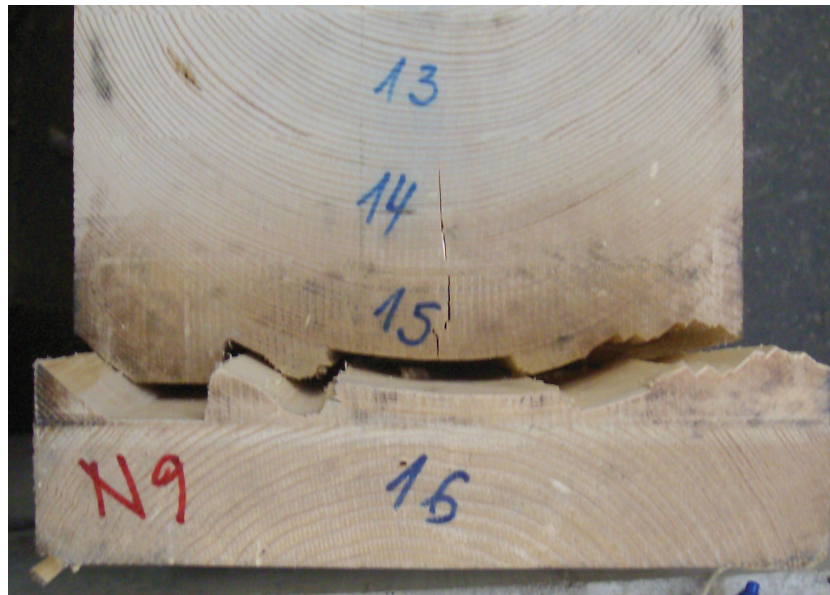


Abbildung 3.22: Schubriss der LT-Ebene aus Kuhlmann & Aldi [1]

3.3 Schub- und Biegeträgerversuche

3.3.1 Allgemeines zu den Versuchsserien und der Geometrie

Es wurden insgesamt neun Versuche an 4 m langen Schubträgern und neun Versuche an 6 m langen Biegeträgern durchgeführt. Je Länge gab es drei verschiedene Versuchsserien, bei denen ausschließlich die Position der Tellerkopfschrauben variiert wurde. Es wurden keine Folien zwischen Holz und Beton angeordnet. In Abb. 3.23 ist die Geometrie eines Schubträgers mit zwei Kerfen der Versuchsserie 10 dargestellt. Die lichte Weite eines Trägers zwischen den jeweils 100 mm breiten Auflagern betrug 3,8 m. In Abb. 3.27 ist der entsprechende Versuchsaufbau dargestellt. Das Ziel der Prüfung der kurzen Schubträger mit nur einer Kerfe je Trägerhälfte war es, das Tragverhalten einer einzelnen Kerfe im Träger, ohne lastverteilende Effekte zwischen mehreren hintereinander liegenden Kerfen, untersuchen zu können. Es war angestrebt, bei diesen verhältnismäßig kurzen Trägern ein Versagen an den Kerfen und kein Biegeversagen des Trägers zu erreichen. Zwar war während der Versuchsdurchführung eine Messung der Schubkräfte an den Kerfen nicht möglich, aber die Kraft an einer Kerfe ist proportional zur vertikal aufgebrachtten Maschinenlast.

Durch die 6 m langen Biegeträger mit drei Kerfen je Trägerhälfte, die einen Ausschnitt aus einem Holz-Beton-Verbundtragwerk darstellen, sollten die Erkenntnisse aus den Push-Out- und Schubträgerversuchen erweitert werden. Abb. 3.24 zeigt die Geometrie eines Biegeträgers mit sechs Kerfen der Versuchsserie 11. Die lichte Weite eines Trägers zwischen den Auflagern betrug in diesem Fall 5,8 m. In Abb. 3.28 ist der entsprechende Versuchsaufbau dargestellt.

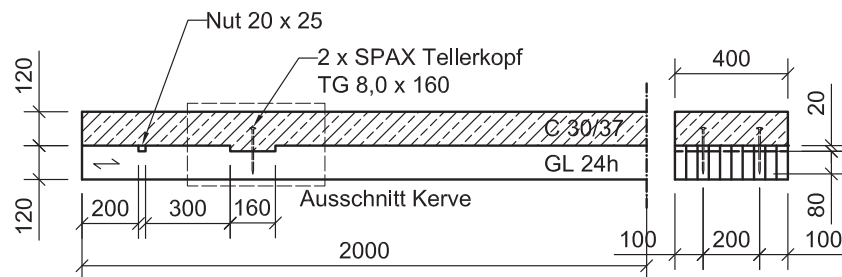


Abbildung 3.23: Hälfte eines Schubträgers und Querschnitt der Versuchsserie 10, Maße in mm

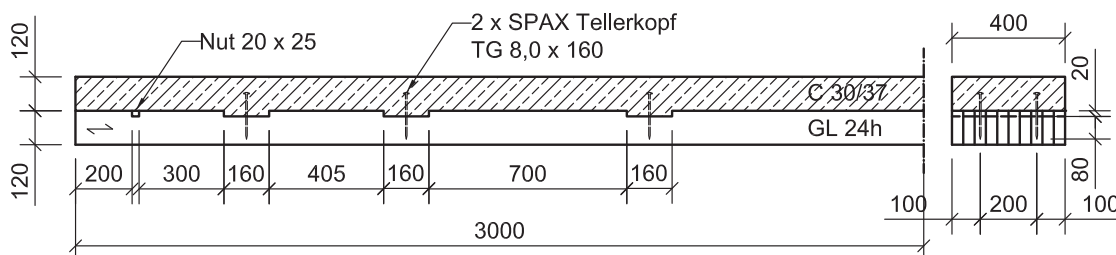


Abbildung 3.24: Hälfte eines Biegeträgers und Querschnitt der Versuchsserie 11, Maße in mm

In Tab. 3.6 sind alle Serien der Trägerversuche zusammengefasst. Die erste Ziffer der Serienbezeichnung bezieht sich auf die entsprechende Push-Out Versuchsserie in Tab. 3.1. Die Kervengeometrie und die Position der Schrauben, sofern welche vorhanden waren, entsprachen der jeweiligen Push-Out Serie. Eine Ausnahme stellt die Schubträgerserie 50 dar. Hier wurde, wie bei allen Trägerversuchen, eine Kervlänge von $l_K = 160$ mm gewählt, da sich aus den Push-Out Versuchen keine Vorteile einer 200 mm langen Kerbe ergaben. Bei Schubträgerserie 50 wurden Verstärkungsschrauben vor den druckbeanspruchten Kervenflanken (den Auflagern zugewandte Seiten) vorgesehen. Die zweite Ziffer der Serienbezeichnung zeigt, ob es sich um einen Schub- oder einen Biegeträger handelt. Ziffer „0“ kennzeichnet einen Schubträger und die Ziffern „1“ oder „2“ einen Biegeträger. Die Versuchsserie 12 stellt eine Besonderheit dar, da für diese Schraubenanordnung (hinter den Kerven, auf den den Auflagern abgewandten Seiten, vgl. Abb. 3.26(a)) keine Push-Out Versuche durchgeführt wurden. Alle anderen Parameter entsprechen der Serie 11 und es wird davon ausgegangen, dass das Tragverhalten der Kerbe trotz der veränderten Schraubenposition der Push-Out Serie 1 entspricht. Das Ziel der Serie 12 war es, zu untersuchen, ob durch diese Anordnung der Schrauben im Vergleich zu Serie 11 das Abheben zwischen Holz und Beton im Träger effektiver verhindert werden kann.

Tabelle 3.6: Überblick über die Träger-Versuchsserien

Serie	Anzahl Versuche	Trägerlänge [m]	Schrauben
10	3	4,0	X
40	3	4,0	-
50	3	4,0	X*
11	3	6,0	X
12	3	6,0	X
41	3	6,0	-

* Vorholzverstärkung

In Anhang A sind Materialkennwerte für das Holz zu finden und für den Beton sind Materialkennwerte in Anhang B zusammengestellt. Die Betonplatten und die Brettstapelelemente waren jeweils 120 mm hoch. Die Breite eines Trägers betrug 400 mm, was genau der doppelten Breite eines Push-Out Versuchskörpers entsprach, und es wurde dieselbe Breite für Holz- und Betonkomponenten gewählt (vgl. Abb. 3.23 und Abb. 3.24). Die zehn jeweils 40 mm breiten Lamellen wurden hochkant angeordnet. Alle Kerven hatten eine Kerventiefe $t_v = 20$ mm und eine Kervlänge $l_K = 160$ mm. Die Vorholzlänge l_v für die maßgebende erste Kerbe in Längsrichtung betrug einheitlich 300 mm. Durch eine 20 mm tiefe und 25 mm breite Nut (vgl. Abb. 3.23 und Abb. 3.24) wurde sichergestellt, dass Querdruckspannungen, die durch die Auflagerung entstehen, das Tragverhalten im Vorholz nicht beeinflussen. Diese Querdruckspannungen hätten zu einer Erhöhung der Längsschubtragfähigkeit führen und ein Versagen durch Abscheren des Vorholzbereiches verhindern können. Die Nut wurde vor dem Betonieren abgeklebt, sodass kein Beton eindringen konnte.

Die Betonplatten wurden mit einer unten liegenden Längs- und Querbewehrung verse-

hen. Die Betondeckung der Längsbewehrung betrug 20 mm. Als Längsbewehrung wurden drei Stäbe mit einem Durchmesser von 8 mm (Abstand 150 mm in Querrichtung) und als Querbewehrung wurden Stäbe mit einem Durchmesser von 6 mm (Abstand 250 mm in Längsrichtung) verwendet.

In Abb. 3.25 und Abb. 3.26 sind Detailzeichnungen der Kerfen der einzelnen Versuchsserien entsprechend dem in Abb. 3.23 gekennzeichneten Ausschnitt abgebildet. Abb. 3.25(b) zeigt die Kerfe der Versuchsserien 40 und 41 ohne Schrauben. Bei vier Versuchsserien kamen zusätzlich zu den Kerfen selbstbohrende SPAX® Tellerkopfschrauben 8,0 x 160 mit Teilgewinde nach Allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung Z-9.1-449 [84] zum Einsatz. Es wurden in Trägerquerrichtung immer zwei Schrauben im Abstand von 200 mm zueinander eingedreht. Die Einbindetiefe der Schrauben im Holz betrug 80 mm. Bei den Serien 10 und 11 wurden Tellerkopfschrauben in Kerfenmitte angeordnet (vgl. Abb. 3.25(a)). Die Schrauben der Serie 12, die in Abb. 3.26(a) dargestellt ist, wurden hinter den Kerfen im Abstand von 40 mm zur unbeanspruchten Kerfenflanke platziert. Bei Versuchsserie 50 (Vorholzverstärkung) wurden zusätzlich zu zwei Tellerkopfschrauben 8,0 x 160 mit Teilgewinde, die in den Beton hineinragten, insgesamt sechs Tellerkopfschrauben 8,0 x 100 mit Vollgewinde, deren Kopf bündig mit der Oberkante des Holzelements abschloss, eingedreht. Der Abstand der Schrauben zueinander in Querrichtung betrug 50 mm und der Abstand zur beanspruchten Kerfenflanke in Längsrichtung betrug 30 mm (vgl. Abb. 3.26(b)).

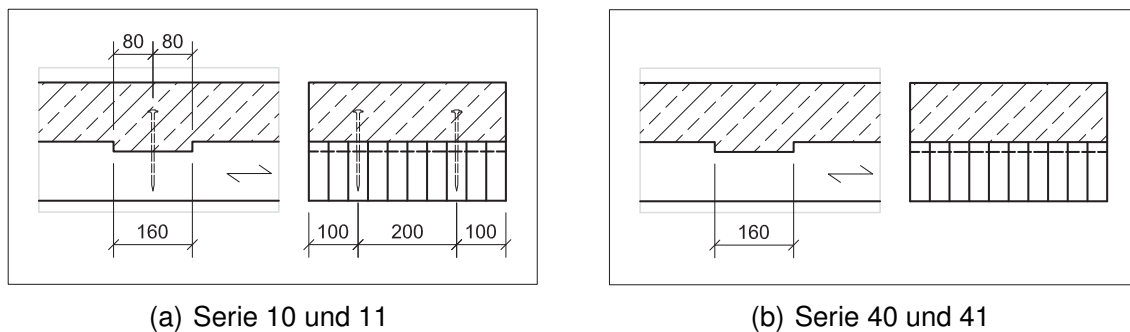


Abbildung 3.25: Details der Kerfen der Versuchsserien 10, 11, 40 und 41, Maße in mm

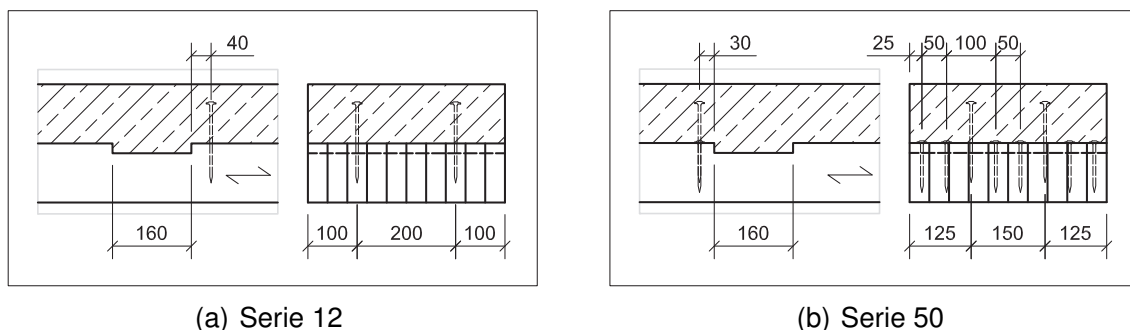


Abbildung 3.26: Details der Kerfen der Versuchsserien 12 und 50, Maße in mm

3.3.2 Versuchsaufbau, Messtechnik und Versuchsablauf

Die Bezeichnungen der Kerfen und Auflager sowie die Positionen der Lasteinleitung können Abb. 3.27 und Abb. 3.28 entnommen werden. Das Eigengewicht eines Trägers betrug 1,3 kN/m. Alle Trägerversuche (bis auf Versuchskörper 40.1) wurden als 4-Punkt-Biegeversuche (2-Punkt-Belastung) getestet. Der Verlauf des Biegemoments unter einer Belastung durch zwei Einzellasten entspricht annähernd dem praxisrelevanten Fall einer gleichmäßig verteilten Streckenlast. Ein Vorteil dieser Belastung liegt außerdem darin, dass zwischen den Einzellasten keine Querkräfte auftreten. Die Lasteinleitung erfolgte, in Anlehnung an den in DIN EN 1994-1-1, B.3.2 [85] empfohlenen Versuchsaufbau für Verbunddecken, jeweils in den Viertelpunkten der Spannweite. Hierbei wurde ein Stahlträger (Eigengewicht 2 kN) genutzt, um die Last auf zwei Rollen, die auf Stahlplatten gelagert waren, zu verteilen (vgl. Abb. 3.31). Unter den 100 mm breiten Lasteinleitungsplatten wurden 10 mm dicke Elastomerstreifen eingelegt. Auf dem Nutentisch wurden für die Trägerversuche zwei Rollenlager befestigt. Die Rollen dieser Auflager waren horizontal verschieblich. Auf den Rollen wurden jeweils 100 mm breite Stahlplatten aufgelegt, auf die die Holz-Beton-Verbundträger anschließend aufgesetzt wurden. Nach dem Auflegen wurden die Träger in Feldmitte von unten gestützt, sodass zunächst keine Durchbiegung vorhanden war. Nach dem Entfernen der Unterstützung wurde die Durchbiegung in Feldmitte unter Eigengewicht und dem Gewicht des Lasteinleitungsträgers für einige Träger aufgezeichnet. Für die Schubträger ergab sich dabei eine Durchbiegung von ca. 0,4 mm vor Belastungsbeginn. Bei den Biegeträgern wurden Anfangsdurchbiegungen zwischen 3 mm und 11 mm gemessen.

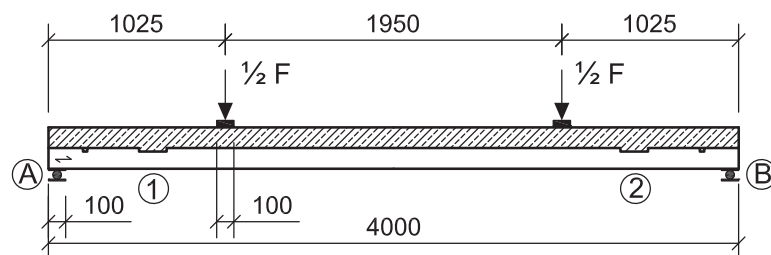


Abbildung 3.27: Versuchsaufbau eines Schubträgers mit Bezeichnungen, Maße in mm

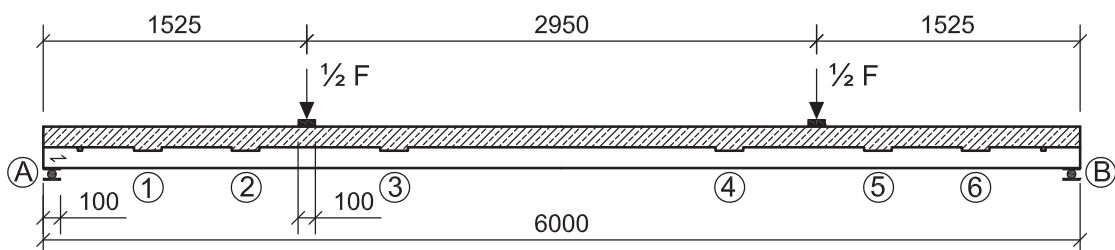


Abbildung 3.28: Versuchsaufbau eines Biegeträgers mit Bezeichnungen, Maße in mm

Zur Bestimmung des Last-Verformungsverhaltens wurden wie bei den Push-Out Versuchen potentiometrische Wegaufnehmer verwendet. Die Wegaufnehmer an den Vorderseiten sind für einen 4 m langen Schubträger in Abb. 3.29 und für einen 6 m langen Biegeträger in Abb. 3.30 dargestellt. Die Messung der absoluten Relativverschiebungen zwischen Holz und Beton an den Trägerenden an den Auflagern A und B erfolgte über jeweils einen Wegaufnehmer, der in der Mitte des Querschnitts angeordnet war. Die Wegaufnehmer an den Kernen und in Feldmitte der Vorderseiten wurden in gleicher Weise auch an den Rückseiten angebracht. Bei der Bezeichnung der Wegaufnehmer an den Kernen wurde die Vorderseite mit A und die Rückseite mit a gekennzeichnet. Die eingesetzten Wegaufnehmer können wie folgt zusammengefasst werden:

- Messung der Relativverschiebung in Längsrichtung zwischen Holz und Beton an der jeweiligen Kerne (z.B. Kerne 1: 1A und 1a)
- Messung der absoluten Relativverschiebung in Längsrichtung zwischen Holz und Beton an den Trägerenden (ALV und BLV)
- Messung der Durchbiegung in Feldmitte zwischen Unterkante Holzelement und Nutentisch (FMLu und FMRu)

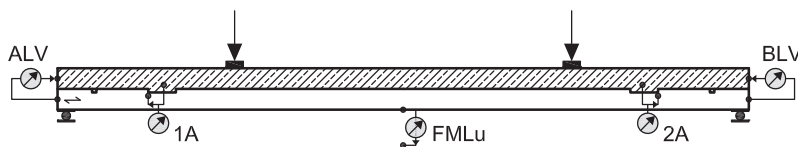


Abbildung 3.29: Messstellenanordnung eines Schubträgers

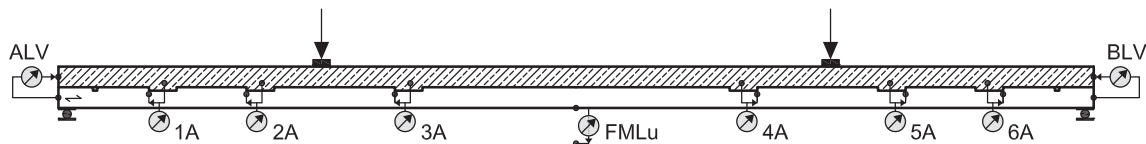


Abbildung 3.30: Messstellenanordnung eines Biegeträgers

Die statische Beanspruchung wurde mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 3 mm/min zunächst bis auf 40 % der geschätzten Höchstlast gesteigert. Anschließend wurde mit einer Geschwindigkeit von 14 mm/min bis auf 10 % der geschätzten Höchstlast entlastet und dann wieder auf 40 % der geschätzten Höchstlast belastet. Diese Schleife wurde drei Mal wiederholt, um Schlupf an den Kernen zu reduzieren und um Setzungen des Gesamtsystems vorwegzunehmen. Anschließend wurde die Belastung wieder mit 3 mm/min bis zum Versagen stetig gesteigert.

Der Schubträger 40.1 war der erste Versuch und wurde als 3-Punkt-Biegeträger (eine Lasteinleitungsstelle in Feldmitte) getestet. Da dieser Versuchsaufbau zu einem schnellen Biegezugversagen im Holz führte, obwohl eigentlich ein Schubversagen beabsichtigt war, wurden die anschließend durchgeführten Versuche als 4-Punkt-Biegeträger ausgeführt. Dadurch verlief die Schädigung der Kernen langsamer und konnte besser dokumentiert

werden. Auch das Biegezugversagen trat entsprechend verzögert ein. Für den ersten Schubträger, der als 4-Punkt-Biegeversuch getestet wurde, 50.1, wurde die Höchstlast entsprechend dem zuvor durchgeführten Versuch sehr konservativ zu 80 kN abgeschätzt. Da die tatsächliche Höchstlast fast doppelt so hoch war, wurde die geschätzte Höchstlast bei allen weiteren Schubträgerversuchen auf 150 kN angepasst. Für den ersten Biegeträgerversuch 12.2 wurde die Höchstlast ebenfalls mit 150 kN abgeschätzt. Dieser Wert wurde bei allen darauf folgenden Versuchen auf 120 kN angepasst.

3.3.3 Ausgewählte Beobachtungen und Ergebnisse der Schubträger

Abb. 3.31 zeigt einen Schubträger während der Versuchsdurchführung als 4-Punkt-Biegeversuch. Die während der Belastung aufgezeichnete Durchbiegung (als Mittelwert der Wegaufnehmer FMLu und FMRu gemäß Abb. 3.29) ist für die einzelnen Träger der verschiedenen Versuchsserien in Abb. 3.32(a), Abb. 3.32(b) und Abb. 3.33 dargestellt.

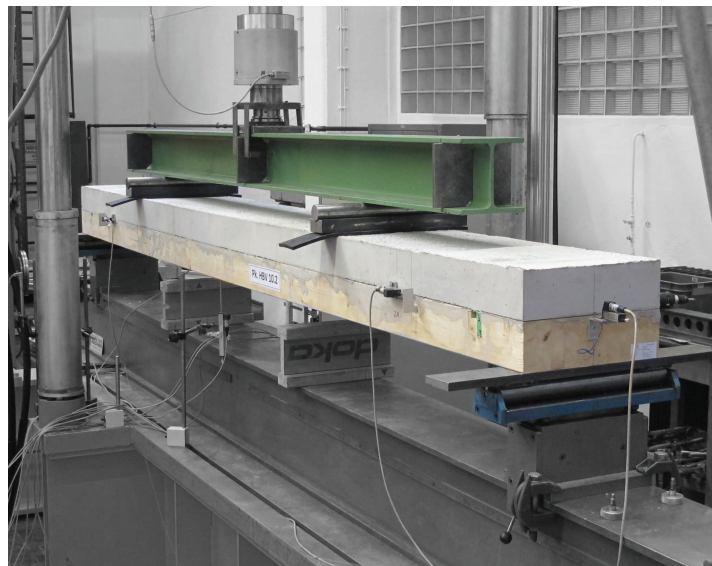


Abbildung 3.31: Versuchsaufbau eines 4 m langen Schubträgers mit zwei Kernen

Bei diesen Diagrammen ist auf der y -Achse die Maschinenkraft insgesamt aufgetragen, die im Versuch auf zwei Lasteinleitungsstellen verteilt war. Die Anfangsdurchbiegung unter Eigengewicht von ca. 0,4 mm ist in diesen Messwerten nicht enthalten. Träger 40.1, der als 3-Punkt-Biegeversuch durchgeführt wurde, stellt eine Ausnahme dar. Hier entspricht die Maschinenkraft der Beanspruchung in Trägermitte. Wie in Abb. 3.32(b) zu sehen ist, wurde bei diesem Versuch eine deutlich geringere Höchstlast als bei den 4-Punkt-Biegeversuchen erzielt. Für die Berechnung des Mittelwerts der Serie 40 wurden die Messwerte des Trägers 40.1 nicht berücksichtigt. Ein Vergleich der Mittelwerte der Durchbiegungen der einzelnen Versuchsserien in Abb. 3.34 zeigt keine relevanten Unterschiede hinsichtlich des globalen Tragverhaltens. Bis zu einer Belastung von insgesamt ca. 80 kN (40 kN je Lasteinleitungsstelle) ist die Biegesteifigkeit der Träger annähernd konstant bevor eine deutliche Verringerung der Steifigkeit eintritt. Bis zum Erreichen der

Höchstlast ist eine kontinuierliche Laststeigerung zu beobachten und es ist kein „Fließplateau“ zu erkennen.

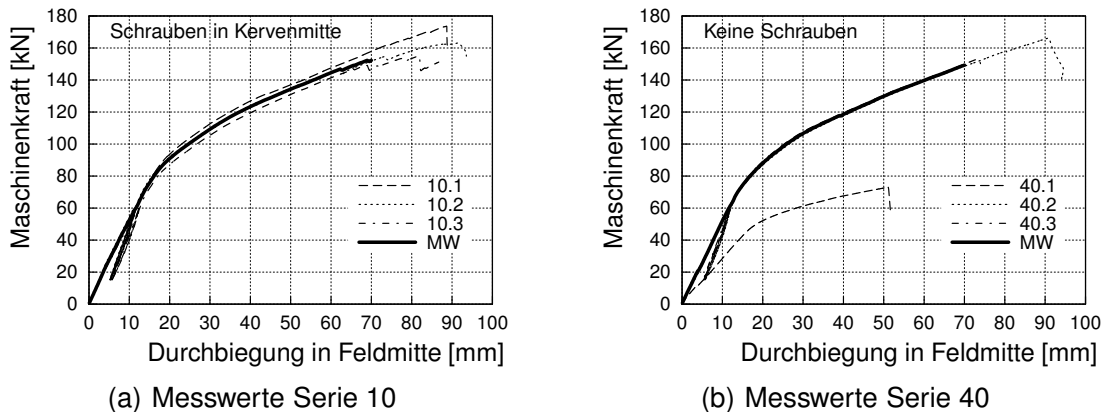


Abbildung 3.32: Last-Durchbiegungskurven Träger Serie 10 und Serie 40 inkl. Mittelwerte der Serien

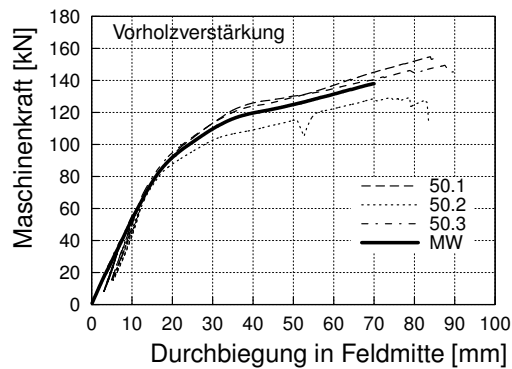


Abbildung 3.33: Last-Durchbiegungskurven Träger Serie 50 inkl. Mittelwert

In Tab. 3.7 ist für jeden Träger unter anderem die erreichte Höchstlast F_{\max} und die bei dieser Last gemessene Durchbiegung w dokumentiert. Alle Werte beziehen sich auf die tatsächliche Trägerbreite von 400 mm. Auch bei der Betrachtung dieser Kenngrößen sind keine Unterschiede zwischen den Serien erkennbar. Außerdem ist in Tab. 3.7 für jeden Träger dokumentiert, bei welcher Laststufe F und welcher Durchbiegung w eine Veränderung der Steifigkeit einsetzte und wie groß die mittlere Verschiebung an einer Kerne bei dieser Laststufe war.

Abb. 3.35(a), Abb. 3.35(b) und Abb. 3.36(a) zeigen je Träger die Last-Verschiebungskurven der Kernen. Hierbei ist auf der x-Achse die Relativverschiebung zwischen Holz und Beton an einer Kerne und auf der y-Achse die vertikal aufgebrachte Kraft einer Lasteinleitungsstelle (halbe Maschinenkraft) dargestellt. Die auf der y-Achse aufgetragene Last entspricht nicht der Schubkraft an der Kerne und ein direkter Vergleich mit Last-Verschiebungskurven aus den Push-Out Versuchen ist nicht möglich. Aber das Biegemoment im Träger, das in direktem Zusammenhang mit der Schubkraft an einer Kerne steht, ist proportional zu der vertikal aufgebrachten Last. Somit sind die Verläufe der halben Maschinenkraft und der Schubkraft an der Kerne, über die Relativverschiebung an der Kerne

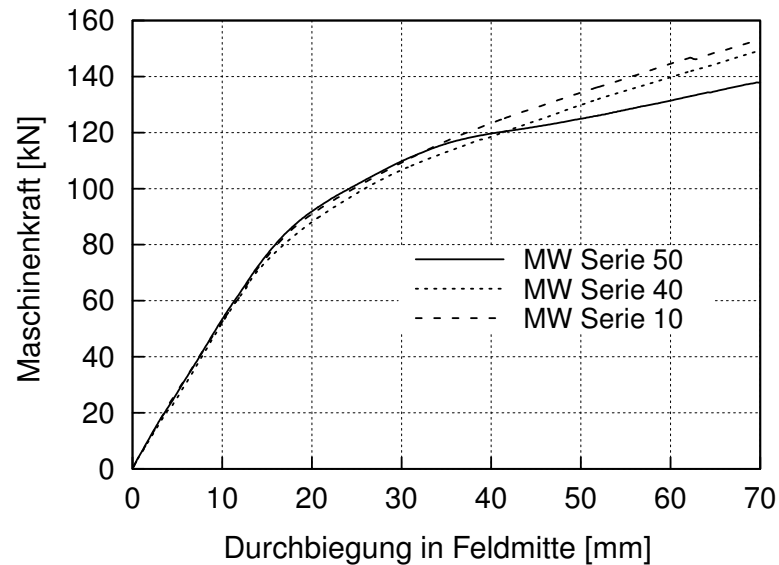


Abbildung 3.34: Last-Durchbiegungskurven Mittelwerte der Träger Serie 10, 40 und 50

Tabelle 3.7: Ergebnisse aus den Schubträgerversuchen (F = Pressenkraft)

Träger	F_{\max} [kN]	w bei F_{\max} [mm]	v an Kerwen bei F_{\max}		Abfall der Steifigkeit		
			v_1 [mm]	v_2 [mm]	F [kN]	w [mm]	v_{Kerwe} [mm]
10.1	174	89	4,7	10,5	85	17	0,5
10.2	163	92	8,6	6,1	80	15	0,5
10.3	155	82	5,1	8,1	75	16	0,5
40.1*	73	51	3,4	3,3	48	17	0,5
40.2	166	91	3,8	11,9	70	14	0,5
40.3	153	74	3,0	9,2	79	16	0,6
50.1	155	84	11,9	3,5	85	17	0,6
50.2	129	74	2,0	11,3	80	17	0,5
50.3	149	87	13,1	2,9	87	17	0,6

* 3-Punkt-Biegeversuch

aufgetragen, qualitativ gleich. Des Weiteren kann ein Zusammenhang zwischen der Verschiebung an einer Kerwe und der in Trägermitte gemessenen Durchbiegung bei den einzelnen Laststufen hergestellt werden.

Für jeden Träger der Serien 10 und 40 ist jeweils der Mittelwert von vier Wegaufnehmern (an Kerwe 1 oder Kerwe 2 jeweils Vorder- und Rückseite) aufgetragen. In Tab. 3.7 ist für jede Kerwe des Trägers die Verschiebung beim Erreichen der Höchstlast dokumentiert. Die Verläufe der Serie 10 in Abb. 3.35(a) und der Serie 40 (mit Ausnahme des Trägers 40.1) in Abb. 3.35(b) sind fast identisch. Bei Serie 50 in Abb. 3.36(a) zeigt sich ab ca. 50 bis 60 kN halbe Maschinenkraft und ca. 2 mm Verschiebung ein flacherer Verlauf. Bei Serie 50 in Abb. 3.36(a) wurde allerdings für jeden Träger die Last-Verschiebungskurve nur einer Kerwe und nicht der Mittelwert beider Kerwen dargestellt. Für Träger 50.1 ist die Kurve der Kerwe 1, für Träger 50.2 Kerwe 2 und für Träger 50.3 Kerwe 1 ausgewählt. Wie in Abb. 3.36(b) für Träger 50.1 zu erkennen ist, waren die gemessenen Verschiebungen an

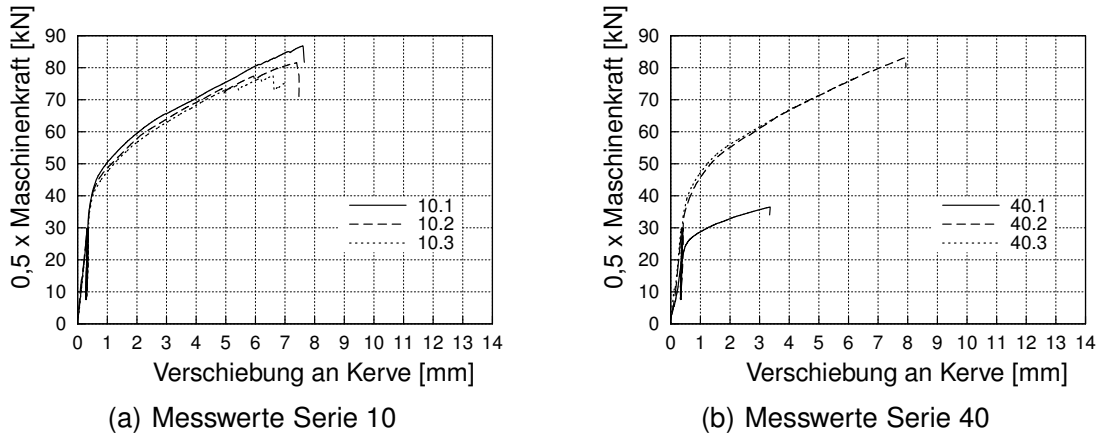


Abbildung 3.35: Last-Verschiebungskurven der Kerven Träger Serie 10 und Serie 40 (Verschiebung entspricht dem Mittelwert von Kerne 1 und Kerne 2)

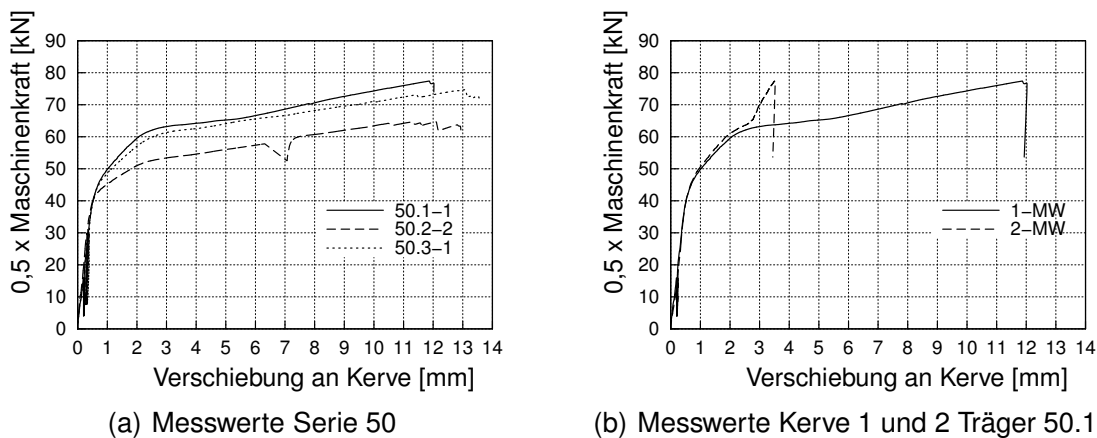


Abbildung 3.36: Last-Verschiebungskurven der Kerven Träger Serie 50

den beiden Kerven im linearen Bereich annähernd identisch, aber ab einem bestimmten Punkt sehr unterschiedlich. Bei Träger 50.1 traten beispielsweise ab einer Verschiebung von ca. 3 mm und einer Laststufe von ca. 65 kN halbe Maschinenkraft an Kerne 2 kaum noch größere Verschiebungen auf. Entweder kam es zu einer ungleichmäßigen Beanspruchung des Trägers, die eine höhere Belastung der Kerne 1 zur Folge hatte oder die Druckfestigkeit in Faserrichtung an Kerne 2 war höher als an Kerne 1. Derselbe Effekt konnte auch bei den Trägern 50.2 und 50.3 beobachtet werden.

In Abb. 3.37 sind die Mittelwerte der Serien 10, 40 und 50 dargestellt. Anhand dieser Verläufe ist ebenfalls kein Einfluss der Schrauben auf das Tragverhalten erkennbar. Vor allem im linear-elastischen Bereich sind die Steigungen der Kurven identisch. Die Verschiebungen an den Kerven der Serie 50 sind ab einer Belastung von ca. 65 kN halbe Maschinenkraft größer als bei den anderen Serien, da hier auch nur der Mittelwert der drei maximal beanspruchten Kerven dargestellt ist.

Hinsichtlich der lokalen Schädigung der Kerne sowie des globalen Versagens des Schubträgers konnten keine sichtbaren Unterschiede zwischen den Serien festgestellt werden. Auch bei Serie 40, die komplett ohne Schrauben als Abhebesicherung ausgeführt wurde, kam es nicht zu einem Abheben von Holz und Beton. Bei allen Trägern konnten die Kerven aktiviert werden und es fand zunächst ein Versagen der Kerven statt, bevor die Tragfähig-

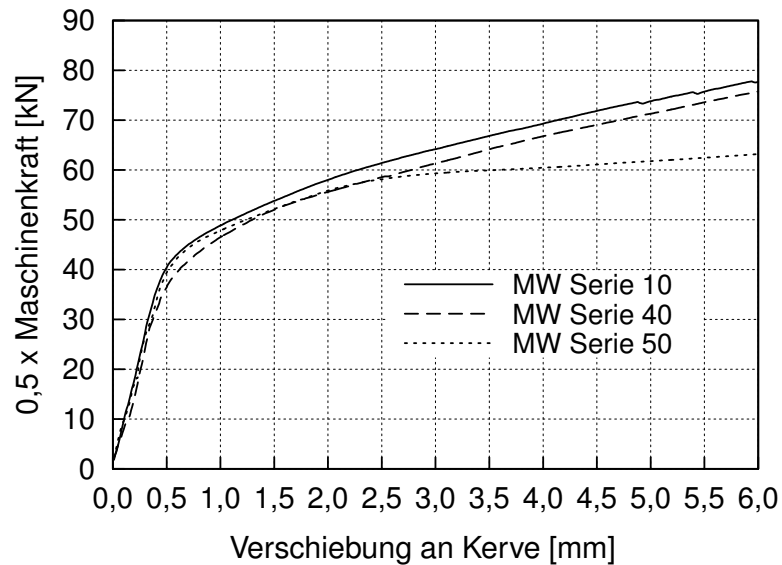
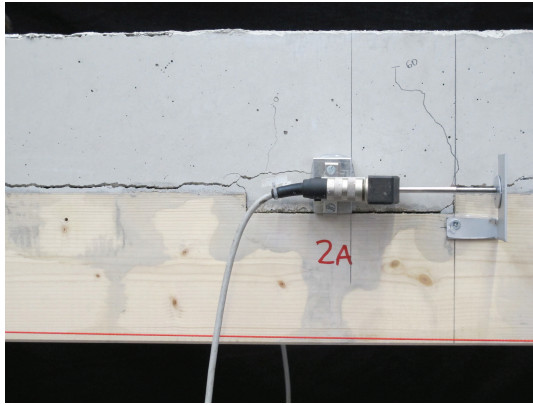


Abbildung 3.37: Last-Verschiebungskurven der Kernen (Mittelwerte der Träger Serie 10, 40 und 50)

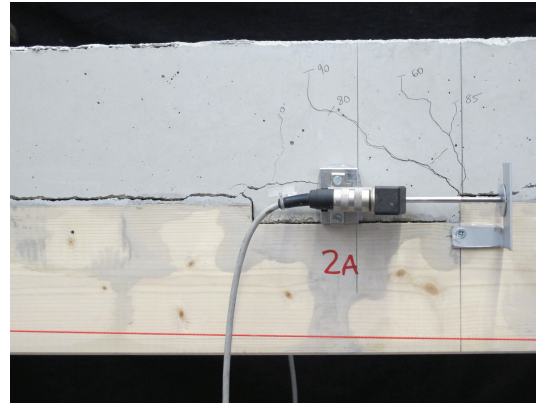
keit der Verbundträger letztendlich durch ein Biegezugversagen im Holz begrenzt wurde. An den Kernen wurde die Betonnocke in das Holz hinein geschoben. Dadurch wurde das Holz in Faserrichtung gestaucht. Infolge der zunehmenden Druckspannung auf den Beton entstanden Risse. In Abb. 3.38(a) bis Abb. 3.39(b) ist die Rissbildung im Beton an der Kerbe 2 des Trägers 10.3 für verschiedene Lastschritte dargestellt. Diese Rissentstehung war bei allen Kernen sehr ähnlich und es konnte bei den Trägern der Serien 10 und 40 generell immer eine gleichmäßige Rissentwicklung gleichzeitig an beiden Kernen eines Trägers beobachtet werden. Bei den Trägern der Serie 50 entsprach die Rissbildung im Beton an den Kernen mit den größeren Verschiebungen ebenfalls der der Serien 10 und 40. An der jeweils anderen Kerbe zeigten sich kleinere Risse und ein steiler Rissverlauf ohne Abflachen.

Oftmals waren vor Versuchsbeginn (Laststufe 0 kN) Schwindrisse an den Kernen und auch entlang der Unterkante der Betonplatte zu erkennen (vgl. Abb. 3.38(a)). Es ist aber davon auszugehen, dass diese Schwindrisse nur oberflächlich vorhanden waren und das Tragverhalten nicht beeinträchtigt haben. In Abb. 3.38(a) ist bei einer Laststufe von ca. 60 kN Maschinenkraft der erste deutlich sichtbare Riss markiert. Dieser Riss steigt, in Verlängerung der druckbeanspruchten Kervenflanke, fast vertikal nach oben hin an. Bei fast allen Kernen konnte ein zunächst derart steiler Rissverlauf beobachtet werden. Nach weiterer Laststeigerung verzweigten sich die entstandenen Risse zunehmend und teilweise bildeten sich auch neue Risse unter einem flacheren Winkel (vgl. Abb. 3.38(b) für Laststufen zwischen 80 und 90 kN). Anschließend wuchsen die entstandenen Risse weiter an, die Rissbreiten vergrößerten sich teilweise oder es kam zu einer weiteren Verzweigung der Risse (vgl. Abb. 3.39(a) und Abb. 3.39(b)). Nach einem zunächst recht steilen bzw. schrägen Rissverlauf konnte beobachtet werden, dass die Risse anschließend deutlich flacher und fast horizontal verliefen (vgl. Abb. 3.41(a)). Eine Beeinflussung des Rissverlaufs durch die Position der Schrauben war nicht erkennbar.

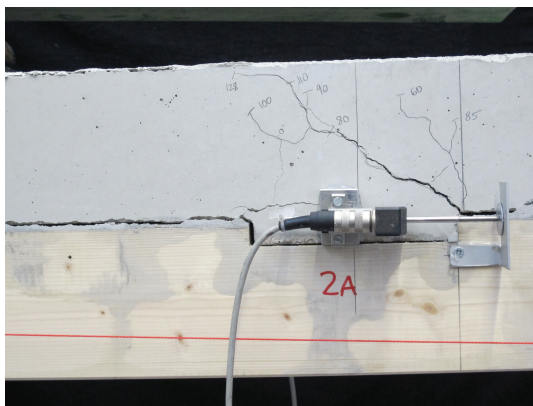
Abb. 3.40(a) zeigt den Endzustand im Vorholzbereich der Kerbe 2 des Trägers 10.3. Hier



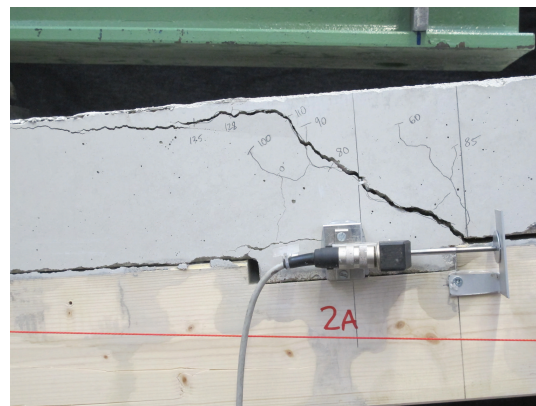
(a) Laststufe 1 (60 kN)



(b) Laststufe 2 (90 kN)

Abbildung 3.38: Rissbildung im Beton an Kerbe 2 des Trägers 10.3 (Laststufen 1 und 2)

(a) Laststufe 3 (130 kN)



(b) Laststufe 4 (150 kN)

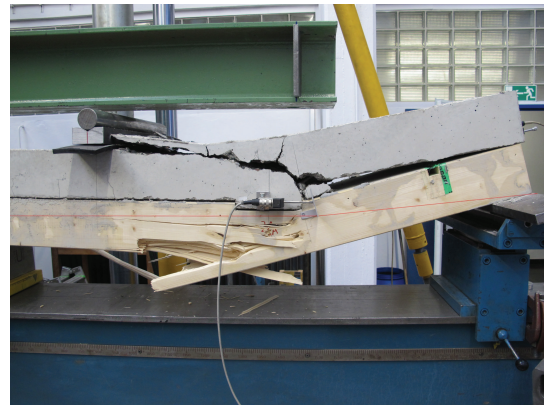
Abbildung 3.39: Rissbildung im Beton an Kerbe 2 des Trägers 10.3 (Laststufen 3 und 4)

ist deutlich die Stauchung der Fasern, wie sie auch bei den Push-Out Versuchskörpern eintrat, zu erkennen. Erst nach Überschreitung der Druckfestigkeit in Faserrichtung im Holz und einem deutlich Riss im Beton an den Kernen kam es zu einem Biegezugversagen im Holz. Ein Biegezugversagen trat immer an einer Kerbe (vgl. Abb. 3.40(b)) oder in der Nähe der Trägermitte an einer Keilzinkenverbindung im Holz auf.

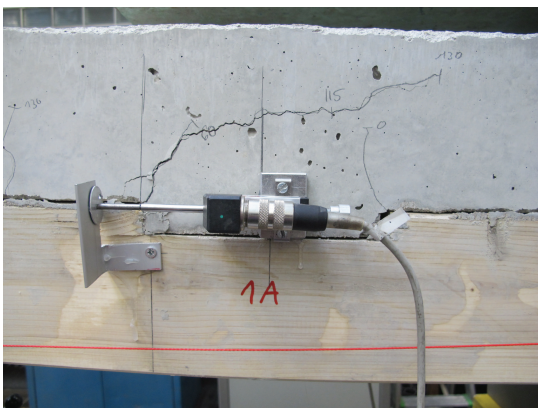
In Abb. 3.41 ist das Versagen der Kerbe 1 des Trägers 50.3 im Beton und im Holz dargestellt. Die Stauchung im Holz und das Einhängen der Fasern ist in Abb. 3.41(b) deutlich zu erkennen. Dennoch konnte bei Serie 50 keine Laststeigerung im Vergleich zu den anderen Schubträgerserien erzielt werden. Die gemessenen Verschiebungen an den Kernen und die Durchbiegung in Trägermitte waren nicht geringer als bei den anderen Serien.



(a) Stauchung im Holz Kerbe 2 Träger 10.3



(b) Biegezugversagen Träger 10.1

Abbildung 3.40: Versagenszustände an Trägern der Serie 10

(a) Rissbild im Beton



(b) Stauchung im Holz

Abbildung 3.41: Schädigungen an Kerbe 1 des Trägers 50.3

3.3.4 Bewertung der Ergebnisse der Schubträger

Das Versagen an der Kerbe in Zusammenhang mit der Durchbiegung des Trägers und Ergebnissen aus den Push-Out Versuchen:

Es zeigte sich bei den Schubträgerversuchen im Holz das gleiche Versagen der Kerben wie bei den Push-Out Versuchen. Am Ende der Versuchsdurchführung konnte bei mindestens einer der zwei Kerben im Träger eine sichtbare Stauchung in Faserrichtung festgestellt werden. Nach dem Erreichen der Druckfestigkeit in Faserrichtung kam es also auch bei den Trägern zu plastischen Verformungen im Holz. In keinem Fall konnte ein Abscheren des Vorholzes beobachtet werden. Die gemessenen Verschiebungen an den einzelnen Kerben bei Erreichen der vertikalen Höchstlast lagen zwischen 2,0 und 13,1 mm. Bei den Push-Out Versuchen zeigte sich, dass bereits bei Verschiebungen an den Kerben von ca. 1 mm die Tragfähigkeit erreicht und keine nennenswerte Laststeigerung mehr möglich war. Anhand des Vergleichs der gemessenen Verschiebungen aus Push-Out- und Trägerversuchen kann die Schlussfolgerung gezogen werden, dass auch bei den Schubträgern die Tragfähigkeit der Kerben erreicht wurde.

Nach dem Erreichen von ca. 0,5 mm Verschiebung an den Kerven der Träger war eine deutliche Verringerung der Steifigkeit zu beobachten. Diese Verschiebung trat bei Laststufen zwischen 70 und 87 kN Maschinenkraft und Durchbiegungen zwischen 14 und 17 mm ein. Die Auswertung der Push-Out Versuche ergab, dass bei einer Verschiebung von 0,5 mm die Druckfestigkeit des Holzes in Faserrichtung bereits erreicht war und ein fast ideal plastisches Verhalten vorlag. Entsprechend Tab. 3.3 wurde durch die Push-Out Versuche für Serie 1 bis 4 im Mittel eine Höchstlast von 110 kN und für Serie 5 (mit Vorholzverstärkung) eine Höchstlast von 132 kN bezogen auf eine Breite von 20 cm ermittelt. Im Trägerversuch entspricht das für die Breite von 40 cm einer Tragfähigkeit der Kerven von ca. $2 \cdot 110 \text{ kN} = 220 \text{ kN}$ für die Serien 10 und 40 sowie ca. $2 \cdot 132 \text{ kN} = 264 \text{ kN}$ für Serie 50. Eine Messung der Schubkräfte an den Kerven während der Belastung war bei den Trägerversuchen nicht möglich. Aufgrund der gemessenen Verschiebungen an den Kerven ist es sehr wahrscheinlich, dass diese Schubkräfte bei den Trägerversuchen bei einer vertikalen Belastung zwischen ca. 70 und 120 kN Maschinenkraft erreicht wurden. Im Bereich dieser Belastung zeigte sich eine stetige Verringerung der Gesamtsteifigkeit des Trägers, die voraussichtlich aufgrund einer Verringerung der Steifigkeit der Kerven eintrat. Sobald die Tragfähigkeit einer Kerbe erreicht war und ein „Fließen“ einsetzte, war keine weitere Steigerung der Schubkraft an der Kerbe mehr möglich. Eine Steigerung der vertikalen Last war möglich, da die Biegemomente in den Teilquerschnitten weiter gesteigert werden konnten, was zu einer deutlichen Erhöhung der Normalspannungen führte. Bei den Versuchen war insgesamt eine weitere Laststeigerung möglich, bis die Normalspannung infolge des Biegemoments im Holzquerschnitt die Biegefestigkeit überschritten hatte. Im Beton traten Risse in Feldmitte in der Zugzone des Querschnitts auf.

Bei den Schubträgern kann der typische schrittweise Verlauf des Versagens folgendermaßen charakterisiert werden:

- Linear-elastisches Tragverhalten (sowohl hinsichtlich der Durchbiegung als auch bezogen auf die Relativverschiebung an einer Kerbe) mit einem Verschiebungsmodul $K = K_{\text{ser}}$, bis zunächst eine Entfestigung des Holzes auf Druck in Faserrichtung an der Kerbe auftritt, dadurch eine Verringerung der Steifigkeit einsetzt und schließlich die Druckfestigkeit in Faserrichtung erreicht wird.
- Bei weiterer Laststeigerung kommt es zu einer Zunahme der Verschiebungen an der Kerbe, wobei die aufnehmbare Schubkraft erreicht ist und nicht weiter gesteigert werden kann. Dadurch kommt es auch zu einer schnelleren Zunahme der Durchbiegung des Trägers mit einer geringeren effektiven Biegesteifigkeit.
- Die Schubkräfte an den Kerven bleiben konstant und es kommt zu einer Zunahme der Biegebeanspruchung der Beton- und Holzelemente.
- Reißen der Zugzone des Betonelements in Feldmitte.
- Überschreitung der Biegefestigkeit des Holzelements und Biegezugversagen.

Beurteilung des frühzeitigen Versagens des 3-Punkt-Biegeversuchs (Träger 40.1):

Im Fall des einzigen 3-Punkt-Biegeversuchs des Trägers 40.1 mit einer Lasteinleitungsstelle in Trägermitte ist das Gesamtbiegemoment bei derselben Maschinenkraft doppelt so groß wie bei zwei Lasteinleitungsstellen in den Viertelpunkten. Dadurch sind auch die Biegemomente in den Teilquerschnitten, die Schubkräfte an den Kerven und die Durch-

biegung im 3-Punkt-Biegeversuch größer. Im Vergleich zu den 4-Punkt-Biegeversuchen verläuft die Schädigung der Kerven und des Trägers insgesamt schneller (vgl. Abb. 3.32(b)). Bei derselben Laststufe bezogen auf die halbe Maschinenkraft sind die Durchbiegung und die Verschiebung an einer Kerne bereits deutlich größer. Qualitativ sind die Verläufe der 3-Punkt- und 4-Punkt-Biegeversuche gleich. Auch bei Träger 40.1 kann infolge der gemessenen Verschiebungen an den Kerven und der Rissbildung der Betonnocke davon ausgegangen werden, dass die Kerven vollständig aktiviert werden konnten und deren Tragfähigkeit vor dem Versagen des Gesamtquerschnitts erreicht war.

Tragverhalten der Serie 50:

Bei den Push-Out Versuchen wurde für Serie 5 (mit Vorholzverstärkung) eine höhere Tragfähigkeit und ein größerer Verschiebungsmodul ermittelt. Bei den Schubträgern der Serie 50, deren Kervenkonfiguration Push-Out Serie 5 entsprach, konnte allerdings keine Verringerung der Durchbiegung im Vergleich zu den Serien 10 und 40 festgestellt werden. Auch an den maßgebenden Kerven waren die Verschiebungen im Mittel nicht geringer als bei Serie 10 oder 40. Es kam bei den Trägern der Serie 50, wie bei den anderen Serien, bei ca. 0,5 mm Verschiebung an den Kerven zu einer Steifigkeitsänderung (vgl. Abb. 3.37). Die Schubkräfte an den Kerven der Serie 50 waren aufgrund des höheren Verschiebungsmoduls wahrscheinlich etwas größer als bei den Serien 10 oder 40, was sich aus den Ergebnissen der Push-Out Versuche erkennen lässt (vgl. Abb. 3.15). Nach einer Überschreitung der Tragfähigkeit der Kerven kam es bei Serie 50, wie bei den anderen Serien, zu einer Lastumlagerung und die Höchstlast der Träger war ebenfalls durch die Biegezugfestigkeit des Holzelements bestimmt. Dass die Durchbiegung im Bereich kleiner 20 mm der Serie 50 im Mittel nicht geringer war als bei den anderen Schubträger Serien, weist darauf hin, dass die Verschiebungsmoduln der Kerven in allen Fällen in einer Größenordnung liegen, bei der der genaue Wert des Verschiebungsmoduls relativ wenig Einfluss auf die tatsächlichen Werte der Durchbiegung und der Schnittgrößen hat. Eine Erhöhung des Verschiebungsmoduls von 1.571 kN/mm/m (Mittel Serie 1 bis 4) auf 2.816 kN/mm/m (Mittel Serie 5) führt nicht im gleichen Verhältnis zu einer Verringerung der Durchbiegung oder zu einer Veränderung der Schnittgrößen (vgl. Kap. 4.3). Bei diesen Größenordnungen des Verschiebungsmoduls sind die Schnittgrößen annähernd konstant. Lediglich bei einem deutlich niedrigeren Verschiebungsmodul ergeben sich andere Schnittgrößen.

Vergleich der Ergebnisse mit Schubträgerversuchen aus Kuhlmann & Aldi [1]:

Ähnliche Schubträgerversuche mit ca. 4 m Länge und zwei Kerven sind in Kuhlmann & Aldi [1] enthalten, die in Kap. 2.4.5 vorgestellt werden. Diese Versuche wurden als 3-Punkt-Biegeversuche mit mittiger Lasteinleitung in gleicher Weise unter statischer Beanspruchung und unter Ermüdungsbeanspruchung durchgeführt. Die Kerven waren in diesem Fall, entsprechend den ebenfalls vorgestellten Push-Out Versuchen, 40 mm tief und 200 mm lang. Die Vorholzlänge betrug 400 mm. Ein wesentlicher Unterschied zu den selbst durchgeführten Versuchen sind die Querschnittsgeometrien. Die Betonplatte der Güte C 30/37 war 200 mm dick und 660 mm breit und der Holzträger der Güte GL32h mit Flachkantanordnung der Lamellen war 600 mm hoch und 220 mm breit (vgl. Abb. 2.43). Bemerkenswert ist, dass auch bei diesen Versuchen eine Steifigkeitsänderung bei ca. 0,5 mm Verschiebung an den Kerven auftrat. Ab einer Verschiebung von 0,5 mm ist der Verlauf mit geringerer Steifigkeit wieder linear bis zum Versagen. Die Steifigkeitsän-

derung deutet darauf hin, dass es bei der Überschreitung einer bestimmten Schubkraft an den Kernen zu einer Entfestigung im Holz infolge Druck in Faserrichtung oder im Beton infolge einer Rissbildung kam und eine Lastumlagerung stattfand. Allerdings konnte bei den entsprechenden Push-Out Versuchen kein ausgeprägtes „Fließen“ festgestellt werden. Die Träger versagten durch Vorholzabscheren und wurden nicht bis zu einem Biegezugversagen im Holz weiter beansprucht.

Sowohl bei den selbst durchgeführten Versuchen [46] als auch bei den statischen Trägerversuchen in Kuhlmann & Aldi [1] konnte eine Steifigkeitsänderung infolge einer Entfestigung des Holzes in Faserrichtung beobachtet werden. Bei Kuhlmann & Aldi konnte die Schubkraft an den Kernen bei Verschiebungen größer 0,5 mm weiter gesteigert werden, da die Druckfestigkeit in Faserrichtung aufgrund der höheren Holzgüte nicht überschritten wurde und es nicht zu einem „Fließen“ kam. Eine weitere Steigerung der Schubkraft und die Zunahme der Verschiebung an den Kernen führte letztendlich zu einem Versagen durch das Abscheren des Vorholzes. Bei den selbst durchgeführten Versuchen war nach dem Einsetzen des „Fließens“ keine Steigerung der Schubkraft an den Kernen mehr möglich. Die Maschinenkraft konnte dennoch weiter gesteigert werden, da eine Lastumlagerung stattfand, die zu einer Zunahme der Biegebeanspruchung führte. Infolge dessen kam es zu einem Biegezugversagen im Holz. Zwar führte im Fall von Kuhlmann & Aldi die Entfestigung auch zu einer Erhöhung der Biegebeanspruchung, die aber nicht unmittelbar zu einem Biegezugversagen im Holz führte, da das Widerstandsmoment des Trägers sehr hoch und auch die Biegefestigkeit größer war als bei den selbst durchgeführten Versuchen.

3.3.5 Ausgewählte Beobachtungen und Ergebnisse der Biegeträger

Abb. 3.42 zeigt ein Biegeträger während der Versuchsdurchführung als 4-Punkt-Biegeversuch. Die Mittelwerte der Durchbiegungen sind für die einzelnen Träger der verschiedenen Versuchsserien in Abb. 3.43(a), Abb. 3.43(b) und Abb. 3.44 dargestellt. Bei diesen Diagrammen ist auf der y-Achse die Maschinenkraft insgesamt aufgetragen, die im Versuch auf zwei Lasteinleitungsstellen verteilt war. Für alle Träger einer Versuchsserie liegen die Messwerte sehr nah beieinander. Ein Vergleich der Mittelwerte der Durchbiegungen der Versuchsserien 11 und 12 (mit Schrauben) in Abb. 3.45 zeigt keine relevanten Unterschiede hinsichtlich des globalen Tragverhaltens. Bei Serie 11 wurden die Schrauben in Kernenmitte entsprechend der Push-Out Serie 1 angeordnet. Bei Serie 12 befanden sich die Schrauben hinter den Kernen, auf den den Auflagern abgewandten Seiten (vgl. Abb. 3.26(a)). Die Durchbiegung der Träger der Serie 41 (ohne Schrauben) ist ab einer Belastung von ca. 80 kN (40 kN je Lasteinleitungsstelle) etwas größer als bei den Kernen mit Schrauben. Bis zu einer Belastung zwischen ca. 80 und 100 kN ist die Biegesteifigkeit der Träger aller Serien annähernd konstant bevor eine stetige Verringerung der Steifigkeit eintritt. Die Verringerung der Steifigkeit ist allerdings deutlich geringer als bei den Schubträgern. Bis zum Erreichen der Höchstlast ist eine kontinuierliche Laststeigerung zu erkennen.

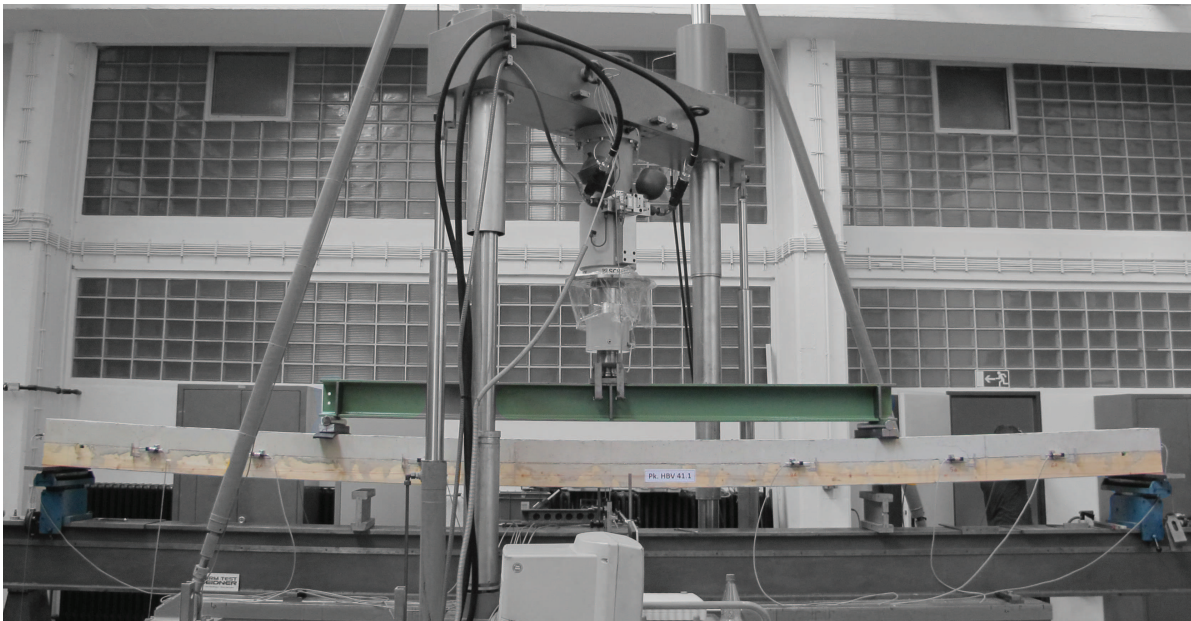


Abbildung 3.42: Versuchsaufbau eines 6 m langen Biegeträgers mit 6 Kernen

In Tab. 3.8 ist für jeden Träger unter anderem die erreichte Höchstlast F_{\max} und die bei dieser Last gemessene Durchbiegung w dokumentiert. Alle Werte beziehen sich auf die tatsächliche Trägerbreite von 400 mm. Des Weiteren ist die Anfangsdurchbiegung w_0 unter Eigengewicht für jeden Träger angegeben. Diese Anfangsdurchbiegung, die vor Belastungsbeginn gemessen wurde, ist nicht in den Messwerten der Kurven in Abb. 3.43(a), Abb. 3.43(b) und Abb. 3.44 oder den Angaben „ w bei F_{\max} “ in Tab. 3.8 enthalten und muss für die Gesamtdurchbiegung immer hinzu addiert werden. Hinsichtlich der Höchstlast und der Durchbiegung bei Erreichen der Höchstlast sind keine Unterschiede zwischen den Se-

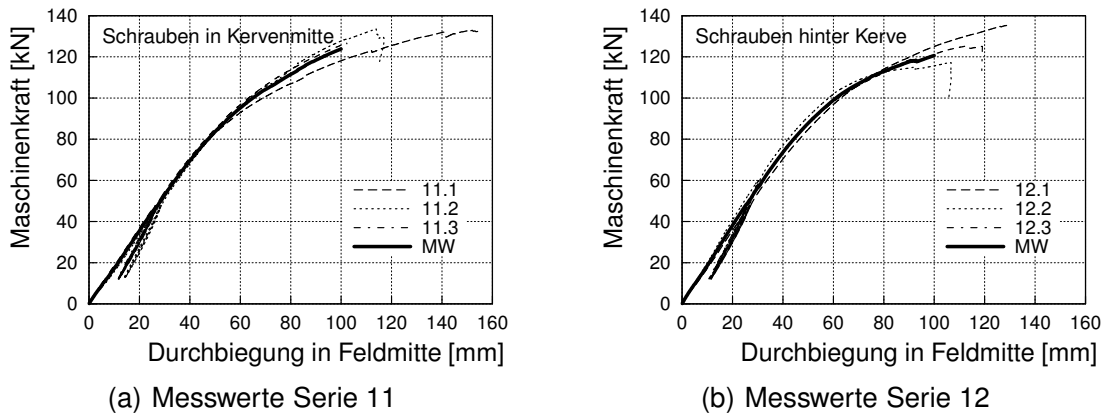


Abbildung 3.43: Last-Durchbiegungskurven Träger Serie 11 (Schrauben in Kervenmitte) und Serie 12 (Schrauben hinter den Kerven) inkl. Mittelwerte der Serien

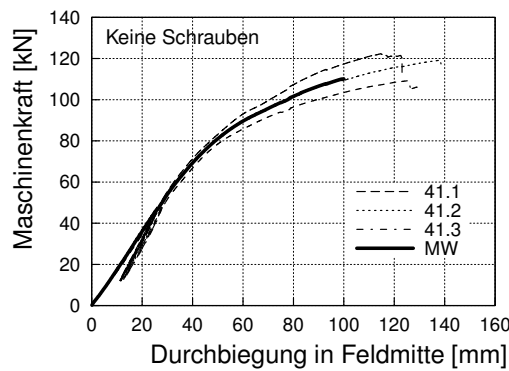


Abbildung 3.44: Last-Durchbiegungskurven Träger Serie 41 (ohne Schrauben) inkl. Mittelwert

Tabelle 3.8: Ergebnisse aus den Biegeträgerversuchen

Träger	F_{max} [kN]	w bei F_{max} [mm]	w_0 [mm]	v an Kerven bei F_{max}		Abfall der Steifigkeit	
				v_1 [mm]	v_6 [mm]	F [kN]	w [mm]
11.1	133	152	3,0	9,7	8,0	80	48
11.2	134	115	4,7	5,0	5,3	96	60
11.3	127	102	5,9	4,7	4,0	80	46
12.1	136	128	7,9	7,0	6,2	90	54
12.2	117	107	5,5	2,9	9,2	90	49
12.3	125	114	10,5	5,9	5,8	90	52
41.1	122	116	5,1	7,4	5,2	80	47
41.2	119	138	4,5	7,8	10,5	80	48
41.3	109	127	5,0	9,5	6,8	80	52

rien erkennbar. Die angegebenen Verschiebungen der außenliegenden Kerven 1 und 6 bei Höchstlast (v_1 und v_6 in Tab. 3.8) liefern einen groben Anhaltspunkt, ob die Beanspruchung der beiden Trägerhälften gleichmäßig war. Eine höhere Maximalverschiebung der Kerve 6 im Vergleich zu Kerve 1 zeigt sich nur für Träger 12.2.

Grundsätzlich waren die gemessenen Verschiebungen an den Kerven 1 und 6, 2 und

5 sowie 3 und 4 bis zu einer Belastung von ca. 60 bis 75 % der Höchstlast sehr ausgeglichen, wie beispielhaft für Träger 11.1 in Abb. 3.46 zu sehen ist. Erst bei weiterer Laststeigerung weichen die Verschiebungen der entsprechenden Kerwen je Trägerhälfte voneinander ab. Diese Laststufe, die je nach Träger zwischen 80 und 96 kN Maschinenkraft liegt, kennzeichnet auch eine stetige leichte Verringerung der Biegesteifigkeit des Trägers. Die Verringerung der Steifigkeit ist beispielsweise in Abb. 3.44 gut zu erkennen. In Tab. 3.8 ist für jeden Träger dokumentiert, bei welcher Laststufe F und welcher Durchbiegung w eine Veränderung der Steifigkeit einsetzt.

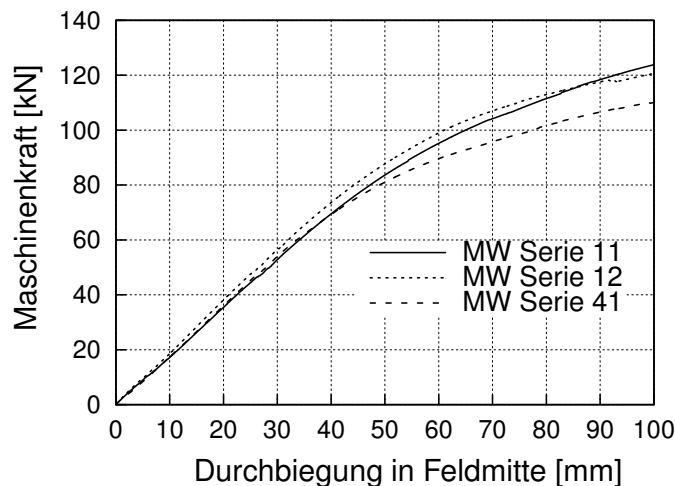


Abbildung 3.45: Last-Durchbiegungskurven Mittelwerte der Träger Serie 11, 12 und 41

In Abb. 3.46 sind für den Träger 11.1 die Last-Verschiebungskurven der einzelnen Kerwen abgebildet. Hierbei ist auf der x-Achse die Relativverschiebung zwischen Holz und Beton an einer Kerwe als Mittelwert von zwei Wegaufnehmern (Vorder- und Rückseite) und auf der y-Achse die vertikal aufgebrachte Kraft einer Lasteinleitungsstelle (halbe Maschinenkraft) dargestellt. Die Vertikalkraft einer Lasteinleitungsstelle erzeugt Schubkräfte in den drei Kerwen je Trägerhälfte. Welche Kerwe anteilig wieviel Schubkraft im Verlauf der Belastung überträgt, konnte nicht gemessen werden. Es sind lediglich Rückschlüsse durch die gemessenen Verschiebungen möglich. In Abb. 3.46 ist zu erkennen, dass die Verschiebungen an den außenliegenden Kerwen 1 und 6 am größten und an den innenliegenden Kerwen 3 und 4 am geringsten waren. Da bei derselben Laststufe beispielsweise die Verschiebung an Kerwe 1 größer als an Kerwe 2 war, ist davon auszugehen, dass auch die Schubkraft an Kerwe 1 bei dieser Laststufe größer war. Für die Kerwen 1, 2, 5 und 6 ist außerdem zu erkennen, dass bei einer Verschiebung von ca. 0,5 mm, ähnlich wie bei den Schubträgern, eine Steifigkeitsänderung einsetzt. Bei den Kerwen 2 und 5 wird diese Verschiebung bei einer höheren Laststufe von ca. 40 kN halbe Maschinenkraft als bei den Kerwen 1 und 6 (ca. 25 kN halbe Maschinenkraft) erreicht.

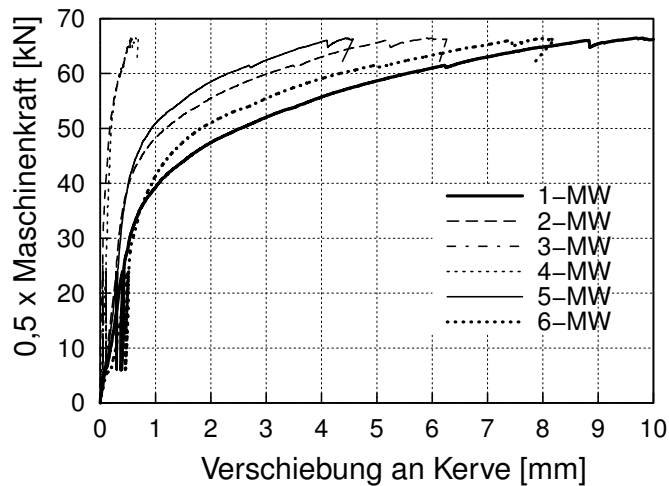
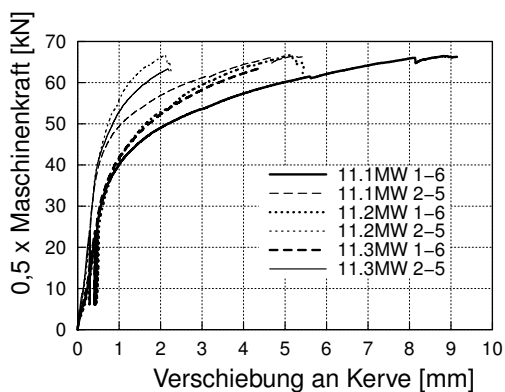
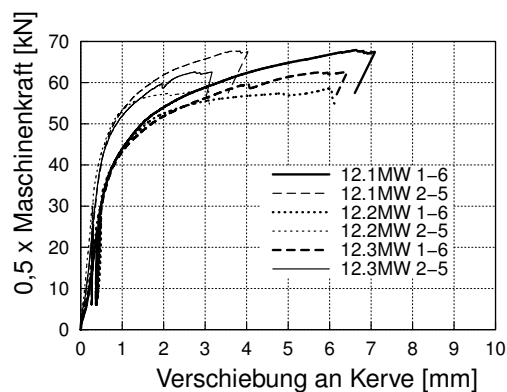


Abbildung 3.46: Last-Verschiebungskurven für verschiedene Kerven des Trägers 11.1

In Abb. 3.47(a), Abb. 3.47(b) und Abb. 3.48 sind je Träger die Last-Verschiebungskurven als Mittelwerte der Kerven 1 und 6 sowie der Kerven 2 und 5 dargestellt. Wie Abb. 3.46 zu entnehmen ist, waren die Verschiebungen an den Kerven 3 und 4 sehr gering und dementsprechend ist das Versagen dieser Kerven nicht maßgebend. Bei den Last-Verschiebungskurven der Kerven der einzelnen Träger ist ebenfalls eine Verringerung der Steifigkeit bei einer Verschiebung von ca. 0,5 mm zu erkennen. Die Verläufe der Serien 11 und 12 sind fast identisch und bei Serie 41 ist die Steifigkeitsänderung etwas größer. Für alle Träger zeigt sich, dass die Verschiebungen an den Kerven 1 und 6 von Belastungsbeginn bis Versuchsende am größten sind. Bei Laststufen von ca. 40 bis 48 kN halbe Maschinenkraft ist bei allen dargestellten Kurven die Steifigkeitsänderung deutlich sichtbar, was sich mit einer Änderung der Biegesteifigkeit der Träger bei ca. 80 bis 96 kN Maschinenkraft deckt.



(a) Messwerte Serie 11



(b) Messwerte Serie 12

Abbildung 3.47: Last-Verschiebungskurven der Kerven Träger Serie 11 (Schrauben in Kervenmitte) und Serie 12 (Schrauben hinter den Kerven)

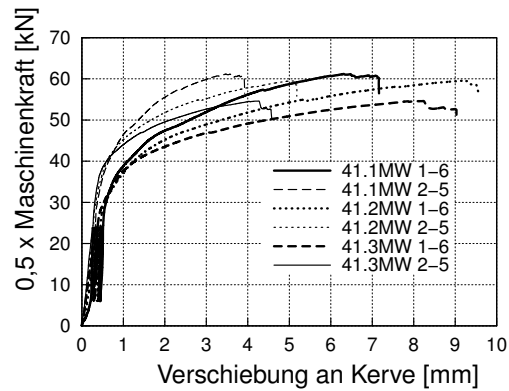


Abbildung 3.48: Last-Verschiebungskurven der Kerven Träger Serie 41 (ohne Schrauben)

In Abb. 3.49 sind die Mittelwerte der Verschiebungen an den maßgebenden Kerven 1 und 6 der Serien 11, 12 und 41 im Vergleich dargestellt. Bis zu einer Laststufe von ca. 30 kN halbe Maschinenkraft sind die Steigungen aller Kurven annähernd identisch. Im weiteren Verlauf sind die Verläufe der Kurven der Serien 11 und 12 fast gleich, aber bei Serie 41 ohne Schrauben treten größere Verschiebungen auf. Diese Darstellung und auch die Durchbiegungen in Trägermitte in Abb. 3.45 zeigen, dass die Position der Schrauben in Kervenmitte (Serie 11) oder hinter den Kerven (Serie 12) keinen Einfluss auf das lokale oder globale Tragverhalten hat. Für das Diagramm in Abb. 3.50 wurden deshalb alle Träger der Serien 11 und 12 gemeinsam ausgewertet. Auch hier ist zu erkennen, dass die Verschiebungen an den außenliegenden Kerven am größten sind. Für die Kurven der Kerven 1 und 6 sowie der Kerven 2 und 5 ist zunächst bis zu einer Laststufe von ca. 5 kN halbe Maschinenkraft eine geringere Steigung der Kurven zu erkennen. Dieser Bereich kann als Schlupf an den Kerven gedeutet werden, bevor der Formschluss vollständig aktiviert ist. Bei weiterer Laststeigerung sind die Verläufe dann zunächst linear bevor die Steigung bei ca. 0,5 mm Verschiebung flacher wird.

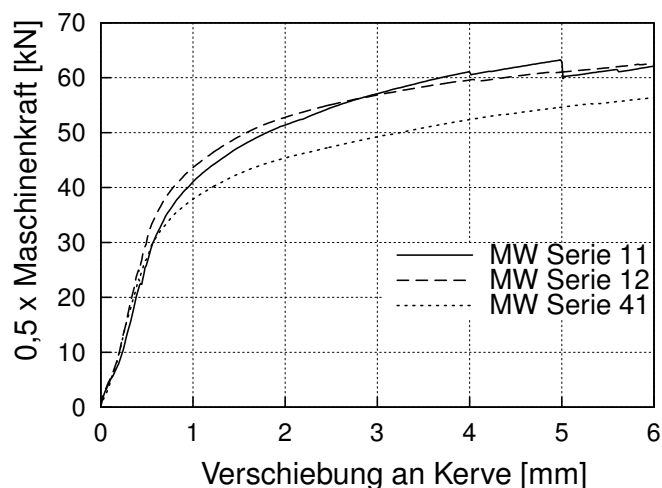


Abbildung 3.49: Last-Verschiebungskurven als Mittelwerte der Kerven 1 und 6 (Mittelwerte der Träger Serie 11, 12 und 41)

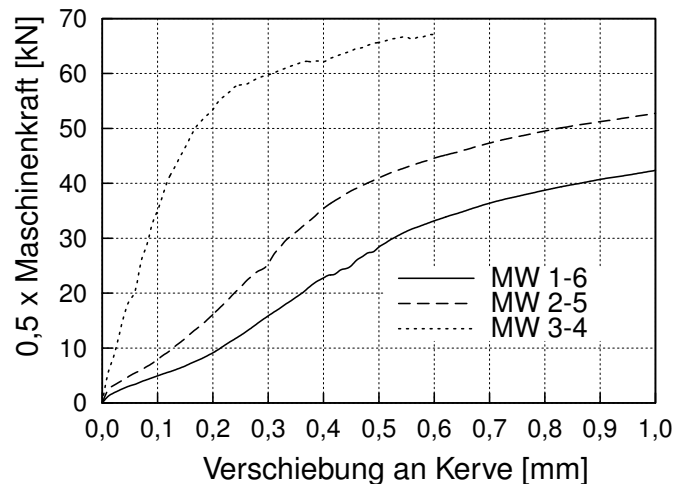
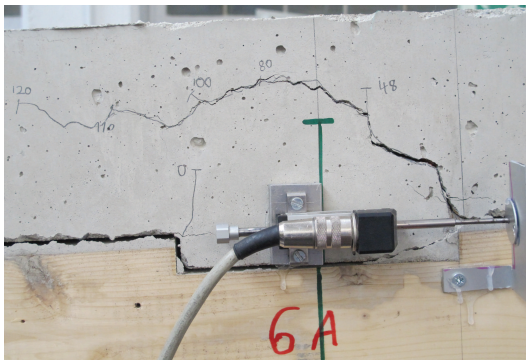


Abbildung 3.50: Last-Verschiebungskurven als Mittelwerte der Kerben 1/6, 2/5 und 3/4 (Mittelwerte der Träger Serie 11 und 12 mit Schrauben)

Hinsichtlich der lokalen Schädigung der Kerbe sowie des globalen Versagens des Biegeträgers konnten keine wesentlichen Unterschiede zwischen den Serien festgestellt werden. Ein leichtes Abheben von Holz und Beton war in allen Fällen, insbesondere zwischen den Kerben 5 und 6 oder den Kerben 1 und 2, kurz vor dem Erreichen der Höchstlast erkennbar (vgl. Abb. 3.51 und Abb. 3.52). Das Abheben war allerdings bei den Trägern der Serie 41 ausgeprägter als bei den anderen Serien.

Bei allen Trägern konnten die Kerben aktiviert werden und es fand zunächst, nacheinander von außen nach innen, ein Versagen der Kerben statt, bevor die Tragfähigkeit der Verbundträger letztendlich durch ein Biegezugversagen im Holz begrenzt wurde. An den Kerben wurde die Betonnocke in das Holz hineingeschoben. Dadurch wurde das Holz in Faserrichtung gestaucht. Infolge der zunehmenden Druckspannung auf den Beton entstanden Risse. Maßgebend sind die außenliegenden Kerben 1 und 6, da hier die Verschiebungen am größten waren. Dass die Risse im Beton bei den Kerben 2 und 5 zum Teil größere Rissbreiten aufwiesen oder länger waren als bei den Kerben 1 und 6, hängt mit der Nähe zur Lasteinleitung zusammen (vgl. Abb. 3.52). Durch die Lasteinleitung entstand bei den Kerben 2 und 5 neben der reinen Schubkraft eine zusätzliche Beanspruchung. Abb. 3.51 zeigt die Rissbildung im Beton an außenliegenden Kerben der Träger 11.2 und 41.2. Es sind die verschiedenen Laststufen bezogen auf die Maschinenkraft (die sich auf zwei Lasteinleitungsstellen verteilt) markiert. Diese Rissentstehung war bei den Kerben aller Biegeträger sehr ähnlich. Oftmals waren, wie bei den Schubträgern, vor Versuchsbeginn (Laststufe 0 kN) Schwindrisse an den Kerben und auch entlang der Unterkante der Betonplatte zu erkennen (vgl. Abb. 3.51(a)). Es ist aber davon auszugehen, dass diese Schwindrisse nur oberflächlich vorhanden waren und das Tragverhalten nicht beeinträchtigt haben. Es konnten keine Unterschiede im Tragverhalten von Trägern mit Schwindrisse und ohne Schwindrisse festgestellt werden. In Abb. 3.51 ist bei einer Laststufe von ca. 45 kN Maschinenkraft in beiden Fällen der erste deutlich sichtbare Riss markiert. Dieser erste Riss stieg, in Verlängerung der druckbeanspruchten Kerbenflanke, fast vertikal nach oben hin an. Bei fast allen Kerben konnte ein zunächst derart steiler Rissverlauf beobachtet werden. Nach weiterer Laststeigerung verlängerten und verzweigten sich die entstandenen Risse zunehmend und die Rissverläufe wurden deutlich flacher.

Anschließend wuchsen die entstandenen Risse weiter an und die Rissbreiten vergrößerten sich. Eine Beeinflussung des Rissverlaufs durch die Position der Schrauben war nicht erkennbar.



(a) Kerbe 6 Träger 11.2



(b) Kerbe 6 Träger 41.2

Abbildung 3.51: Rissverlauf in der Betonnocke

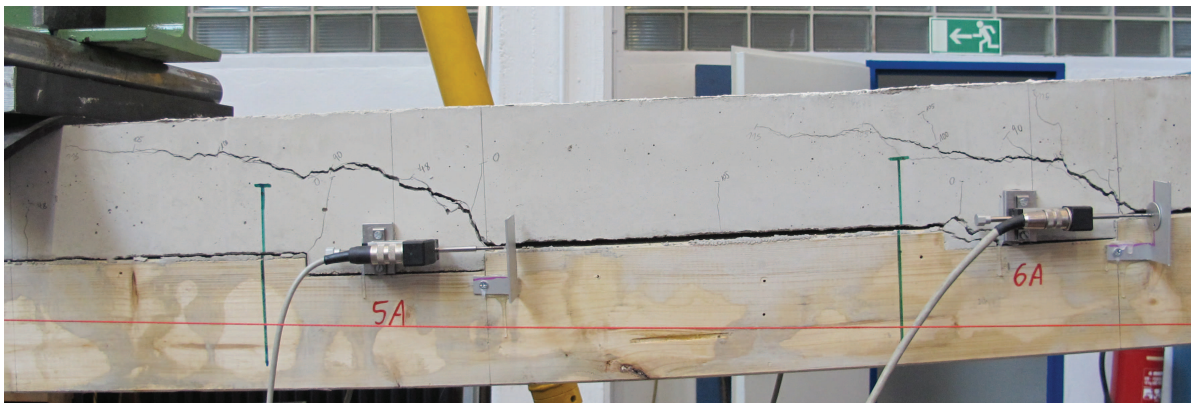


Abbildung 3.52: Schädigungen der Kerven 5 und 6 des Trägers 12.3

Die Stauchungen im Holz an den druckbeanspruchten Kervenflanken waren mit bloßem Auge in einigen Fällen kaum sichtbar. Im Vergleich zu den Push-Out Versuchen waren die maximal erzielten Verschiebungen an den Kerven auch deutlich geringer. Dennoch deutet die Verringerung der Steifigkeiten an den Kerven 1, 2, 5 und 6 (vgl. Abb. 3.46) darauf hin, dass es auch bei den Biegeträgern in allen Fällen zu einer Überschreitung der Druckfestigkeit in Faserrichtung im Holz kam, bevor ein Biegezugversagen im Holz eintrat. Ein Biegezugversagen trat immer an einer Kerbe (vgl. Abb. 3.53) oder zwischen zwei Kerven auf.

3.3.6 Bewertung der Ergebnisse der Biegeträger

Die gemessenen Verschiebungen an den Kerven und Durchbiegungen in Trägermitte zeigten bei den Serien 11 und 12 (mit Schrauben) keinen Einfluss der Position der Schraube auf das Tragverhalten oder das Versagen. Auch bei Serie 41 (ohne Schrauben) zeigte sich dasselbe Versagen, aber ab einer Belastung von ca. 80 kN Maschinenkraft konnte bei dieser Serie ein etwas größeres Abheben von Holz und Beton hinter den Kerven



Abbildung 3.53: Biegezugversagen an Kerve 3 des Trägers 11.1

beobachtet werden (vgl. Abb. 3.51(b)). Durch das Abheben wurde infolge des lokalen Biegemoments eine zusätzliche Kraftkomponente an der Kerve erzeugt, die die einwirkende Schubkraft vergrößerte. Das etwas größere Abheben bei Serie 41 und die damit verbundene erhöhte Schubkraft sind eine Erklärung dafür, dass die Verschiebungen der Träger dieser Serie ab einer Belastung von ca. 80 kN Maschinenkraft schneller zunahm als bei den anderen Serien.

Es zeigte sich bei den Biegeträgerversuchen im Holz das gleiche Versagen der Kerven wie bei den Push-Out- und Schubträgerversuchen. Im Vergleich zu den Schubträgerversuchen war auch die Rissbildung im Beton an den Kerven gleich. Wie in Abb. 3.51(a) und Abb. 3.52 zu erkennen ist, verlaufen die Risse im Beton oberhalb der Schraubenköpfe. Die Wahl längerer Schrauben, deren Köpfe weit oben in der Druckzone der Betonplatte verankert sind, könnten die Öffnung des Risses im Beton unterbinden. In diesem Fall könnten die Schrauben die entstehenden Zugkräfte aufnehmen und den Rissfortschritt verlangsamen (vgl. auch [43]). Jede Kerve eines Biegeträgers beteiligte sich am Abtrag der Schubkraft in der Verbundfuge, wobei die außenliegenden Kerven am meisten beansprucht wurden. Die gemessenen Verschiebungen an den Kerven 1 bzw. 6 bei Erreichen der vertikalen Höchstlast lagen zwischen 2,9 und 10,5 mm. Bei den Push-Out Versuchen zeigte sich, dass bereits bei Verschiebungen an den Kerven von ca. 1 mm die Tragfähigkeit nahezu erreicht und keine nennenswerte Laststeigerung mehr möglich war. Anhand des Vergleichs der gemessenen Verschiebungen aus Push-Out- und Trägerversuchen kann die Schlussfolgerung gezogen werden, dass bei den Biegeträgern die Tragfähigkeit der Kerven 1, 2, 5 und 6 erreicht wurde. Die Höchstlast an den Kerven war, wie auch bei den Push-Out- und Schubträgerversuchen, durch das Erreichen der Druckfestigkeit in Faserrichtung im Holz begrenzt. Zum Teil waren die Stauchungen im Holz an den Kerven deutlich erkennbar. Nach dem Erreichen von ca. 0,5 mm Verschiebung an den Kerven der Träger war eine deutliche Verringerung der Steifigkeit zu beobachten. Nach den Last-Durchbiegungskurven trat eine Verringerung der Biegesteifigkeit der Träger bei Laststufen zwischen 80 und 96 kN Maschinenkraft (was ca. 60 - 75 % der Höchstlast entspricht) und Durchbiegungen zwischen 46 und 60 mm ein. Als erstes wurde eine Verschiebung von ca. 0,5 mm an den Kerven 1 und 6 bei einer Laststufe von ca. 60 kN Maschinenkraft erreicht, was dann bei weiterer Laststeigerung zu einer Lastumlagerung auf die Kerven 2

und 5 führte. Wie in Abb. 3.50 zu erkennen ist, trat an den Kernen 2 und 5 eine Verschiebung von ca. 0,5 mm bei einer Laststufe von ca. 80 kN Maschinenkraft auf.

Die Auswertung der Push-Out Versuche ergab, dass bei einer Verschiebung von 0,5 mm die Druckfestigkeit des Holzes in Faserrichtung bereits erreicht war und ein fast ideal plastisches Verhalten vorlag. Entsprechend Tab. 3.3 wurde durch die Push-Out Versuche für Serie 1 bis 4 im Mittel eine Höchstlast von 110 kN bezogen auf eine Breite von 200 mm ermittelt. Im Trägerversuch entspricht das für die Breite von 400 mm einer Tragfähigkeit der Kernen von ca. $2 \cdot 110 \text{ kN} = 220 \text{ kN}$. Eine Messung der Schubkräfte an den Kernen während der Belastung war bei den Trägerversuchen nicht möglich. Aufgrund der gemessenen Verschiebungen an den Kernen ist es sehr wahrscheinlich, dass diese Schubkräfte bei einer vertikalen Belastung zwischen ca. 80 und 100 kN Maschinenkraft an den Kernen 1, 2, 5 und 6 erreicht waren. Diese Einschätzung wird im Rahmen der numerischen Untersuchung in Kap. 4.3.2 näher untersucht. Sobald die Tragfähigkeit der Kernen 1 und 6 erreicht war, war keine weitere Steigerung der Schubkräfte an diesen Kernen mehr möglich. Es kam dann zu einer Erhöhung der Biegebeanspruchung in den Teilquerschnitten und zu einer Erhöhung der Schubkräfte an den Kernen 2 und 5. War auch die Tragfähigkeit der Kernen 2 und 5 erreicht, konnten von den innenliegenden Kernen 3 und 4 nur noch sehr begrenzt zusätzliche Schubkräfte aufgenommen werden. Aufgrund der geringen Entfernung der Kernen 3 und 4 zur Trägermitte waren die auftretenden Schubkräfte an diesen Verbindungen sehr gering und die Beanspruchung in der Schubfuge wurde vorwiegend von den weiter außenliegenden Kernen abgetragen. Eine Überschreitung der Tragfähigkeit der Kernen 1, 2, 5 und 6 führte also zu einer Verringerung der effektiven Biegesteifigkeit des Trägers, die eine Erhöhung der Normalspannungen in den Teilquerschnitten bedeutete. Bei den Versuchen war noch eine weitere Steigerung der vertikalen Last möglich, bis die Normalspannung infolge des Biegemoments im Holzquerschnitt die Biegefestigkeit überschritten hatte. Im Beton traten Risse in der Zugzone des Querschnitts auf.

Bei den Biegeträgern kann der schrittweise Verlauf des Versagens folgendermaßen typisiert werden:

- Linear-elastisches Tragverhalten (sowohl hinsichtlich der Durchbiegung als auch bezogen auf die Relativverschiebungen an den Kernen) mit einem Verschiebungsmodul $K = K_{\text{ser}}$ bis zunächst eine Entfestigung des Holzes auf Druck in Faserrichtung an den außenliegenden Kernen 1 und 6 auftritt.
- Bei weiterer Steigerung der vertikalen Last sind die Schubkräfte an den Kernen 1 und 6 konstant und die Schubkräfte an den Kernen 2 und 5 nehmen weiter zu, bis auch bei diesen Kernen eine Entfestigung des Holzes auf Druck in Faserrichtung auftritt und die Tragfähigkeit erreicht ist. Des Weiteren verringert sich die effektive Biegesteifigkeit des Trägers stetig.
- Ist schließlich die Tragfähigkeit der Kernen 1, 2, 5 und 6 erreicht, kommt es zu einer Zunahme der Biegebeanspruchung der Beton- und Holzelemente.
- Reißen der Zugzone des Betonelements in Feldmitte.
- Überschreitung der Biegefestigkeit des Holzelements und Biegezugversagen.

3.4 Zusammenfassung

Es wurden experimentelle Untersuchungen unter statischer Beanspruchung an Push-Out Versuchskörpern und Holz-Beton-Verbundträgern mit Kerfen als Verbindungsmittel durchgeführt. Das primäre Ziel dieser Versuche war es, aus den gewonnenen Messwerten in Zusammenhang mit Ergebnissen aus der Literatur einen möglichst allgemeingültigen Verschiebungsmodul des Verbindungsmittels Kerfe festzulegen. Die Tragfähigkeit einer Kerfe wurde in Abhängigkeit des maßgebenden Versagensmodus, auch in Hinblick auf die Bemessung, untersucht. Darüber hinaus wurde der Einfluss zusätzlicher Schrauben auf den Verschiebungsmodul, die Tragfähigkeit und das Abheben erfasst.

Bei allen Versuchskörpern wurde Brettschichtholz aus Fichte der Güte GL 24h und Beton der Güte C 30/37 verwendet. Die Brettschichtholzlamellen wurden hochkant angeordnet, sodass die schmalen Seiten der Lamellen beansprucht wurden. Zwischen Holz und Beton wurde keine Folie als Trennschicht angeordnet. Als formschlüssige Verbindung kamen Kerfen mit einer Tiefe von 20 mm und einem Neigungswinkel der Kerfenflanke von 90° zum Einsatz. Die maßgebende Vorholzlänge betrug in jedem Fall 300 mm, was der 15-fachen Kerfentiefe entspricht. Als zusätzliche stiftförmige Verbindungsmittel wurden selbstbohrende Tellerkopfschrauben mit einem Durchmesser von 8 mm verwendet.

Push-Out Versuche: Es wurden fünf verschiedene Versuchsserien und insgesamt 20 Push-Out Versuche durchgeführt. Bei drei Serien wurde die Kerfenlänge mit 120 mm, 160 mm und 200 mm variiert, wodurch verschiedene Versagensmodi im Holz und im Beton hervorgerufen werden sollten. Die Ergebnisse für Verschiebungsmodul und Höchstlast sowie das Versagen waren allerdings in allen Fällen sehr ähnlich. Es war nicht erkennbar, dass eine kürzere Kerfenlänge von 120 mm eher zu einem Versagen der Betonbocke führt. Bei der Versuchsserie, die ohne zusätzliche Schrauben in den Kerfen durchgeführt wurde, waren die Tragfähigkeit und der Verschiebungsmodul nicht geringer und es zeigte sich dasselbe Last-Verschiebungsverhalten und dasselbe Versagen wie bei den Serien mit Schrauben. Eine weitere Versuchsserie wurde mit mehreren Schrauben als Vorholzverstärkung der Kerfe durchgeführt, da überprüft werden sollte, ob dadurch ein Versagen durch Abscheren des Vorholzes vermieden werden kann und ob eine Erhöhung der Duktilität und der Tragfähigkeit möglich ist. Durch die Vorholzverstärkung war eine Erhöhung der Tragfähigkeit und eine Erhöhung des Verschiebungsmoduls zu beobachten. Zum Einen war die Anzahl an Verstärkungsschrauben ausreichend, sodass insgesamt eine Verringerung der Verschiebung erreicht und ein Anteil der Schubkraft über die Schrauben abgetragen wurde. Zum Anderen kam es zu einer Abstützung der Holzfasern auf die Schrauben und damit verbunden zu einer Erhöhung der Druckfestigkeit. Rechnerisch konnte die Erhöhung der Tragfähigkeit durch die Vorholzverstärkung mit der Tragfähigkeit der Schrauben auf Abscheren bestätigt werden (vgl. Kap. 3.2.5).

Bei allen Versuchskörpern zeigte sich ein linear-elastisches Verhalten, bis ca. 70 % der im Versuch erzielten Höchstlast erreicht war. Dann kam es zu einer stetigen Verringerung der Steifigkeit bis, bereits bei sehr kleinen Verschiebungen von unter 1 mm, ein ausgeprägtes plastisches Verhalten einsetzte. Dieser Verlauf stimmt mit Kurven aus der Literatur, bei denen sich ebenfalls ein duktileres Versagen zeigte, gut überein. Der Übergang vom linear-elastischen zum plastischen Verhalten war dadurch gekennzeichnet, dass ein Druckversagen im Holz parallel zur Faser einsetzte und infolge der damit verbundenen Verschiebung Schubrisse an der Betonbocke entstanden. Als maßgebende Schädigung

ist das duktile Druckversagen im Holz durch Ausknicken der Fasern zu sehen. Auch im Fall der Vorholzverstärkung ergab sich dieser Versagensmechanismus. Da es generell nie zu einem Versagen durch ein Abscheren des Vorholzbereiches kam, können keine Rückschlüsse gezogen werden, ob eine Verstärkung mit Schrauben ein derartiges Versagen verhindern könnte.

Vorrangig wurde das maßgebende Versagen durch die gewählte Vorholzlänge, die Holzgüte und die Hochkantanordnung der Lamellen im Brettschichtholzelement begünstigt. Die verhältnismäßig große Vorholzlänge kann die Wahrscheinlichkeit eines Versagens durch Vorholzabscheren reduziert haben. Für die gewählte Materialgüte GL 24h ist ein Druckversagen in Faserrichtung gegenüber einem Vorholzabscheren wahrscheinlicher. Bei dieser Festigkeitsklasse liegt die rechnerische charakteristische Tragfähigkeit der Kerve auf Druck in Faserrichtung unterhalb der Tragfähigkeit auf Abscheren, was durch die Beobachtungen bei den Versuchen bestätigt werden konnte. Eine Berechnung der mittleren Tragfähigkeiten basierend auf den tatsächlichen, experimentell ermittelten Materialkennwerten bestätigte ebenfalls das maßgebende Druckversagen. Eine erhöhte Schubfestigkeit könnte außerdem durch die Anordnung der Lamellen und der Jahrringe begünstigt gewesen sein. Bei der gewählten Hochkantanordnung der Lamellen ist für die Schubtragfähigkeit vorwiegend die Tangential- / Longitudinalrichtung der Jahrringe relevant. Somit werden bei einer Hochkantbeanspruchung auf Abscheren bei einem Großteil der Lamellen Spätholzbereiche durchtrennt, die eine höhere Dichte und eine höhere Festigkeit als Frühholzbereiche aufweisen. Das Verhältnis der Festigkeiten auf Druck in Faserrichtung und auf Schub hat ebenfalls einen Einfluss auf das maßgebende Versagen im Holz.

Für die in den Versuchen erzielten Höchstlasten wurden Mittelwerte und 5%-Fraktilwerte berechnet. Im Mittel wurde bei allen Versuchen ohne Vorholzverstärkung eine Höchstlast von 550 kN bezogen auf 1 m Breite erzielt. Bei der Versuchsserie mit Vorholzverstärkung ergab sich eine Höchstlast von 660 kN bezogen auf 1 m Breite. Für die Verschiebungsmoduln wurden die Mittelwerte berechnet und für die Versuche ohne Vorholzverstärkung ergab sich ein Verschiebungsmodul von 1.571 kN/mm/m. Für die Versuchsserie mit Vorholzverstärkung wurde ein Verschiebungsmodul von 2.816 kN/mm/m berechnet. Sowohl die mittlere Höchstlast als auch der mittlere Verschiebungsmodul stimmen mit Ergebnissen aus Literatur überein.

Trägerversuche: Es wurden Schub- und Biegeträgerversuche durchgeführt, um die Funktionsweise, die Tragfähigkeit und die Schädigung der Kerve und weitere Erkenntnisse aus den Push-Out Versuchen verifizieren zu können. Außerdem bildeten die Trägerversuche eine Grundlage für weiterführende Untersuchungen zum Verschiebungsmodul an Stabwerkmodellen. Die neun Holz-Beton-Verbundschubträger waren 4 m lang und verfügten über nur zwei Kerven (eine Kerve je Trägerhälfte). Lastverteilende Effekte zwischen mehreren hintereinander liegenden Kerven blieben bei diesen kurzen Trägern unberücksichtigt. Des Weiteren wurden neun Holz-Beton-Verbundbiegeträger mit 6 m Länge und insgesamt sechs Kerven (drei Kerven je Trägerhälfte) getestet. Je Länge gab es drei verschiedene Versuchsserien, bei denen ausschließlich die Position der Tellerkopfschrauben variiert wurde.

Bei den **Schubträgern** gab es eine Versuchsserie ohne Schrauben, eine Serie mit zusätzlichen Schrauben in Kervenmitte und eine Serie mit Vorholzverstärkung. Bei der gewählten 2-Punkt-Belastung kam es bei allen Schubträgern, auch bei der Serie ohne Schrauben, nicht zu einem Abheben. Es ergaben sich auch keine Unterschiede zwischen den

Serien mit und ohne Schrauben bzw. mit unterschiedlichen Schraubenpositionen hinsichtlich des Schädigungsverlaufs, des Versagens der Kerven, der Tragfähigkeit, der Durchbiegung oder der Relativverschiebungen zwischen Holz und Beton an den Kerven. Vor allem im linear-elastischen Bereich waren die Steigungen der Mittelwertskurven aller Serien identisch. Bis zu einer Belastung von insgesamt ca. 50 % der Höchstlast war die Biegesteifigkeit der Träger annähernd konstant, bevor eine deutliche Verringerung der Steifigkeit eintrat. Bis zum Erreichen der Höchstlast war dennoch eine kontinuierliche Laststeigerung zu beobachten. Zunächst wurde die Tragfähigkeit der Kerven erreicht, bevor die Tragfähigkeit der Verbundträger letztendlich durch ein Biegezugversagen im Holz begrenzt wurde. An den Kerven wurde das Holz in Faserrichtung gestaucht, wie bei den Push-Out Versuchen bereits zu beobachten war. Infolge der zunehmenden Druckspannung auf den Beton entstanden Risse. Sobald die Druckfestigkeit in Faserrichtung bzw. die Schubtragfähigkeit an den Kerven erreicht war, kam es zu der beobachteten Verringerung der Gesamtsteifigkeit des Biegeträgers und die Last wurde durch die Biegebeanspruchung der Teilquerschnitte abgetragen. Eine Messung der Schubkräfte an den Kerven während der Versuchsdurchführung war leider nicht möglich, sodass numerische Untersuchungen hier weitere Erkenntnisse liefern können. Dass bei der Schubträgerserie mit Vorholzverstärkung die Durchbiegung, die Höchstlast und die Verschiebungen an den Kerven nicht geringer waren als bei den anderen Serien, deutet darauf hin, dass der in diesem Fall höhere Verschiebungsmodul und die höhere Tragfähigkeit der Kerven keinen Einfluss hatten. In diesem Zusammenhang wären ebenfalls numerische Untersuchungen interessant, um zu zeigen, bis zu welchem Grenzwert der Verschiebungsmodul der Kerne Einfluss auf die Durchbiegung und die Schnittgrößen von Holz-Beton-Verbundträgern hat.

Bei den **Biegeträgern** gab es eine Versuchsserie ohne Schrauben, eine Serie mit zusätzlichen Schrauben in Kervenmitte und eine Serie mit zusätzlichen Schrauben hinter den Kerven. Die Variation der Schraubenpositionen sollte zeigen, ob dadurch das Abheben beeinflusst wird. Es ergaben sich auch bei den Biegeträgern keine Unterschiede zwischen Serien hinsichtlich des Schädigungsverlaufs, des Versagens der Kerven und der Tragfähigkeit. Die Durchbiegung und die Relativverschiebungen zwischen Holz und Beton an den Kerven waren bei der Biegeträgerserie ohne Schrauben ab einer Belastung von ca. 65 % der Höchstlast etwas größer als bei den Serien mit Schrauben. Bis zu einer Belastung von ca. 65 % der Höchstlast war die Biegesteifigkeit der Träger aller Serien annähernd konstant, bevor wie bei den Schubträgern eine stetige Verringerung der Steifigkeit eintrat. Die Verringerung der Steifigkeit war allerdings deutlich geringer als bei den Schubträgern, da es eine Lastverteilung zwischen den Kerven gab. Als erstes wurde die Tragfähigkeit auf Druck in Faserrichtung der an den Trägerenden liegenden, maximal beanspruchten Kerven erreicht. Dann kam es zu einer Steigerung der Schubkräfte an den weiter innen liegenden Kerven und zu einer Steigerung der Normalspannungen in den Teilquerschnitten. Die Biegesteifigkeit der Träger verringerte sich stetig. Es wurde zunächst, nacheinander von außen nach innen, die Tragfähigkeit der Kerven erreicht, bevor die globale Tragfähigkeit der Biegeträger durch ein Biegezugversagen im Holz begrenzt wurde.

Da es bei der Biegeträgerserie ohne Schrauben ab einem bestimmten Belastungsniveau zu größeren Verschiebungen und auch zu einem etwas größeren Abheben als bei den Serien mit Schrauben kam, ist der Einsatz zusätzlicher Schrauben in Kerven vor allem für lange Biegeträger mit einer hohen Momentenbeanspruchung empfehlenswert.

4 Numerische Untersuchungen zum statischen Tragverhalten

4.1 Zielsetzung und Abgrenzung

Die im Folgenden vorgestellten numerischen Untersuchungen sind in zwei Schwerpunkte unterteilt.

- Finite-Elemente Modell eines Push-Out Versuchskörpers entsprechend den in Kap. 3.2 vorgestellten Versuchen unter Berücksichtigung elasto-plastischer Materialeigenschaften für eine weiterführende Versuchsauswertung und eine Parameterstudie
- Stabwerkmodelle eines Schubträgers und eines Biegeträgers entsprechend Kap. 3.3 unter Berücksichtigung linear-elastischer Materialeigenschaften für eine weiterführende Untersuchung der Schnittgrößen und des Verschiebungsmoduls der Kerne

Im Rahmen der Masterarbeit von Töpler [47] wurde ein Finite-Elemente Modell eines Push-Out Versuchskörpers in ANSYS Mechanical APDL Version 15.0 [86] unter Anwendung nicht-linearer Materialmodelle, das eine Untersuchung der Verformungs- und Spannungszustände erlaubt, erstellt [47]. Des Weiteren war es das Ziel, mit diesem Modell das Tragverhalten einschließlich der Entfestigung bis zum Versagen, den Verschiebungsmodul und die Tragfähigkeit einer Kerne in Abhängigkeit verschiedener Geometrie- und Materialparameter zu untersuchen. Durch die Anwendung elasto-plastischer Materialmodelle konnte das im Versuch beobachtete nicht-lineare Last-Verschiebungsverhalten der Kerne nachvollzogen werden, das mit einer duktilen Stauchung im Holz und mit einer Rissbildung im Beton verbunden war. Auch die Wirkungsweise von zusätzlichen Schrauben, die in der Mitte der Kerne oder als Vorholzverstärkung angeordnet werden können, wurde am Push-Out Modell analysiert. In diesem Zusammenhang sollte auch untersucht werden, warum sich bei den in Kap. 2.3.2 vorgestellten numerischen Untersuchungen von Michelfelder [22] eine deutliche Erhöhung der Tragfähigkeit und des Verschiebungsmoduls bei Kernen mit Schrauben ergab.

Das Finite-Elemente Modell wurde anhand der in Kap. 3.2 vorgestellten Versuchsergebnisse verifiziert und anschließend für weitere Parameterstudien genutzt. Beispielsweise wurde der Einfluss des Verhältnisses der Druckfestigkeit in Faserrichtung zur Schubfestigkeit auf das maßgebende Versagen im Holz untersucht. Des Weiteren wurde der Einfluss der Kerntiefe auf den Verschiebungsmodul betrachtet, da experimentell nur eine Kerntiefe von 20 mm untersucht wurde, für Straßenbrücken aber eine Kerntiefe von ca. 50 mm erforderlich wird. Eine Modellierung eines Trägerversuchs wurde nicht durchgeführt, da gezielt das lokale Tragverhalten der Kerne verifiziert und weitergehend untersucht werden sollte.

Demgegenüber wurden praxistaugliche, anwendungsorientierte Stabwerkmodelle der Trägerversuche erstellt, mit denen die Anwendung des aus Push-Out Versuchen berechneten Verschiebungsmoduls und die Schubkräfte an den Kerfen untersucht wurden. Dass die Modellierung eines Trägers als Stabwerk im Vergleich zu einem aufwändigen Finite-Elemente Volumenmodell ausreichend genau und sehr leistungsfähig ist, wird durch verschiedene Untersuchungen bestätigt [1], [20], [22]. Darüber hinaus ist die Anwendung eines Stabwerkmodells für Holz-Beton-Verbundtragwerke mit Kerfen Stand der Technik. Da Stabwerkmodelle auch für die Schnittgrößenermittlung unter Ermüdungsbeanspruchung in Kap. 6 angewandt wurden, war eine Verifizierung der Anwendbarkeit anhand der Ergebnisse der Trägerversuche wichtig.

Im Stabwerkprogramm RSTAB Version 8.0 [87] wurden Modelle entsprechend der im Versuch vorhandenen Geometrie- und Materialparameter mit linear-elastischen Materialmodellen erstellt und den Kerfen wurde zunächst der aus Push-Out Versuchen ermittelte Verschiebungsmodul zugewiesen. Anschließend wurde der Wert des Verschiebungsmoduls und auch die E-Moduln von Holz und Beton im Rahmen einer Parameterstudie variiert. Das Ziel war es, die bei den Trägerversuchen gemessenen Durchbiegungen in Feldmitte und Verschiebungen an den Kerfen sowie den Einfluss des genauen Wertes des Verschiebungsmoduls der Kerfe untersuchen zu können. Darüber hinaus wurde untersucht, bei welcher Laststufe die Tragfähigkeit einer Kerfe, die ebenfalls aus Push-Out Versuchen bekannt war, erreicht wurde.

4.2 Simulation der Push-Out Versuche

4.2.1 Allgemeines zu dem Modell und den Materialparametern

Das Finite-Elemente Modell wurde in ANSYS Mechanical APDL Version 15.0 [86] im Rahmen der Masterarbeit von Töpler [47] entwickelt. Da neben dem Verschiebungsmodul und der Tragfähigkeit einer Kerbe auch das duktile Holzversagen auf Druck in Faserrichtung und die Rissbildung im Beton abgebildet werden sollten, wurden elasto-plastische Materialmodelle von dynardo (multiPlas 5.1) [88] verwendet. Mit dem multiPlas Modell law14 (Menetrey-Willam Modell), das sowohl Zug- als auch Druckversagen sowie das Entfestigungsverhalten abbilden kann, wurde das Betonelement modelliert. Dem Holzelement wurde das Material law33 zugewiesen, das in den Grundzügen von Grosse [45] entwickelt wurde.

Das Finite-Elemente Modell wurde mit 8-knotigen SOLID185-Elementen und einem Hexaedernetz mit Verfeinerung im Bereich der Kerbe aufgebaut (vgl. Abb. 4.1). Dabei wurde nur die Hälfte des Push-Out Versuchskörpers mit der Dicke eines Elements, und nicht die komplette Versuchskörperbreite, aus Gründen der Rechenkapazität abgebildet. Eine Modellierung mit flächigen PLANE-Elementen wäre in diesem Fall zweckmäßig gewesen, allerdings ist beim Materialmodell law33 die Longitudinalrichtung entlang der z-Achse definiert und PLANE-Elemente müssen in der x-y-Ebene vernetzt werden. Ein Drehen des Materialkoordinatensystems war nicht möglich. Für die Kontaktmodellierungen an der Kerbe und entlang des Bruchkontakts im Vorholzbereich wurden CONTA174- und TARGE170-Elemente verwendet. Die Kerbe wurde scharfkantig modelliert, wobei Spannungssingularitäten, die dadurch zu erwarten gewesen wären, aufgrund der Anwendung elasto-plastischer Materialmodelle vermieden werden konnten.

Für die Untersuchung des Einflusses zusätzlicher Schrauben wurde ein Modell mit SOLID187-Elementen, durch das ein Viertel eines Versuchskörpers abgebildet wurde, und eine freie Tetraedervernetzung mit lokaler Verfeinerung an der Kerbe gewählt. Bei den Modellen mit Schrauben wurde auf linear-elastische Materialmodelle zurückgegriffen.

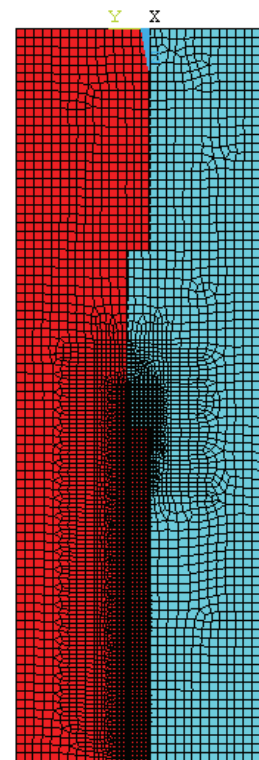


Abbildung 4.1: Netz [47]

Die Symmetrierandbedingungen wurden über Verschiebungsfreiheitsgrade definiert. Die Auflagerknoten wurden in allen Richtungen festgehalten und bei der Modellierung mit SOLID185-Elementen wurden außerdem alle Punkte senkrecht zur Symmetrieebene festgehalten. Die Belastung erfolgte, wie bei den Push-Out Versuchen, weggesteuert und die Verschiebung wurde kontinuierlich über die Zeit aufgebracht.

Weitere Informationen, unter anderem zu Solver-Einstellungen, Konvergenzproblemen und der Qualität der Vernetzung sind Töpler [47] zu entnehmen.

4.2.2 Materialeigenschaften und Materialmodelle

Betonmodell law14 [86]

Als Materialparameter des Betons der Güte C 30/37 wurden die Mittelwerte aus den parallel zu den Push-Out Versuchen durchgeführten Kleinteilversuchen nach Anhang B Tab. B.2, Tab. B.4 und Tab. B.6 verwendet. Die Rohdichte des Betons wurde mit $\rho_B = 2.500 \text{ kg/m}^3$ angesetzt und es wurde eine Querdehnzahl von $\nu_B = 0,2$ für die elastischen Dehnungen gewählt. Des Weiteren wurde für den Beton ein Dilatationswinkel von $\psi = 30^\circ$ verwendet. Der Dilatationswinkel dient der Bestimmung der plastischen Querdehnung.

Die Anwendung des Materialmodells law14 [86] erlaubt eine realistische Abbildung mehraxialer Spannungszustände. Für die Kalibrierung des Materialmodells wurde ein Würfel-druckversuch modelliert und, um die Spannungs-Dehnungskurven unter Zug- und Druckbeanspruchung verifizieren zu können, wurden Patch-Tests an einem einzelnen Element mit 2 mm Kantenlänge durchgeführt. Auch der Einfluss des Dilatationswinkels auf die plastischen Dehnungen unter Druckbeanspruchung wurde untersucht [47].

Holzmodell law33 [86]

Für das verwendete Holz der Güte GL 24h wurden lediglich die Biegefestigkeit, der Biege-E-Modul und die Rohdichte experimentell ermittelt. Eine umfangreiche Bestimmung aller notwendigen Materialparameter war im Rahmen der Versuchsreihe nicht möglich. Die der Modellierung zugrunde liegenden Mittelwerte dieser Materialeigenschaften können Anhang A Tab. A.2 entnommen werden. Damit die Eigenschaften des Holzes in Abhängigkeit der Longitudinal-, Tangential- und Radialrichtung der Jahrringe korrekt modelliert werden kann, wäre eigentlich ein Polarkoordinatensystem zu verwenden. Da allerdings Radial- und Tangentialrichtung zwischen einzelnen Lamellen eines Brettschichtholzelements variieren, wurden die Lamellen vereinfacht nicht jeweils mit einem individuellen Polarkoordinatensystem modelliert, sondern es wurde ein einzelnes Holzvolumen im kartesischen Koordinatensystem gewählt. Für das modellierte Holzelement eines Push-Out Versuchskörpers wurden nur Tangential- und Longitudinalrichtung berücksichtigt. In Radialrichtung wurden die Freiheitsgrade festgehalten und die Festigkeiten zu unendlich angesetzt.

Die notwendigen Elastizitäts- und Schubmoduln wurden für die verschiedenen Richtungen, basierend auf dem experimentell ermittelten mittleren Biege-E-Modul in Längsrichtung, nach JCSS [56] berechnet. Die Zug- und Druckfestigkeiten in Faserrichtung wurden auf Grundlage der Biege- und Push-Out Versuche abgeschätzt. Als Startwerte für Zug- und Druckfestigkeiten senkrecht zur Faserrichtung und Schubfestigkeiten wurden Werte aus Grosse [45] übernommen. Im Rahmen einer Parameterstudie wurde die Druckfestigkeit in Faserrichtung und das Verhältnis von Druckfestigkeit zu Schub- und Querkzugfestigkeit variiert. Für die Querdehnzahlen des Holzes wurden die in multiPlas voreingestellten Werte beibehalten ($\nu_{RL} = 0,055$, $\nu_{TL} = 0,035$ und $\nu_{RT} = 0,599$). Als Reibungsbeiwert zwischen Holz und Beton wurde $\eta = 0,4$ gewählt [47].

Das Materialmodell law33 [86] basiert auf einem mehrflächigen Fließkriterium. Longitudinal- und Tangentialrichtung wurden entsprechend dem kartesischen Koordinatensystem angeordnet. Durch die Modellierung eines Biegeversuchs entsprechend Anhang A wurde

die Zugfestigkeit in Faserrichtung abgeschätzt und der experimentell ermittelte E-Modul überprüft. Die Druckfestigkeit in Faserrichtung wurde durch den Vergleich der Ergebnisse der experimentellen Push-Out Versuche mit dem entsprechenden numerischen Modell abgeschätzt. Hierbei ergab sich für Serie 1 basierend auf der im Versuch ermittelten Höchstlast eine Druckfestigkeit in Faserrichtung von $21,3 \text{ N/mm}^2$, was unterhalb des charakteristischen Wertes nach DIN EN 14080 [60] von $24,0 \text{ N/mm}^2$ lag. Für Serie 3 wurde die Druckfestigkeit allerdings zu $24,0 \text{ N/mm}^2$, was ein Indiz für die natürliche Streuung des Materials ist. Nach JCSS [56] ergäbe sich aus der experimentell ermittelten mittleren Biegefestigkeit von $f_m = 38 \text{ N/mm}^2$ (vgl. Tab. A.2) eine rechnerische Druckfestigkeit in Faserrichtung von $25,7 \text{ N/mm}^2$ nach Gl. (4.1).

$$f_{c,0} = 5 \cdot f_m^{0,45} = 5 \cdot (38 \text{ N/mm}^2)^{0,45} = 25,7 \text{ N/mm}^2 \quad (4.1)$$

Dass die aus den Push-Out Versuchen bzw. der Simulation ermittelte Druckfestigkeit unterhalb des Wertes nach Gl. (4.1) lag, kann an der Materialstreuung und an einer erhöhten Holzfeuchte (vor allem im Bereich des Hirnholzes der beanspruchten Kervenflanke) aufgrund des direkten Kontakts mit dem Beton liegen. Bei den Push-Out Versuchen wurden außen an den Holzkörpern Holzfeuchten zwischen 10 und 14 % gemessen, während innen an den dem Beton zugewandten Seiten Holzfeuchten zwischen 19 und 23 % aufgezeichnet wurden.

Für die Verifizierung von Spannungs-Dehnungskurven unter Zug- und Druckbeanspruchung in Longitudinal- und Tangentialrichtung wurden auch für das Holz Patch-Tests an einem einzelnen Element mit 2 mm Kantenlänge durchgeführt.

Bruchkontakt im Vorholzbereich

Um ein Versagen durch Abscheren des Vorholzes infolge eines kombinierten Schub- und Querkraftversagens realistisch abbilden zu können, wurde ein Bruchkontakt definiert. Ein derartiges Versagen wird nicht ausreichend im Materialmodell law33 [86] berücksichtigt. Die Position eines potentiellen Schubrisses im Vorholzbereich, ausgehend vom Kervengrund ist ausreichend durch Versuche belegt [46], [22], [1], [16]. Aus diesem Grund wurde der Bruchkontakt über die komplette Vorholzlänge im Bereich des Kervengrunds angeordnet (vgl. Abb. 4.2). Mit Hilfe des gewählten Bruchkontaktes „Cohesive Zone Material Model“ war es möglich, Risse bzw. eine Trennung von Elementen zu simulieren. Den Kontaktelementen wurde eine Zug- und eine Schubfestigkeit zugewiesen und es wurde eine Verschiebung bei vollständiger Entfestigung definiert.

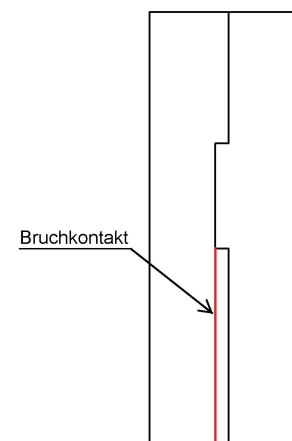


Abbildung 4.2: Bruchkontakt [47]

Schrauben

Um den Einfluss von zusätzlichen Schrauben auf die Spannungen und den Verschiebungsmodul der Kerne abschätzen zu können, wurden Versuchskörper mit und ohne

Schrauben modelliert. Als Reibungsbeiwerte wurde zwischen Holz und Schraube $\eta = 1,0$ (Gewinde) und zwischen Beton und Schraube $\eta = 0,2$ (Schaft) gewählt.

4.2.3 Verifizierung des Finite-Elemente Modells und Vorgehensweise bei der Ergebnisauswertung

Das Finite-Elemente Modell wurde hinsichtlich des Last-Verschiebungsverhaltens, des Verschiebungsmoduls, der Tragfähigkeit und des Versagensmodus ausgewertet und mit den Versuchsergebnissen verglichen. Kalibriert wurde das Finite-Elemente Modell an dem Mittelwert der Last-Verschiebungskurven der Push-Out Serie 1 (vgl. Kap. 3.2.3). Die Relativverschiebung zwischen Holz und Beton an der Kerne wurde im Modell an den Knoten ausgewertet, die sich in unmittelbarer Nähe der Messstellen gemäß Abb. 4.3 (Wegaufnehmer AV) befanden, um die Vergleichbarkeit zu gewährleisten. Der Verschiebungsmodul wurde, wie bei der Versuchsauswertung, nach Gl. (3.1) zwischen 10 % und 40 % der im Versuch geschätzten Höchstlast berechnet.

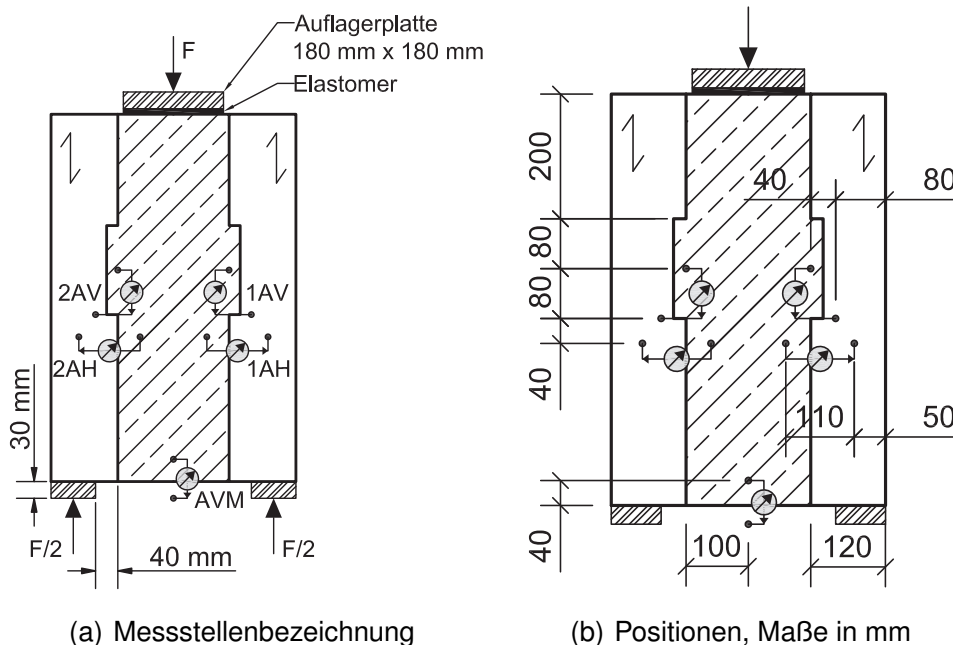


Abbildung 4.3: Messstellen der Push-Out-Versuche

Betrachtet man in Abb. 4.4 die Verschiebungen in z-Richtung bzw. Längsrichtung links im Bild und die entsprechenden Verschiebungen des Pfades auf Höhe der Wegaufnehmerposition im Holz rechts im Bild, wird der Einfluss der Messstellenanordnung (senkrecht zur Verbundfuge variiert) deutlich. Da es an der beanspruchten Kerneflanke lokal zu erhöhten Verformungen und Verdrehungen kommt, wurde die Relativverschiebung zwischen Holz und Beton bei der im Versuch gewählten Messstellenanordnung geringfügig unterschätzt und somit der Wert des Verschiebungsmoduls überschätzt. Sollen diese lokalen Verformungen bei der Ermittlung des Verschiebungsmoduls der Kerne unberücksichtigt bleiben, wäre eine Messstellenanordnung in der Nähe der Schwerachsen der Holz- und Betonelemente, wie von Grosse [45] (vgl. Abb. 2.18(b)) gewählt, sinnvoll. Für die Relativverschiebungen der Knoten auf Position der Schwerachsen wurde anhand des Finite-

Elemente Modells ein um 9 % geringerer Verschiebungsmodul als der Wert, der aus dem Modell für die tatsächliche Messstellenanordnung ermittelt wurde, berechnet [47].

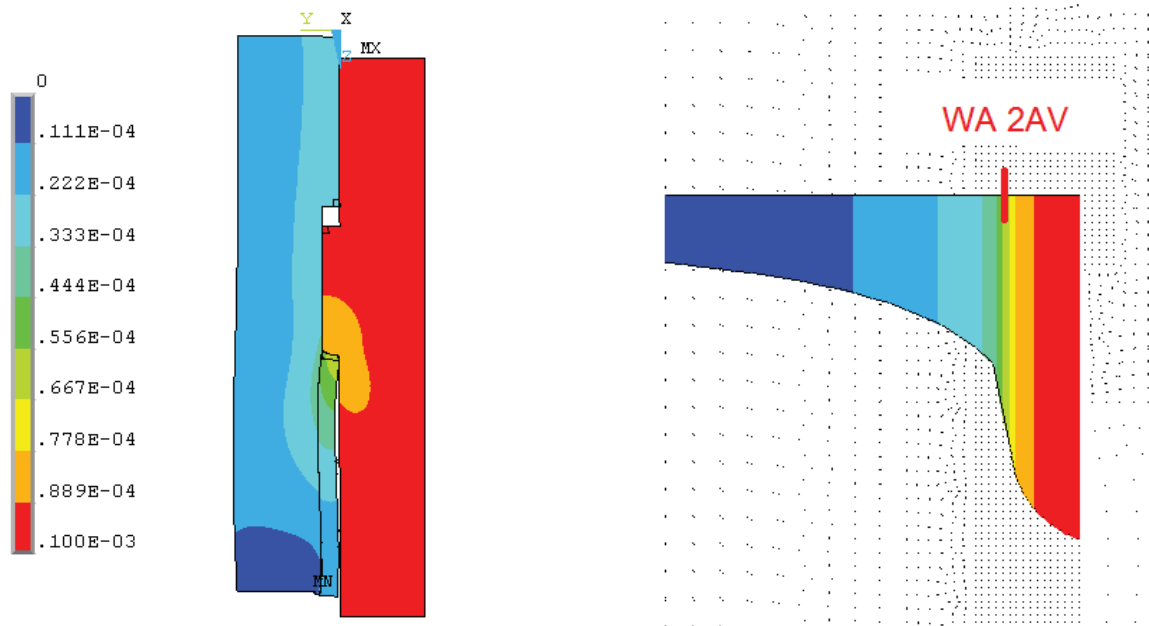


Abbildung 4.4: Verschiebungen in z-Richtung und Lage des Wegaufnehmers, Maße in m [47]

In Abb. 4.5(a) ist die Last-Verschiebungskurve des verifizierten Finite-Elemente Modells im Vergleich mit der Mittelwertskurve der Serie 1 bis zu einer Verschiebung von 1,5 mm dargestellt. Der Verlauf der Kurven stimmt sehr gut überein und der Übergang vom elastischen in den plastischen Bereich kann durch das Modell erfasst werden. Allerdings wurde mit Hilfe des Finite-Elemente Modells ein höherer Verschiebungsmodul von 1.816 kN/m-m/m (im Vergleich zu 1.372 kN/mm/m für Serie 1) berechnet. Der erhöhte Wert des Finite-Elemente Modells ist vor allem darauf zurückzuführen, dass eine zu Versuchsbeginn existierende Haftreibung zwischen Holz und Beton im Modell nicht abgebildet werden konnte. Durch die Haftreibung waren die gemessenen Verschiebungen im Bereich von ca. 12,5 kN, was 10 % der geschätzten Höchstlast entspricht, etwas geringer als die Verschiebungen im Modell. Im Bereich von ca. 50 kN, was 40 % der geschätzten Höchstlast entspricht, waren die Verschiebungen aus Messwerten und Modell annähernd gleich. Somit ergab sich aufgrund der geringeren Verschiebungsdifferenz im Modell ein höherer Wert des Verschiebungsmoduls.

In Abb. 4.5(b) sind dieselben Last-Verschiebungskurven des Modells und des Mittelwerts der Serie 1 bis zu einer Verschiebung von 15 mm gegenübergestellt. Sowohl im Modell als auch bei den Versuchen kam es nach dem Erreichen eines ersten Plateaus bei Verschiebungen zwischen 1 mm und 3 mm zu einem erneuten, leichten Anstieg der Kraft bevor sich ein horizontaler Verlauf zeigte. Durch das Modell kann demnach eine Verfestigung im Holz infolge Druck in Faserrichtung realistisch abgebildet werden, wobei die maximale Tragfähigkeit ein wenig überschätzt wird. Die Druckspannung in Faserrichtung erreicht den maximalen Wert sobald die zusätzlichen Druck- und Schubspannungen infolge Laststeigerung nicht mehr durch die benachbarten Elemente abgetragen werden können.

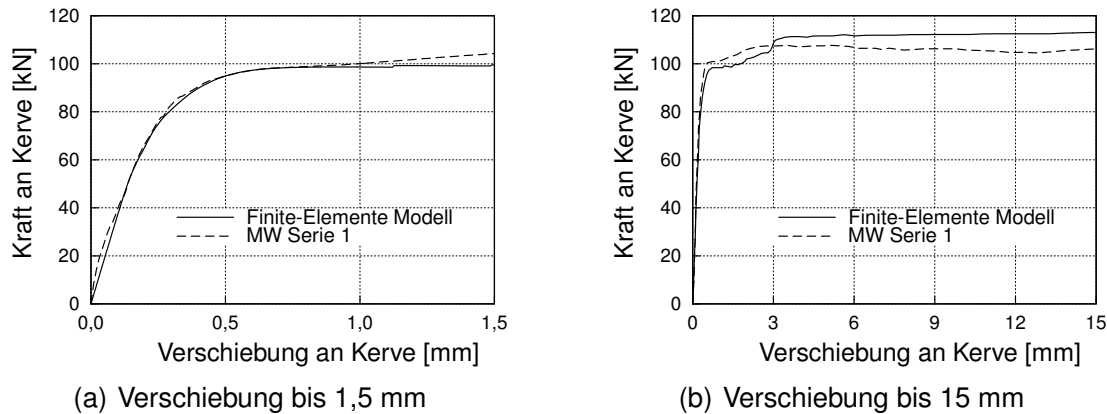


Abbildung 4.5: Last-Verschiebungskurven aus Serie 1 und Finite-Elemente Modell

Der Verlauf des Versagens wurde im Modell anhand zweier charakteristischer Zustände bei 0,6 mm und 2,0 mm Relativverschiebung an der Kerne untersucht. Bei einer Verschiebung von 0,6 mm war die Druckfestigkeit in Faserrichtung von $21,3 \text{ N/mm}^2$ bereits über die komplette Kerventiefe erreicht und lokal begrenzt kam es auch zu einer Überschreitung der Schubfestigkeit am Kervengrund (vgl. Abb. 4.6 und Abb. 4.8, Maximalwert der Schubspannung $7,3 \text{ N/mm}^2$). Diese Beobachtung bestätigt die Schlussfolgerung aus den experimentellen Untersuchungen, dass ein Druckversagen an der Kervenflanke durch ein lokal begrenztes Abscheren des Vorholzes begleitet wird. Darüber hinaus ist in Abb. 4.6 eine lokal begrenzte Überschreitung der Zugfestigkeit in Faserrichtung am Kervengrund erkennbar. Diese erhöhte Zugspannung ist ebenfalls durch das einsetzende Abscheren zu erklären, das zum Zugversagen einzelner Fasern führt. Der Maximalwert der Schubspannung klingt allerdings schnell wieder ab und es kommt nicht zu einem vollständigen Abscheren des Vorholzes.

Bei einer Verschiebung von 2,0 mm wird die Verfestigung im Holz deutlich, da die Druckspannung in Faserrichtung um ca. 10 % weiter gesteigert werden konnte (vgl. Abb. 4.7). Die Zone der maximalen Schubspannung von $7,6 \text{ N/mm}^2$ war bei dieser Verschiebung weiter in den Vorholzbereich verlagert, was in Abb. 4.9 zu erkennen ist. Dies zeigt ebenfalls, dass ein lokal begrenztes, der Druckspannung entsprechendes Abscheren durch den Bruchkontakt erfasst werden konnte. Das Abscheren trat nur in dem Bereich auf, in dem die Druckfestigkeit in Faserrichtung überschritten und große plastische Verformungen vorhanden waren. Insgesamt konnte der Verlauf des Versagens mit dem Modell sehr gut nachvollzogen werden. Des Weiteren konnte durch das Modell bestätigt werden, dass die Druckfestigkeit des Betons an der Kerne nicht erreicht wird. Wie in Abb. 4.10(a) zu erkennen ist, wurde eine maximale Druckspannung von 23 N/mm^2 erreicht, die deutlich unterhalb der Druckfestigkeit des Betons der Güte C 30/37 liegt. Nach Anhang B Tab. B.2 betrug der Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit 45 N/mm^2 . Die Rissbildung in der Betonocke, ausgehend vom Kervengrund konnte nachvollzogen werden und war in Form von großen plastischen Dehnungen sichtbar (vgl. Abb. 4.10(b)).

4.2.4 Parameterstudie

Varierte Parameter

Zunächst wurden die Geometrierandbedingungen des Push-Out Modells entsprechend der Push-Out Versuchsserien in Kap. 3.2 variiert. Dementsprechend wurden die Länge der Kerbe l_K und das Vorhandensein sowie die Position von Schrauben verändert. Über die gewählten Parameter der Versuche hinaus wurde die Kerventiefe t_v zwischen 10 mm und 40 mm variiert. Für das Materialmodell des Betons wurde der E-Modul zwischen 25.000 N/mm² und 35.000 N/mm² variiert. Für das Materialmodell des Holzes wurden sowohl der E-Modul zwischen 10.000 N/mm² und 15.000 N/mm² als auch Festigkeitswerte variiert. Infolge der Variation des E-Moduls wurden alle anderen Steifigkeitswerte des Holzmodells im selben Verhältnis zum Ausgangswert angepasst. Die Druckfestigkeit in Faserrichtung wurde zwischen 16 N/mm² und 36 N/mm² variiert. Für das Verhältnis der Druckfestigkeit in Faserrichtung zu Schub- und Querkzugfestigkeit wurden Werte zwischen 0,5 und 20,0 verwendet. Des Weiteren wurde der Reibungsbeiwert zwischen Holz und Beton zwischen 0,0 und 1,0 variiert.

Zusammenfassung der Ergebnisse

Eine Variation der **Länge der Kerbe** l_K ergab, dass in dem bei den Versuchen angewandten Bereich zwischen 160 mm und 200 mm keine Beeinflussung der Tragfähigkeit oder des Verschiebungsmoduls vorlag. Diese Erkenntnis deckte sich mit den Ergebnissen aus den Versuchen.

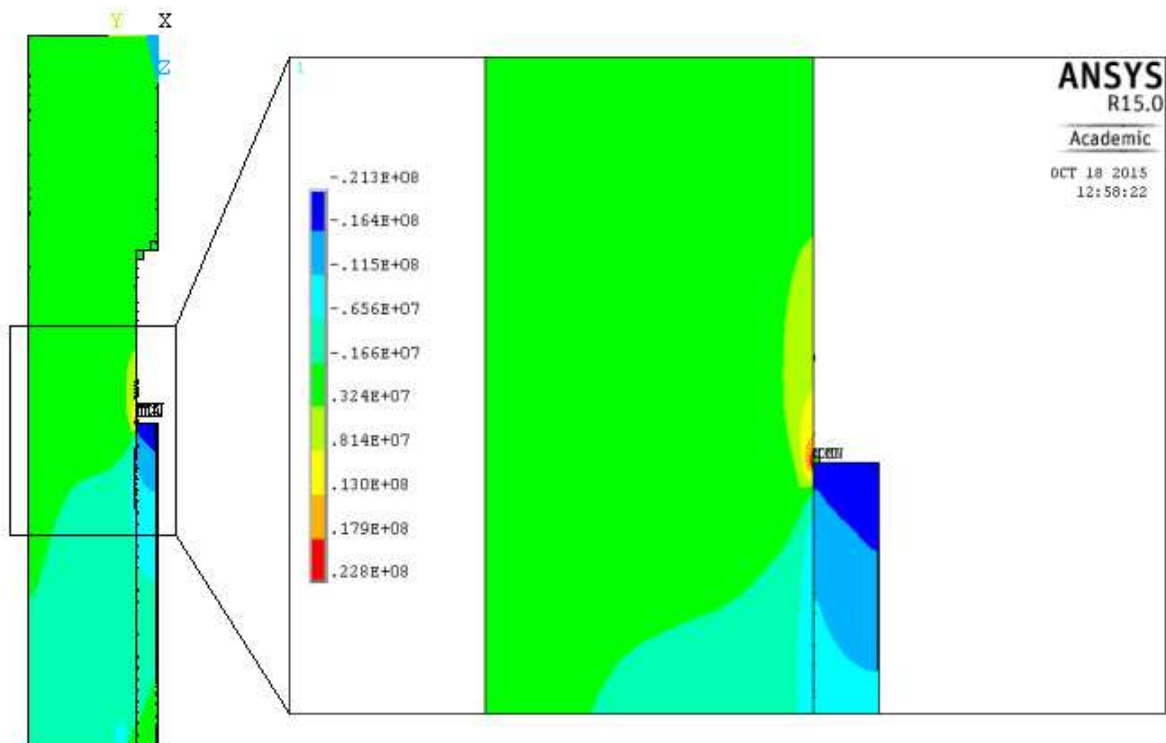


Abbildung 4.6: Spannungen im Holz in Faserlängsrichtung [N/m²] bei 0,6 mm Verschiebung [47]

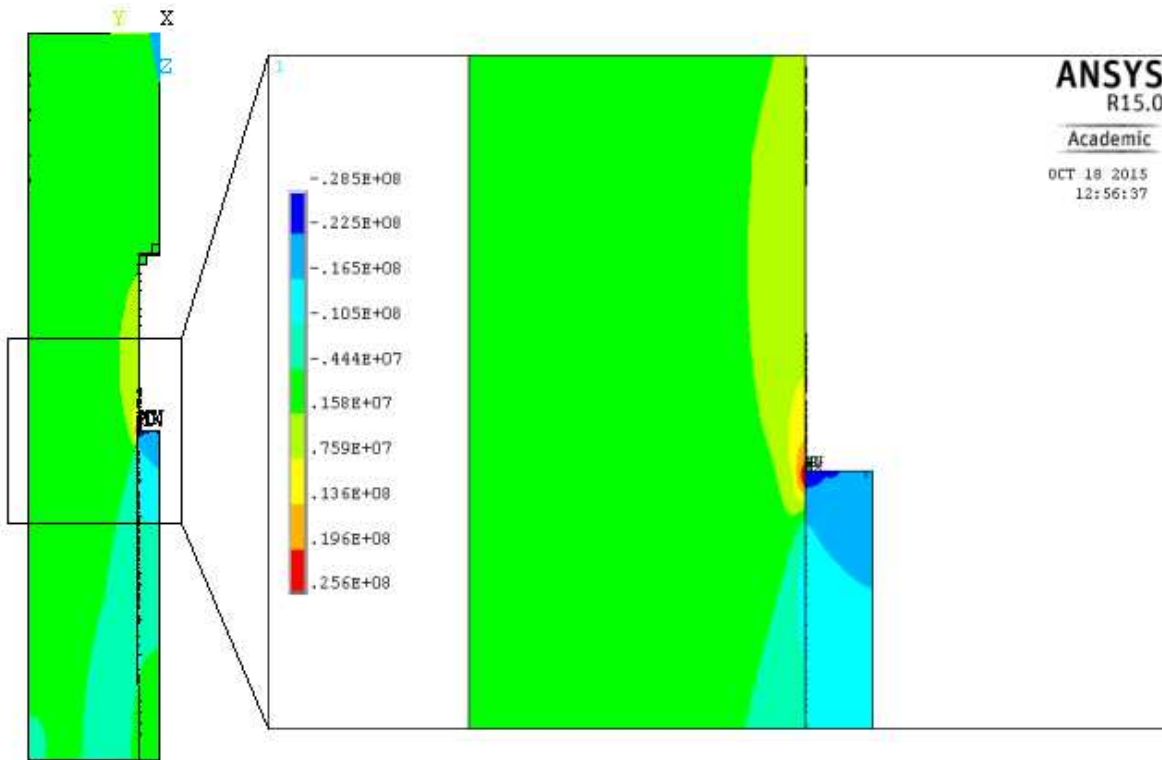


Abbildung 4.7: Spannungen im Holz in Faserlängsrichtung [N/m²] bei 2,0 mm Verschiebung [47]

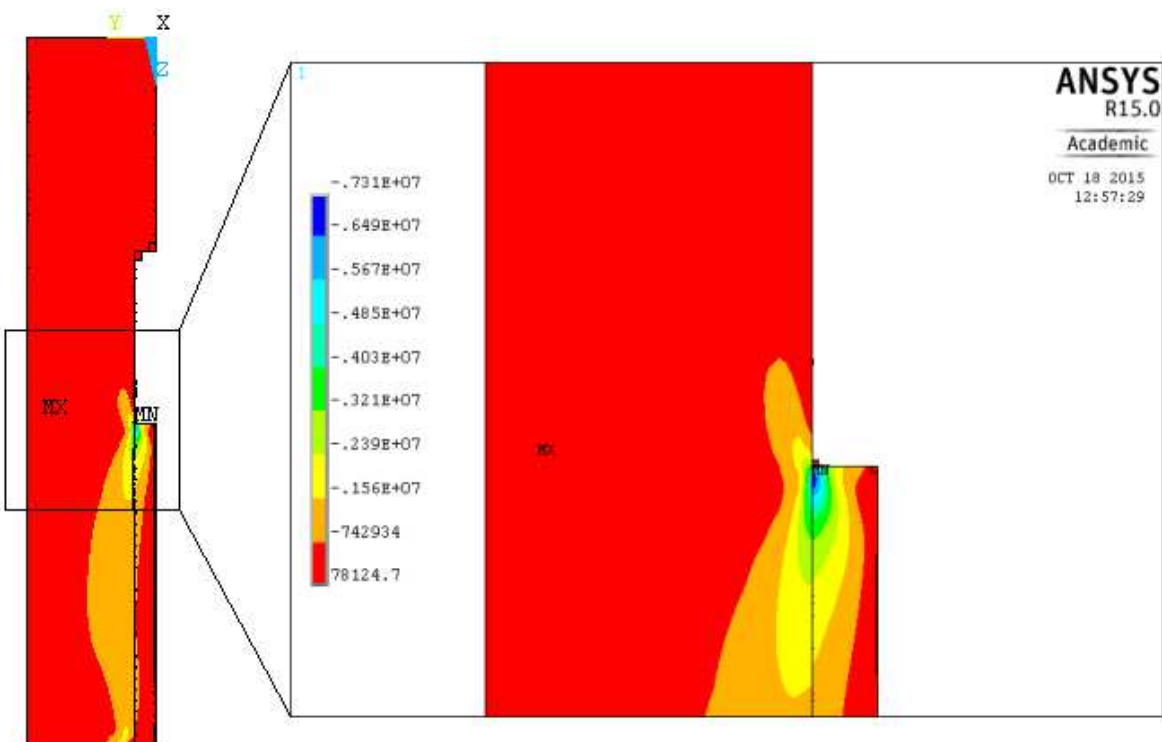


Abbildung 4.8: Schubspannungen im Vorholz [N/m²] bei 0,6 mm Verschiebung [47]

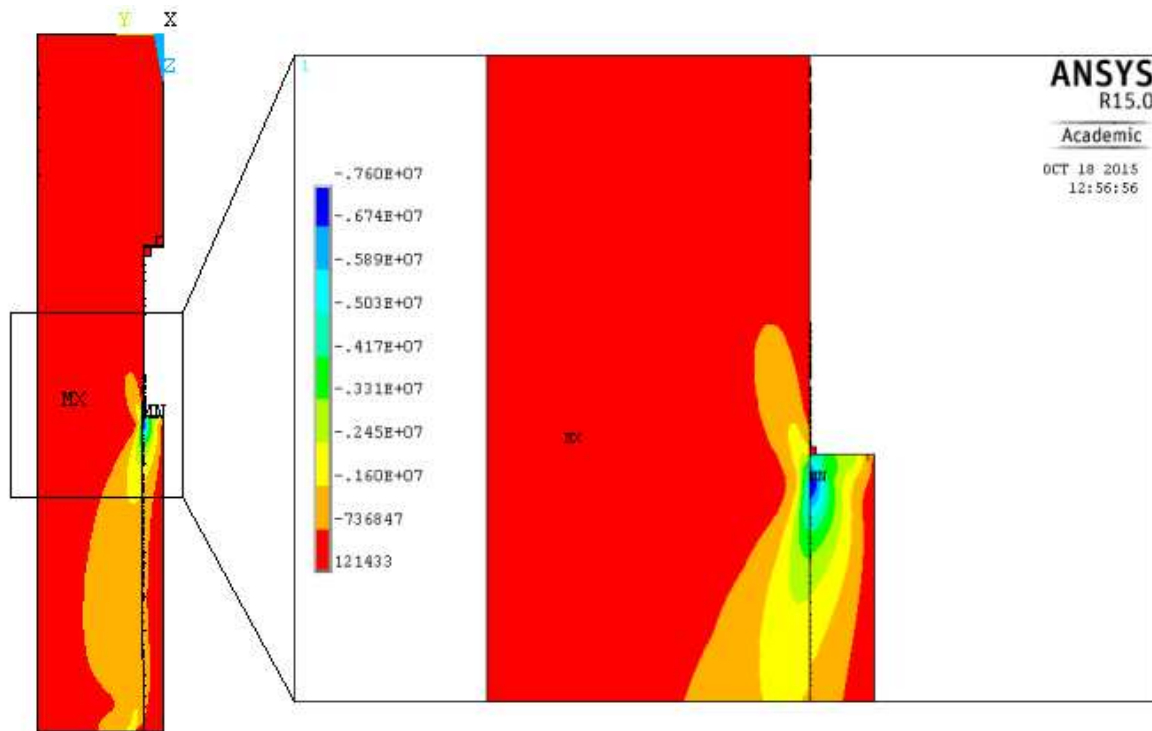


Abbildung 4.9: Schubspannungen im Vorholz [N/m^2] bei 2,0 mm Verschiebung [47]

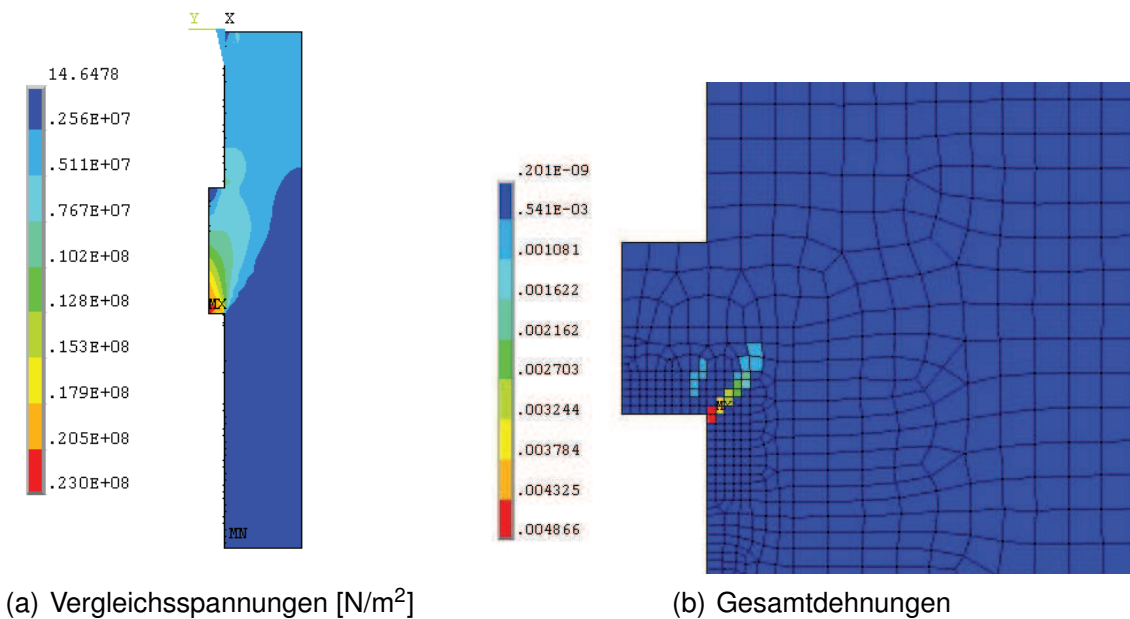


Abbildung 4.10: Simulation der Betonnocke an der Kerne [47]

Entsprechend einem Versagen infolge Druck in Faserrichtung stieg durch eine Variation der **Kervertiefe** t_v die Tragfähigkeit linear mit zunehmender Fläche der Kervenflanke an. Mit zunehmender Kervertiefe ergab sich zwar ebenfalls eine Erhöhung des Verschiebungsmoduls, wobei der Zusammenhang in diesem Fall nichtlinear war. Bei einer Variation der Kervertiefe zwischen 10 mm und 20 mm nahm der Verschiebungsmodul deutlich mehr zu als bei einer Variation von 30 mm auf 40 mm (vgl. Abb. 4.11). Hierbei muss aller-

dings erwähnt werden, dass die Auflagerbreite im Modell entsprechend der Kervertiefe angepasst wurde, sodass ein Vorholzabscheren immer möglich war. Je tiefer die Kerne gewählt wurde, umso geringer war die Auflagerbreite, um eine ungewollte Überlagerung von Spannungen zu vermeiden. Die Gesamttiefe eines Holzelements betrug 120 mm und bei einer Kervertiefe von 10 mm wurde eine Auflagerbreite von 100 mm gewählt. Bei einer Kervertiefe von 30 mm betrug die Auflagerbreite beispielsweise nur noch 80 mm. Eine Verringerung der Auflagerbreite führt im Modell zu etwas höheren Verschiebungen im Holzelement und somit zu einem im Verhältnis geringeren Anstieg des Verschiebungsmoduls. Dieser Einfluss der Auflagerbreite konnte durch die Versuche allerdings nicht bestätigt werden (vgl. Kap. 3.2.2 bzw. Kap. 3.2.4). Bei einer Kervertiefe von $t_v = 20$ mm und einer Auflagerbreite von 90 mm ergab sich bei den Versuchen annähernd derselbe Verschiebungsmodul wie bei einer Auflagerbreite von 60 mm (1.820 kN/mm/m für PO 1.7 und 1.805 kN/mm/m für PO 4.1, vgl. Tab. 3.2). Das Finite-Elemente Modell ist für eine grobe Abschätzung des Verschiebungsmoduls in Abhängigkeit der Kervertiefe geeignet. Die Tendenz, dass der Verschiebungsmodul mit zunehmender Kervertiefe ansteigt, sich aber an einen Maximalwert annähert, ist plausibel. Ab einem bestimmten Grenzwert der Kervertiefe (nach Abb. 4.11 ca. 30 mm) sind die Verschiebungen infolge Druck in Faserichtung so gering, dass die Verschiebungen im Definitionsbereich des Verschiebungsmoduls annähernd konstant bleiben. Ab diesem Grenzwert ist die Schubtragfähigkeit für die Größe der Verschiebungen maßgebend, da die Schubfläche konstant ist, während die Druckfläche zunimmt. Der genaue Grenzwert der Kervertiefe, ab dem keine nennenswerte Erhöhung des Verschiebungsmoduls mehr auftritt, ist allerdings von der Holzgüte bzw. den Materialparametern abhängig.

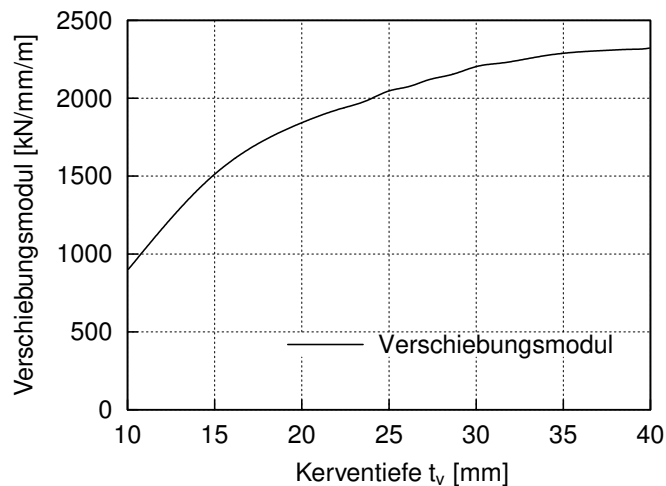


Abbildung 4.11: Zusammenhang zwischen Kervertiefe und Verschiebungsmodul

Für die Untersuchung des Einflusses zusätzlicher **Schrauben** wurden linear-elastische Materialmodelle und SOLID187-Elemente gewählt. Hierbei wurde jeweils ein Modell mit Schraube in der Mitte der Kerne entsprechend Serie 1 und ein Modell mit Schrauben im Vorholzbereich entsprechend Serie 5 erstellt. Für das Modell mit Schraube in Kerne Mitte ergab sich im Vergleich zum Modell ohne Schraube ein um ca. 50 % höherer Verschiebungsmodul. Diese Beobachtung deckt sich mit den Ergebnissen der numerischen Untersuchungen an einem Push-Out Modell von Michelfelder [22], kann aber nicht

durch Versuchsergebnisse bestätigt werden. Die Ursache der unrealistischen Erhöhung des Verschiebungsmoduls liegt in der Modellierung begründet. Wird eine Schraube mit einem linear-elastischen Materialmodell abgebildet, können beliebig große Schubkräfte von der Schraube übertragen werden, ohne dass ein Versagen eintritt. Je größer die Relativverschiebung zwischen Holz und Beton ist, umso größer sind die Spannungen, die im Modell durch die Schraube aufgenommen werden und umso größer ist auch der Einfluss auf den Verschiebungsmodul. Für Verschiebungen, bei denen im Versuch bereits eine plastische Verformung der Schraube auftrat, lieferte das Modell für Serie 1 unrealistische Ergebnisse, da die Schubkraft überschätzt wurde. Im Definitionsbereich des Verschiebungsmoduls bei einer Schubkraft zwischen 12,5 kN und 50 kN an einer Kerbe ist davon auszugehen, dass bereits eine Fließgelenkbildung in der Schraube stattgefunden hat. Nach Gl. (3.4) beträgt die charakteristische Tragfähigkeit einer Schraube auf Abscheren 6,2 kN. Für Serie 5 hingegen konnte die aus den Versuchen erhaltene Erhöhung des Verschiebungsmoduls um ca. 80 % und die Erhöhung der Tragfähigkeit nicht durch das Modell wiedergegeben werden, da die plastischen Verformungen des Vorholzbereiches und eine Verfestigung des Holzes auf Druck in Faserrichtung durch das linear-elastische Materialmodell nicht abgebildet werden konnte. Für das Modell mit Vorholzverstärkung lag die Erhöhung des Verschiebungsmoduls bei nur ca. 5 %. Eine Modellierung von Push-Out Versuchen mit Schrauben mit linear-elastischen Materialmodellen ist demnach nicht zielführend, zumal sich bei den Versuchen mit und ohne Schraube in Kernenmitte kein Einfluss auf die Tragfähigkeit und den Verschiebungsmodul zeigte.

Aus der Variation der **E-Moduln** ergab sich, dass der Verschiebungsmodul mit einer Erhöhung des E-Moduls für Holz linear anstieg. Eine Steigerung des E-Moduls des Holzes von 10.000 N/mm² auf 15.000 N/mm² führte zu einer Erhöhung des Verschiebungsmoduls von 1.712 kN/mm/m auf 2.378 kN/mm/m. Eine Variation des E-Moduls des Betons hatte keinen signifikanten Einfluss auf den Wert des Verschiebungsmoduls.

Eine Untersuchung des **Verhältnisses von Druckfestigkeit in Faserrichtung zu Schubfestigkeit und Zugfestigkeit senkrecht zur Faser** ergab, dass durch den Bruchkontakt abgeschätzt werden kann, wie hoch die Schubspannungen sind und bei welcher Laststufe sowie in welchem Bereich ein Abscheren im Vorholzbereich eintritt. Je größer das Verhältnis ist (je geringer also die Schub- bzw. Zugfestigkeit im Vergleich zur Druckfestigkeit), umso größer wird der Bereich im Vorholz, bei dem die Schubspannung die definierte Festigkeit übersteigt. Somit kann anhand des Finite-Elemente Modells zwischen einem Versagen infolge Druck in Faserrichtung und Abscheren des Vorholzes unterschieden werden. Voraussetzung ist allerdings, dass die Festigkeitswerte des Materials genau bekannt sind, was eine allgemeingültige Nachrechnung vorhandener Versuchsergebnisse sehr erschwert. Auch bei den vorliegenden Ergebnissen wurde die Schubfestigkeit und die Querkzugfestigkeit iterativ mit Hilfe des im Versuch beobachteten Versagens und den gemessenen Verschiebungen bestimmt. Geht man vereinfacht davon aus, dass Schubfestigkeit und Querkzugfestigkeit für alle Materialgüten gleich groß sind (wie in DIN EN 14080 [60] vorgegeben), zeigte die Untersuchung dennoch: Je höher die Materialgüte des Holzes gewählt wird, umso größer ist der Bereich, in dem die Schubfestigkeit überschritten wird.

Von einem Versagen infolge Abscheren des Vorholzes kann dann ausgegangen werden, wenn im Verlauf der Laststeigerung das Maximum der Schubspannung den Vorholzbereich „durchwandert“ hat und somit die Schubfestigkeit im kompletten Vorholzbereich überschritten ist.

Der **Gleitreibungsbeiwert** zwischen Holz und Beton wurde im Finite-Elemente Modell zwischen 0,0 und 1,0 variiert. Für eine Erhöhung des Wertes von 0,0 auf 1,0 ergab sich eine Erhöhung der Tragfähigkeit um 7 % und eine Erhöhung des Verschiebungsmoduls um 5 %. Der Einfluss der Reibung ist demnach lokal für die Kerbe vernachlässigbar.

4.3 Stabwerkmodell der Trägerversuche

4.3.1 Allgemeines zu dem Modell und den Materialparametern

Für die Berechnung von Schnittgrößen und der Durchbiegung nachgiebig verbundener Biegeträger kann ein Stabwerkmodell nach Grosse et al. [27] verwendet werden. Die Vorteile dieses Modells bestehen darin, dass Einzellasten und diskontinuierlich angeordnete Verbindungsmittel, wie zum Beispiel Kerfen, berücksichtigt werden können. Bei dem gewählten Stabwerkmodell werden dem Obergurt die Material- und GeometrieKennwerte des Betonelements und dem Untergurt die Material- und GeometrieKennwerte eines Holzelements zugeordnet. Die Stäbe werden im Modell auf der Höhe der Schwerachsen der einzelnen Elemente angeordnet. Ober- und Untergurt werden mit dehnstarrten Pendelstäben gekoppelt, um eine Verformungsgleichheit der Gurte zu gewährleisten. Die Abstände dieser Starrstäbe dürfen nicht zu groß gewählt werden, damit die Schnittgrößen korrekt berechnet werden. Ein üblicher Abstand der Stäbe beträgt zwischen 10 cm und 15 cm [24]. Bei einem Holz-Beton-Verbundtragwerk mit Kerfen als Verbindungsmittel werden jeweils an den Stellen einer druckbeanspruchten Kerfenflanke die Stäbe, durch die der Verschiebungsmodul berücksichtigt wird, angeordnet (vgl. Abb. 4.14). Senkrecht zu Ober- und Untergurt werden an diesen Stellen zwei Kragarme mit einem Endgelenk auf der Höhe der Fuge zwischen den Elementen modelliert. Im Fall einer Kerfe hat es keinen bedeutenden Einfluss auf die Ergebnisse, ob das Gelenk an der Elementgrenze oder auf der Höhe der Mitte der Kerfentiefe wie in Abb. 4.12 angeordnet wird. Entsprechend der ursprünglichen Modellvorstellung wird den beiden Kragarmen eine effektive Biegesteifigkeit EI^* zugewiesen, die mit Hilfe des Verschiebungsmoduls der Verbindung nach Gl. (4.2) berechnet wird [27]. Dadurch wird die Nachgiebigkeit der Verbundfuge berücksichtigt.

$$EI^* = \frac{K}{3} \cdot (z_B^3 + z_H^3) \quad (4.2)$$

K Verschiebungsmodul

z_B Abstand zwischen der Schwerachse der Betonplatte und der Mitte der Kerfe entsprechend Abb. 4.12

z_H Abstand zwischen der Schwerachse des Holzträgers und der Mitte der Kerfe entsprechend Abb. 4.12

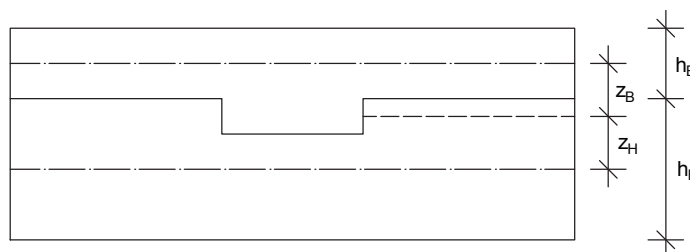


Abbildung 4.12: Definition von z_B und z_H bei einem Holz-Beton-Verbundträger mit Kerfe

Die Modellierung der Stäbe, die die Nachgiebigkeit der Verbindung berücksichtigen, kann mittlerweile für die Nutzung moderner Stabwerkprogramme vereinfacht werden. Der Verschiebungsmodul, der als Kennwert für das Verbindungsmittel bekannt sein muss, kann direkt als Federsteifigkeit einem Gelenk zugeordnet werden. In diesem Fall werden die Kragarme, ebenfalls wie die Pendelstäbe, als dehnstarre Stäbe modelliert und für das Endgelenk wird eine Dehnfeder senkrecht zur Stabachse des Starrstabes definiert. Dieser Feder kann der Verschiebungsmodul direkt zugeordnet werden (vgl. Abb. 4.13). Beide Modellvorstellungen (Stäbe mit effektiver Biegesteifigkeit oder Dehnfeder mit Verschiebungsmodul) führen zu denselben Ergebnissen für Schnittgrößen und Durchbiegung. Im Folgenden wird weiterhin die klassische Modellvorstellung mit Biegestäben an den Kerwen dargestellt.

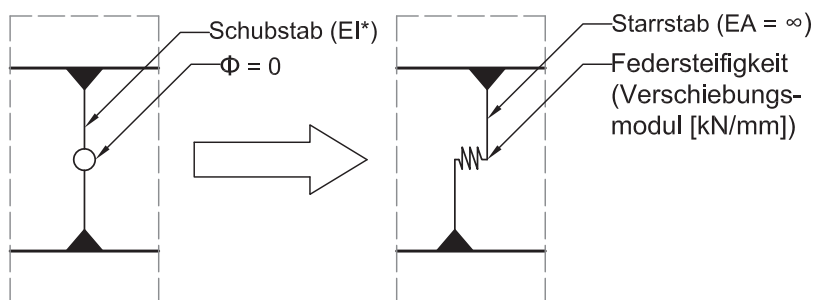


Abbildung 4.13: Modellierung des Stabes mit Nachgiebigkeit der Verbindung (links Stab mit effektiver Biegesteifigkeit nach [27] und rechts Weiterentwicklung mit Dehnfeder)

Um die Versuchsergebnisse aus Kap. 3.3 nachvollziehen und Schubkräfte an den Kerwen, die nicht gemessen werden konnten, berechnen zu können, wurden Stabwerkmodelle entsprechend des Versuchsaufbaus erstellt. In Abb. 4.14 und Abb. 4.15 sind die Stabwerkmodelle eines 4 m langen Schubträgers mit zwei Kerwen und eines 6 m langen Biegeträgers mit sechs Kerwen dargestellt (vgl. Abb. 3.23 und Abb. 3.24). Die Beanspruchung der Verbindungsmittel ergibt sich aus den Querkraften der Kragarme. Sprünge in den Momenten- und Normalkraftverläufen von Ober- und Untergurt, die aus der Schubkraft in den Verbindungsmitteln resultieren, können ebenfalls direkt aus dem Modell abgelesen werden und eine Berücksichtigung von Einzellasten ist ohne Weiteres möglich.

Die Querschnittsbreite von Holz- und Betongurt wurde mit 400 mm angesetzt. Die Querschnittshöhe betrug jeweils 120 mm. Für Schub- und Biegeträgermodell wurde der E-Modul des Holzgurtes entsprechend der Kleinteilversuche nach Anhang A Tab. A.2 zu 10.927 N/mm^2 gewählt. Der E-Modul des Betons wurde für die Schubträger mit 25.900 N/mm^2 und für die Biegeträger mit 25.267 N/mm^2 angesetzt (vgl. Anhang B Tab. B.8). Es wurde für Holz und Beton ein linear-elastisches Materialverhalten angenommen. Als Verschiebungsmodul der Kerwen wurde als Ausgangswert der Mittelwert aus den Push-Out Versuchsserien 1 bis 4 nach Tab. 3.4 zu 1.571 kN/mm/m gewählt. Entsprechend der vorhandenen Querschnittsbreite von 400 mm betrug dementsprechend der im Modell anzusetzende Wert des Verschiebungsmoduls $K = 0,4 \text{ m} \cdot 1.571 \text{ kN/mm/m} = 628 \text{ kN/mm}$.

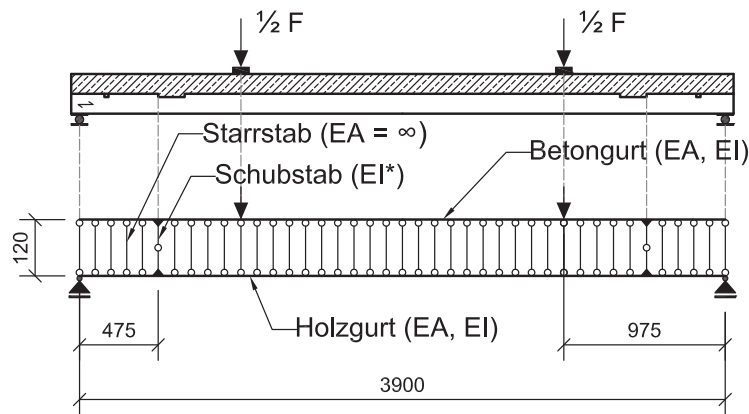


Abbildung 4.14: Stabwerkmodell eines 4 m langen Schubträgers mit zwei Kerven entsprechend Kap. 3.3, Maße in mm

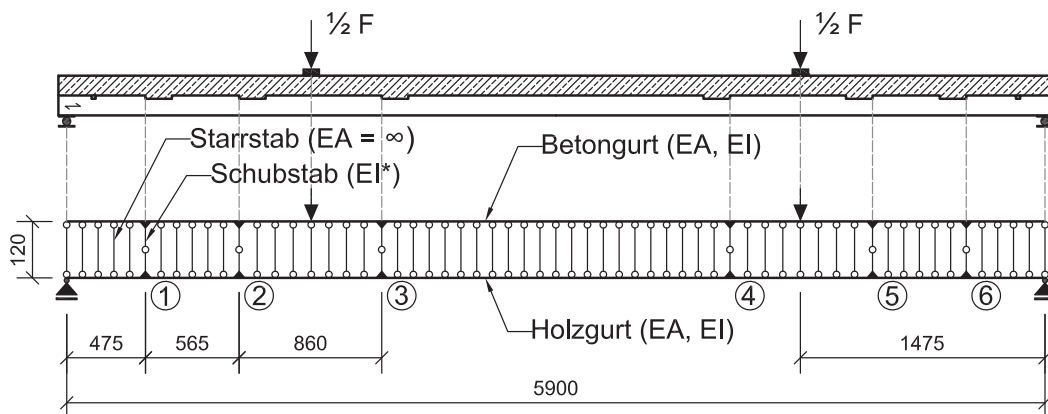


Abbildung 4.15: Stabwerkmodell eines 6 m langen Biegeträgers mit sechs Kerven entsprechend Kap. 3.3, Maße in mm

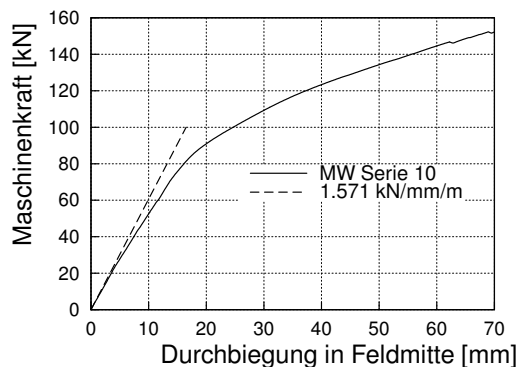
4.3.2 Ergebnisse aus den Stabwerkmodellen und deren Vergleich mit Versuchsergebnissen

Aus den Versuchen wurden für jeden Träger Messwerte der Durchbiegungen in Feldmitte und der Relativverschiebungen zwischen Holz und Beton an den Kerven aufgezeichnet. Die Darstellung der Messwerte erfolgte in Kap. 3.3 im Zusammenhang mit der Maschinenkraft, die auf zwei Lasteinleitungsstellen verteilt aufgebracht wurde. Eine Messung der Schubkräfte an den Kerven war nicht möglich. Im Folgenden werden für einen Vergleich der Simulationsergebnisse die Messwerte der Trägerserien 10 ($l = 4$ m) und 11 ($l = 6$ m) mit Schrauben in der Mitte der Kerven gewählt (vgl. Abb. 3.23 und Abb. 3.24). Für die anderen Versuchsserien ergaben sich sehr ähnliche Messwerte.

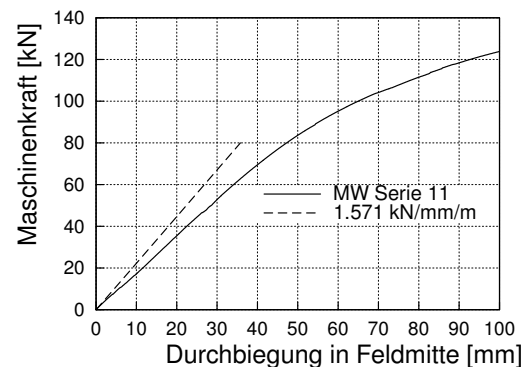
Eine Verifizierung des Stabwerkmodells ist nur durch den Vergleich der Durchbiegungen mit den Messwerten möglich.

In jedem Fall können mit einem Stabwerkmodell unter Anwendung eines linear-elastischen Materialverhaltens keine plastischen Verformungen und keine dementsprechende Zunahme der Verschiebungen (Verringerung der Steifigkeit) erfasst werden. Bei einer Anwendung der Stabwerkmodelle für die Bemessung von Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken ist eine Berücksichtigung plastischer Verformungen aber nicht erforderlich. In Kuhlmann & Aldi [1] wurden Kerfen mit einer Tiefe von $t_v = 40$ mm für eine Anwendung im Brückenbau untersucht (vgl. Kap. 2.4.5). Bei diesen Versuchen trat ein Versagen unter statischer Beanspruchung und unter Ermüdungsbeanspruchung immer durch ein Abscheren des Vorholzes ein. Es traten keine signifikanten plastischen Verformungen (z.B. Druckstauungen an der Kerfenflanke) auf, sondern das Tragverhalten war bis zum Versagen annähernd linear. Bei diesem Last-Verschiebungsverhalten und Versagen der Kerfe ist eine realistische Ermittlung der Schnittgrößen in einer Holz-Beton-Verbundbrücke mit Hilfe eines Stabwerkmodells möglich.

Anhand der Stabwerkmodelle in Abb. 4.14 und Abb. 4.15 wurden Last-Durchbiegungskurven für einen Verschiebungsmodul der Kerfen von 1.571 kN/mm/m ermittelt. In Abb. 4.16 sind die aus der Simulation erhaltenen Werte im Vergleich mit den Mittelwertkurven der Schubträger Serie 10 und der Biegeträger Serie 11 abgebildet. In beiden Fällen zeigt sich, dass die Durchbiegungen in den Modellen ein wenig unterschätzt werden. Für den Schubträger in Abb. 4.16(a) betragen die rechnerischen Verschiebungen bei einer Laststufe von 20 kN Maschinenkraft ca. 93% des Messwerts und bei einer Laststufe von 80 kN Maschinenkraft nur noch ca. 82% des Messwerts. Für den Biegeträger sind die Abweichungen noch etwas größer. In Abb. 4.16(b) betragen die rechnerischen Verschiebungen bei einer Laststufe von 20 kN Maschinenkraft ca. 78% des Messwerts und bei einer Laststufe von 80 kN Maschinenkraft ca. 76% des Messwerts. Allerdings sind die Kurven der Messwerten nicht perfekt linear und vor allem in den Bereichen, in denen die Gesamtsteifigkeit des Trägers aufgrund plastischer Verformungen stetig abnimmt, ist eine Berechnung der Durchbiegungen unter Annahme eines linear-elastischen Materialverhaltens nicht mehr zielführend.



(a) Schubträger Serie 10



(b) Biegeträger Serie 11

Abbildung 4.16: Vergleich der Ergebnisse von Last-Durchbiegungskurven aus Stabwerkmodell (mit Verschiebungsmodul der Kerfen $K = 1.571$ kN/mm/m) und Mittelwert einer Versuchsserie

In Abb. 4.17 ist die rechnerische Schubkraft an einer Kerfe in Abhängigkeit der vertikal aufgebrauchten Maschinenkraft dargestellt. Serie 10 steht für die rechnerische Schubkraft an der Kerfe des Schubträgermodells. Für Serie 11 (Biegeträger nach Abb. 4.15) sind die Schubkräfte für die Kerven 1 bzw. 6 und die Kerven 2 bzw. 5 abgebildet. Es ist grundsätzlich plausibel, dass die Schubkraft für dieselbe Maschinenkraft bei dem Schubträger am höchsten ist. Beim Schubträger gibt es keine lastverteilenden Effekte zwischen hintereinander liegenden Kerven und aufgrund der geringeren Gesamtlänge dieses Trägers ist die Schubbeanspruchung größer. Dass die Schubkraft an einer ersten Kerfe in Längsrichtung (Kerfe 1) beim Biegeträger größer ist als die Schubkraft an Kerfe 2 ist ebenfalls plausibel, da die Lastezugsfläche der Kerfe 1 um ca. 30 % größer ist als die der Kerfe 2. Diese Tatsache kann auch durch die Messwerte der Relativverschiebungen an den Kerven bestätigt werden.

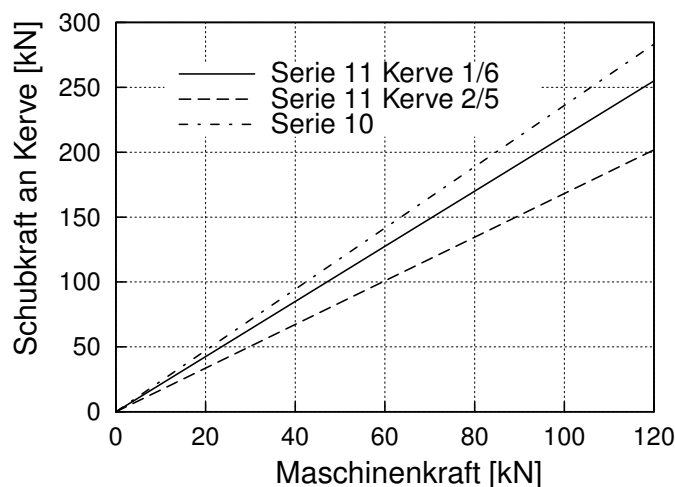


Abbildung 4.17: Zusammenhang zwischen Maschinenkraft und rechnerischer Schubkraft an einer Kerfe (für $K = 1.571 \text{ kN/mm/m}$)

Durch den aus dem Stabwerkmodell gewonnenen Zusammenhang zwischen Maschinenkraft und Schubkraft an einer Kerfe ist es für die Kerven der Träger möglich, Last-Verschiebungskurven abzuleiten und diese mit Messwerten aus den Push-Out Versuchen zu vergleichen. Dafür werden in Abb. 4.18 die berechneten Schubkräfte an den Kerven über die aus den Versuchen im Mittel an den Kerven gemessenen Verschiebungen der Träger aufgetragen. Im Modell wird ein konstanter Verschiebungsmodul der Kerfe und somit ein elastisches Verhalten berücksichtigt. Zum Vergleich ist die Last-Verschiebungskurve der Kerfe der Push-Out Serie 1 dargestellt. Die zwei Kerven mit jeweils 200 mm Breite im Push-Out Versuch entsprechen einer Kerfe mit 400 mm Breite im Trägerversuch.

Betrachtet man die Kurve des Schubträgers Serie 10 im Vergleich mit den Werten aus Push-Out Serie 1, stimmen die Kurven bis zum Übergang in den plastischen Bereich bei ca. 0,5 mm Verschiebung gut überein. Bei einer Laststufe von 80 kN Vertikallast wurde anhand des Stabwerkmodells eine Schubkraft an der Kerfe von 189 kN ermittelt. Im Mittel betrug die Verschiebung an der Kerfe bei Trägerserie 10 bei dieser Laststufe ca. 0,5 mm. In diesem Bereich ist die Tragfähigkeit der Kerfe nahezu erreicht und es setzt eine plastische Verformung des Holzes unter Druck in Faserrichtung ein. Ab diesem Punkt nimmt

die Steifigkeit der Kerne und die Biegesteifigkeit des Trägers deutlich ab und das Tragverhalten kann nicht mehr durch das linear-elastische Stabwerkmodell abgebildet werden, da die Tragfähigkeit der Kerne überschätzt wird. Im Mittel wurde bei den Trägern der Serie 10 im Versuch eine Höchstlast von 156 kN Maschinenkraft erreicht. Für Push-Out Serie 1 wurde im Mittel eine maximale Schubkraft an der Kerne (mit 400 mm Breite) von 218 kN erzielt. Durch die Simulation mit dem Stabwerkmodell kann die Vermutung aus der Ergebnisauswertung der Versuche bestätigt werden, dass beim Erreichen der vertikalen Höchstlast die Tragfähigkeit der Kernen bereits deutlich überschritten war. Eine Schubkraft von 218 kN ergab sich aus dem Stabwerkmodell des Schubträgers für 92 kN Maschinenkraft, was ca. 60 % der Höchstlast entspricht. Bei diesem Belastungsniveau konnte bei den Versuchen eine Verringerung der Biegesteifigkeit beobachtet werden.

Für die Kernen des Biegeträgers Serie 11 liegen die Messwerte der Verschiebungen deutlich unterhalb der Kurve für Push-Out Serie 1. Allerdings ist beim Biegeträger die Schubbeanspruchung im Verhältnis zur Biegebeanspruchung geringer und die Schubkraft wird auf drei hintereinander liegende Kernen aufgeteilt. Im Mittel wurde bei den Trägern der Serie 11 im Versuch eine Höchstlast von 124 kN Maschinenkraft erreicht. Durch die Simulation mit dem Stabwerkmodell kann bestätigt werden, dass beim Erreichen der vertikalen Höchstlast die Tragfähigkeit der Kernen 1 und 6 bereits deutlich überschritten war. Eine Schubkraft von 218 kN an den außenliegenden Kernen ergab sich aus dem Stabwerkmodell des Biegeträgers für 103 kN Maschinenkraft. Eine Verschiebung von 0,5 mm, die den Beginn plastischer Verformungen kennzeichnet, trat bereits bei einer Laststufe von ca. 53 kN Maschinenkraft auf. Bei dieser Laststufe ergab die Berechnung mit dem Stabwerkmodell eine Schubkraft von 112 kN an den außenliegenden Kernen, was noch deutlich unterhalb der Tragfähigkeit liegt. Bei den Kernen 2 und 5 trat eine Verschiebung von 0,5 mm bei einer Laststufe von ca. 81 kN Maschinenkraft und einer Schubkraft von 137 kN auf. Zum Zeitpunkt des Versagens bei 124 kN Maschinenkraft betrug die rechnerische Schubkraft an den Kernen 2 und 5 ca. 208 kN und somit war auch hier die Tragfähigkeit nahezu erreicht. Diese Vergleiche erlauben eine Abschätzung, bei welchen Laststufen der vertikalen Maschinenkraft und bei welchen Verschiebungen an den Kernen die Schubtragfähigkeit der Kernen erreicht ist.

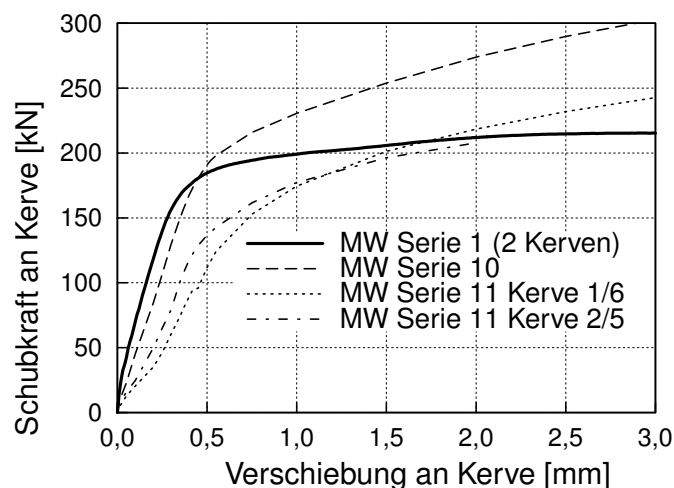


Abbildung 4.18: Last-Verschiebungskurven der Schubkraft an einer Kerne (Push-Out und Trägerversuche im Vergleich)

4.3.3 Auswertung

Im Rahmen einer Parameterstudie wurde bei den Stabwerkmodellen zunächst nur der Verschiebungsmodul der Kerfen variiert, um zu überprüfen, für welchen Wert sich die beste Übereinstimmung mit den gemessenen Durchbiegungen ergab. Darüber hinaus wurde der Einfluss des Verschiebungsmoduls auf die Schubkräfte an den Kerfen sowie weitere Schnittgrößen und die Durchbiegung untersucht. Der Wert des Verschiebungsmoduls wurde in einer realistischen Größenordnung zwischen 500 kN/mm/m und 2.000 kN/mm/m variiert. Der Wert von 1.571 kN/mm/m entspricht dem Kennwert, der aus den Push-Out Versuchen abgeleitet werden konnte. In Abb. 4.19 sind die Ergebnisse aus den Simulationen den Messwerten der Serie 10 und Serie 11 gegenübergestellt. Für das Schubträgermodell ergab sich die beste Übereinstimmung mit den Messwerten für einen Verschiebungsmodul von 750 kN/mm/m (vgl. Abb. 4.19(a)). Bei dem Biegeträgermodell lieferte sogar der Ansatz eines Verschiebungsmoduls von 500 kN/mm/m etwas zu geringe Durchbiegungen im Vergleich zu den gemessenen Werten (vgl. Abb. 4.19(b)). Allerdings ist eine Verifizierung des Stabwerkmodells anhand der Durchbiegung eine einseitige Betrachtung, weshalb auch der Einfluss des Verschiebungsmoduls auf die Schnittgrößen berücksichtigt werden sollte. Beispielsweise führt eine Verringerung des Verschiebungsmoduls der Kerfe zwar zu höheren Durchbiegungen, aber zu niedrigeren Schubkräften an den Kerfen, was für die Tragfähigkeit entscheidend ist.

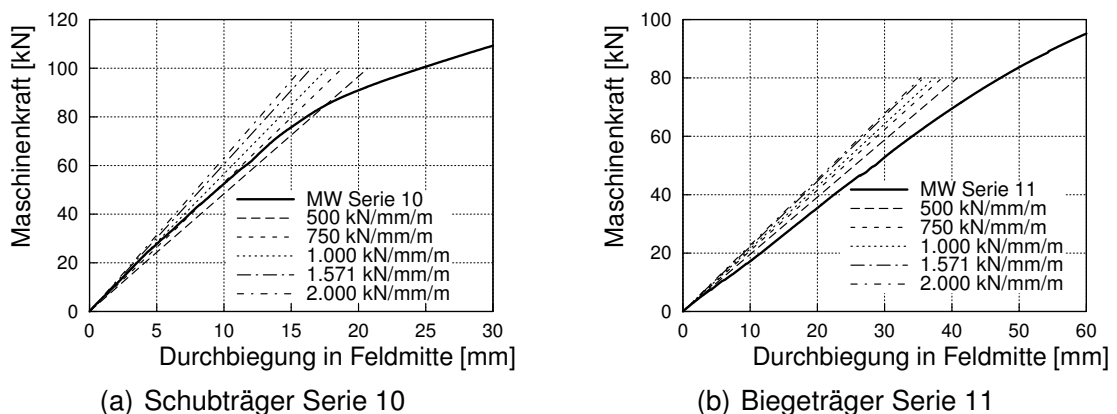


Abbildung 4.19: Last-Durchbiegungskurven aus Stabwerkmodell unter Variation des Verschiebungsmoduls der Kerfen und Mittelwert einer Versuchsserie

Eine mögliche Erklärung dafür, dass die Durchbiegungen aus den Modellen geringer sind als die gemessenen Durchbiegungen, ist eine unzureichende Berücksichtigung der Schubverformungen der Teilquerschnitte im gewählten Stabwerkmodell. Durch die Modellierung mit Stäben kann die gegenseitige Verschiebung der Teilquerschnitte auf Höhe der Verbundfuge nicht abgebildet werden. Schubverformungen führen zu einem gegenseitigen Verschieben der Schwerachsen der Teilquerschnitte. Um diese Schubverformungen des Holzquerschnittes und des Betonquerschnittes bei der Berechnung der Durchbiegung berücksichtigen zu können, kann zusätzlich zur Verbindungsmittelsteifigkeit (die bereits im Stabwerkmodell erfasst ist) eine Ersatzfedersteifigkeit angesetzt werden. Die Herleitung der Ersatzfedersteifigkeit infolge der Schubverformungen basiert auf dem Schubanalogieverfahren. Bei diesem Verfahren werden die Traganteile eines Verbundträgers in zwei Teilsysteme zerlegt, die über die Bedingung der Verformungsgleichheit gekoppelt sind.

Ein entsprechendes Modell mit Träger A, Träger B und Kopplungsstäben ist in Abb. 4.20 dargestellt. Dieses Schubanalogiemodell wird hier nur für die Berechnung der Ersatzfedersteifigkeit infolge Schub verwendet und nicht für die Berechnung der Durchbiegung oder der Schnittgrößen.

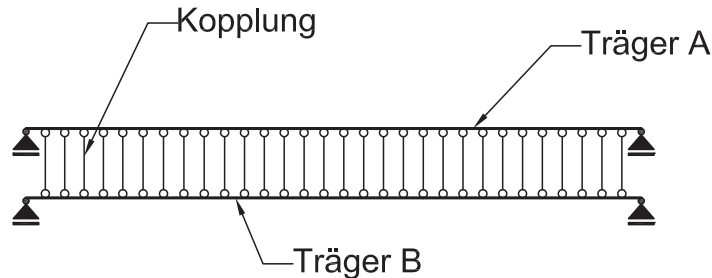


Abbildung 4.20: Schubanalogiemodell für die Herleitung der Ersatzfedersteifigkeit infolge der Schubverformungen

Träger A wird die Biegesteifigkeit der Teilquerschnitte Holz und Beton nach Gl. (4.3) zugewiesen.

$$EI_A = \sum_i EI_i = (EI)_{\text{Beton}} + (EI)_{\text{Holz}} \quad (4.3)$$

Träger B werden Querschnittswerte zur Berücksichtigung der Steiner-Anteile der Teilquerschnitte nach Gl. (4.4), der Steifigkeit der Verbindungsmittel und der Schubverformungen der Teilquerschnitte zugewiesen. Der Hebelarm a ist der Abstand der Schwerachsen der Teilquerschnitte. Der Verschiebungsmodul der Verbindungsmittel und die Schubverformungen werden dabei durch eine effektive Schubsteifigkeit nach Gl. (4.5) berücksichtigt.

$$EI_B = \frac{(EA)_{\text{Beton}} \cdot (EA)_{\text{Holz}}}{(EA)_{\text{Beton}} + (EA)_{\text{Holz}}} \cdot a^2 \quad (4.4)$$

$$GA_B = K_{\text{ges}} \cdot a^2 \quad (4.5)$$

Im Folgenden wird die Berechnung des effektiven Verschiebungsmoduls K_{ges} erläutert. Bei einem Stabwerkmodell mit Schubstäben zur Berücksichtigung der Kerne (vgl. Abb. 4.14) können der Verschiebungsmodul und die Ersatzfedersteifigkeit K_{Schub} (infolge Schubverformungen) den Schubstäben zugeordnet werden [9], [89]. Ein Ansatz der effektiven Schubsteifigkeit GA_B , wie beim Schubanalogieverfahren, entfällt somit. Die Ersatzfedersteifigkeit ist von der Geometrie und den Materialparametern des gewählten Systems abhängig. Eine näherungsweise Berechnung erfolgt in folgenden Schritten.

Durch die einwirkende Querkraft wird eine Gleitung der Teilquerschnitte hervorgerufen (vgl. Abb. 4.21), die nach Gl. (4.6) berechnet werden kann. Der Schubfluss T spiegelt die Änderung der Normalspannung im Teilquerschnitt, die durch die Schubkraft an der Kerbe hervorgerufen wird, wider.

$$\gamma_i = \frac{V}{G_i \cdot A_i} = \frac{V}{G_i \cdot \frac{5}{6} \cdot h_i \cdot b_i} = \frac{a \cdot T}{G_i \cdot \frac{5}{6} \cdot h_i \cdot b_i} \quad (4.6)$$

$$V = a \cdot T \quad (4.7)$$

V Querkraft [N]

a Abstand der Schwerachsen der Teilquerschnitte [mm]

T Schubfluss [N/mm]

G_i Schubmodul des Teilquerschnitts i [N/mm²]

A_i Effektive Schubfläche [mm²]

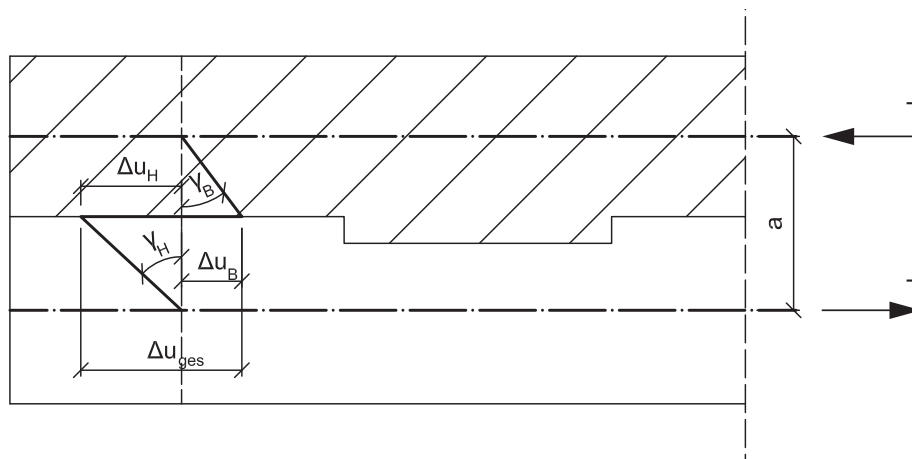


Abbildung 4.21: Gleitung und Schubverformung der Teilquerschnitte

Durch die Gleitung entsteht eine gegenseitige horizontale Verschiebung der Teilquerschnitte infolge Schub nach Gl. (4.8) (vgl. Abb. 4.21). Hier wird Gl. (4.6) eingesetzt. Die Gesamtverschiebung setzt sich anteilig aus einer Verschiebung des Betonquerschnitts und einer Verschiebung des Holzquerschnitts entsprechend Gl. (4.9) zusammen.

$$\Delta u_i = \gamma_i \cdot \frac{h_i}{2} = \frac{a \cdot T}{G_i \cdot \frac{5}{6} \cdot h_i \cdot b_i} \cdot \frac{h_i}{2} = \frac{3 \cdot a \cdot T}{G_i \cdot 5 \cdot b_i} \quad (4.8)$$

γ_i Gleitung des Teilquerschnitts i [-]

h_i Höhe des Teilquerschnitts i [mm]

b_i Breite des Teilquerschnitts i [mm]

$$\Delta u_{ges} = \sum_i \Delta u_i = \Delta u_{Beton} + \Delta u_{Holz} \quad (4.9)$$

$$= \frac{3 \cdot a \cdot T}{G_{Beton} \cdot 5 \cdot b_{Beton}} + \frac{3 \cdot a \cdot T}{G_{Holz} \cdot 5 \cdot b_{Holz}} \quad (4.10)$$

Die Gesamtverschiebung ergibt sich aus der einwirkenden Kraft und der entsprechenden Schubsteifigkeit, vgl. Gl. (4.11). Durch Umstellen von Gl. (4.11) kann die Schubsteifigkeit bzw. die Ersatzfedersteifigkeit nach Gl. (4.12) berechnet werden. Durch Einsetzen von Gl. (4.10) in Gl. (4.12) ergibt sich die Ersatzfedersteifigkeit nach Gl. (4.14).

$$\Delta u_{ges} = \frac{V}{K_{Schub}} \quad (4.11)$$

$$K_{Schub} = \frac{V}{\Delta u_{ges}} = \frac{a \cdot T}{\Delta u_{ges}} \quad (4.12)$$

$$= \frac{a \cdot T}{\frac{3 \cdot a \cdot T}{G_{Beton} \cdot 5 \cdot b_{Beton}} + \frac{3 \cdot a \cdot T}{G_{Holz} \cdot 5 \cdot b_{Holz}}} \quad (4.13)$$

$$= \frac{5}{3} \cdot \frac{G_{Beton} \cdot b_{Beton} \cdot G_{Holz} \cdot b_{Holz}}{G_{Holz} \cdot b_{Holz} + G_{Beton} \cdot b_{Beton}} \quad (4.14)$$

Der resultierende effektive Verschiebungsmodul des Systems K_{ges} ergibt sich aus einer Reihenschaltung von zwei Federn, die die Ersatzfedersteifigkeit infolge der Schubverformungen und den Verschiebungsmodul der Kerne repräsentieren. Der Verschiebungsmodul K_{ges} nach Gl. (4.16) kann für die Berechnung der Durchbiegung im Stabwerkmodell angesetzt werden.

$$\frac{1}{K_{ges}} = \frac{1}{K_{Kerne}} + \frac{1}{K_{Schub}} \quad (4.15)$$

$$K_{ges} = \frac{K_{Kerne} \cdot K_{Schub}}{K_{Kerne} + K_{Schub}} \quad (4.16)$$

Als Beispiel wird im Folgenden der Verschiebungsmodul K_{ges} eines Holz-Beton-Verbundträgers aus Kap. 3.3 berechnet. Es gelten folgende Eingangswerte:

$$b_{Holz} = b_{Beton} = 400 \text{ mm} \quad \text{Breite der Teilquerschnitte}$$

$$E_{Holz} = 10.927 \text{ N/mm}^2 \quad \text{E-Modul Holz nach Tab. A.2}$$

$$E_{Beton} = 25.267 \text{ N/mm}^2 \quad \text{E-Modul Beton nach Tab. B.8}$$

Der Schubmodul des Holzes kann mit Hilfe JCSS [56] nach Gl. (4.17) und der Schubmodul des Betons nach Gl. (4.18) berechnet werden. Für die Querdehnzahl des Betons wird $\nu = 0,2$ eingesetzt.

$$G_{Holz} = \frac{E_{Holz}}{16} = \frac{10.927 \text{ N/mm}^2}{16} = 683 \text{ N/mm}^2 \quad (4.17)$$

$$G_{Beton} = \frac{E_{Beton}}{2 \cdot (1 + \nu)} = \frac{25.267 \text{ N/mm}^2}{2 \cdot (1 + 0,2)} = 10.528 \text{ N/mm}^2 \quad (4.18)$$

Die Berechnung der Ersatzfedersteifigkeit infolge der Schubverformungen erfolgt entsprechend Gl. (4.14) nach Gl. (4.19).

$$\begin{aligned} K_{Schub} &= \frac{5}{3} \cdot \frac{10.528 \text{ N/mm}^2 \cdot 400 \text{ mm} \cdot 683 \text{ N/mm}^2 \cdot 400 \text{ mm}}{683 \text{ N/mm}^2 \cdot 400 \text{ mm} + 10.528 \text{ N/mm}^2 \cdot 400 \text{ mm}} \cdot 10^{-3} \quad (4.19) \\ &= 428 \text{ kN/mm} \end{aligned}$$

Für den Verschiebungsmodul der Kerne wird ein Wert von $K_{Kerwe} = 0,4 \text{ m} \cdot 1.571 \text{ kN/mm/m} = 628 \text{ kN/mm}$ angesetzt. Die Berechnung des Verschiebungsmoduls K_{ges} erfolgt entsprechend Gl. (4.16) nach Gl. (4.20).

$$K_{ges} = \frac{628 \text{ kN/mm} \cdot 428 \text{ kN/mm}}{628 \text{ kN/mm} + 428 \text{ kN/mm}} = 255 \text{ kN/mm} \quad (4.20)$$

Umrechnung auf 1 m Breite:

$$K_{ges,1m} = \frac{K_{ges}}{b} = \frac{255 \text{ kN/mm}}{400 \text{ mm} \cdot 10^{-3}} = 637 \text{ kN/mm/m} \quad (4.21)$$

Wie aus Abb. 4.19 hervorgeht, stimmen die Last-Durchbiegungskurven im elastischen Bereich mit einer Berechnung aus dem Stabwerkmodell unter Ansatz eines Verschiebungsmoduls von 637 kN/mm/m besser überein als unter Ansatz eines Verschiebungsmoduls von 1.571 kN/mm/m. Wird der Wert von 637 kN/mm/m anstatt 1.571 kN/mm/m verwendet, entspricht dies einer Reduktion des Verschiebungsmoduls auf ca. 40 %. Bevor eine allgemeingültige Empfehlung zur Anpassung des Verschiebungsmoduls gegeben werden kann, sind allerdings weitere Parameterstudien und Untersuchungen notwendig. Eine Verringerung des Verschiebungsmoduls infolge der Schubverformungen würde auch die Schnittgrößen beeinflussen. Allerdings ist der Einfluss auf die Schnittgrößen bei einer Verringerung des Verschiebungsmoduls von 1.571 kN/mm/m auf 637 kN/mm/m gering, wie im Folgenden erläutert wird (vgl. Abb. 4.22).

Hinsichtlich einer Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist eine konservative Ermittlung der Schubkraft an einer Kerne (und der übrigen Schnittgrößen) erstrebenswert. In Abb. 4.22 ist für verschiedene Fälle die Schubkraft an der Kerne aus dem jeweiligen Stabwerkmodell in Abhängigkeit des Verschiebungsmoduls dargestellt.

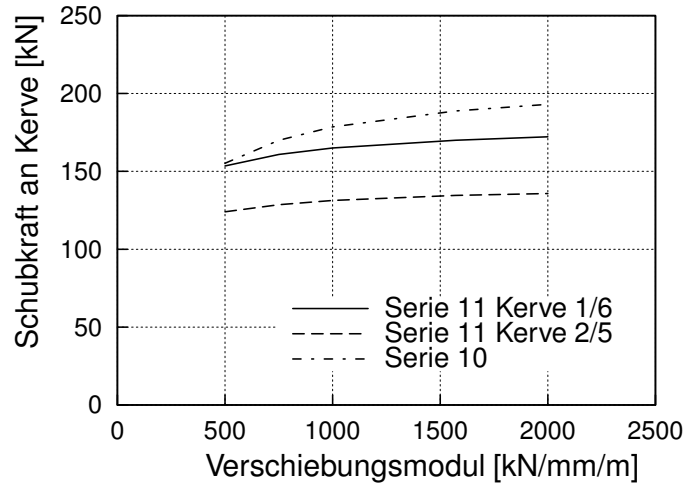


Abbildung 4.22: Rechnerische Schubkraft an der Kerbe bei 80 kN Maschinenkraft

Die Schubkraft an den Kerven wurde in diesem Fall bei einer vertikalen Belastung von insgesamt 80 kN berechnet. Die Belastung von 80 kN wurde als Beispiel willkürlich gewählt. In Tab. 4.1 sind die einzelnen Werte der Grafik außerdem tabellarisch aufgeführt. Es wird deutlich, dass der Einfluss des Verschiebungsmoduls auf die Schubkraft an der Kerbe im gewählten Parameterbereich gering ist und die Kraft mit zunehmendem Verschiebungsmodul einem Grenzwert entgegen strebt. Dieselbe Schlussfolgerung wurde aus Untersuchungen von Kuhlmann & Aldi [23] gezogen. Wird beispielsweise die Schubkraft für einen Verschiebungsmodul von 1.571 kN/mm/m als Bezugswert angenommen, beträgt die Schubkraft an Kerbe 1 und 6 beim Biegeträger für einen Verschiebungsmodul von 500 kN/mm/m ca. 90 % dieses Wertes. Für eine unendlich steife Verbindung ergäbe sich eine Schubkraft von 106 %. Der Einfluss des Verschiebungsmoduls auf die anderen bemessungsrelevanten Schnittgrößen (Querkraft, Biegemomente in den Teilquerschnitten und Normalkraft) fällt noch geringer aus. Diese Berechnungen zeigen, weshalb sich bei der Schubträgerserie mit Vorholzverstärkung an den Kerven keine geringere Durchbiegung und keine höhere Höchstlast ergaben als bei Serien ohne Verstärkung. Aus Push-Out Versuchen ohne Vorholzverstärkung wurde ein Verschiebungsmodul der Kerbe von 1.571 kN/mm/m berechnet. Für die Push-Out Serie mit Vorholzverstärkung betrug der Mittelwert des Verschiebungsmoduls 2.816 kN/mm/m. Bei einer Erhöhung des Verschiebungsmoduls der Kerbe von 1.571 kN/mm/m (ohne Vorholzverstärkung) auf 2.816 kN/mm/m (mit Vorholzverstärkung) bleiben die Schubkräfte an den Kerven, die anderen Schnittgrößen und die Durchbiegung des Trägers annähernd konstant (vgl. Abb. 4.22).

Tabelle 4.1: Schubkraft an einer Kerne bei 80 kN Maschinenkraft vertikal

K [kN/mm/m]	Schubträger		Biegeträger			
	Schubkraft Kerne [kN]	Prozentsatz	Schubkraft Kerne 1 [kN]	Prozentsatz	Schubkraft Kerne 2 [kN]	Prozentsatz
500	155	82 %	153	90 %	124	92 %
750	170	90 %	161	95 %	129	96 %
1.000	179	95 %	165	97 %	131	98 %
1.571	189	100 %	170	100 %	135	100 %
2.000	193	102 %	172	101 %	136	101 %
∞	210	111 %	180	106 %	142	106 %

Neben der Variation des Verschiebungsmoduls wurde auch der Einfluss der E-Moduln von Holz und Beton auf die Schubkräfte an den Kernen betrachtet. Der E-Modul des Holzgurtes wurde zwischen 10.927 N/mm^2 (aus Versuchen) und 15.000 N/mm^2 variiert und der E-Modul des Betongurtes zwischen 25.900 N/mm^2 (aus Versuchen für Biegeträger) und 35.000 N/mm^2 . Als Verschiebungsmodul der Kernen wurde 1.571 kN/mm/m angenommen. Eine Erhöhung des E-Moduls des Holzes auf bis zu 15.000 N/mm^2 ergab eine vernachlässigbare Erhöhung der Schubkraft an der Kerne um 2 %. Eine Erhöhung des E-Moduls des Betons auf bis zu 35.000 N/mm^2 führte zu einer Verringerung der Schubkraft um 6 %.

In Kuhlmann & Aldi [23] wurde der Einfluss der E-Moduln von Holz und Beton auf den Verschiebungsmodul numerisch untersucht. Bei dieser Untersuchung wurde die Holzgüte von C 18 bis C 30 und die Betongüte von C 20/25 bis C 30/37 variiert. Es zeigte sich, dass der Verschiebungsmodul für den gewählten Parameterbereich immer oberhalb von 1.000 kN/mm/m (Werte zwischen 1.096 und 1.347 kN/mm/m) lag. Wird der Verschiebungsmodul in dieser Größenordnung variiert, ergibt sich keine signifikante Änderung der Schnittgrößen. Somit bestätigt auch diese Betrachtung, dass die E-Moduln einen geringen Einfluss auf die Schubkräfte an den Kernen haben.

4.4 Zusammenfassung

Finite-Elemente Modell eines Push-Out Versuchskörpers: Mit Hilfe eines Finite-Elemente Modells wurde unter Anwendung elasto-plastischer Materialmodelle für Holz und Beton das Tragverhalten, der Verschiebungsmodul und das Versagen einer Kerbe weiterführend untersucht. Das Modell wurde anhand der Ergebnisse aus Push-Out Versuchen verifiziert. Das Last-Verschiebungsverhalten, das im Versuch aufgezeichnet wurde, konnte durch das Modell bis zum Eintritt des Versagens vollständig abgebildet werden. Sowohl plastische Verformungen infolge Druck in Faserrichtung als auch eine Verfestigung im Holz konnten in der Simulation nachvollzogen werden. Durch einen Vergleich der Modellergebnisse mit den Versuchen ergab sich eine Druckfestigkeit in Faserrichtung von $f_{c,0} = 21,3 \text{ N/mm}^2$, was für die Holzgüte GL 24h unterhalb des charakteristischen Wertes nach DIN EN 14080 [60] von 24 N/mm^2 und ebenso unterhalb der nach Gl. (4.1) berechneten Festigkeit liegt. Allerdings kann dieser etwas zu gering erscheinende Wert der Druckfestigkeit mit einer natürlichen Streuung der Materialeigenschaften sowie einer Verringerung der Festigkeit infolge einer erhöhten Holzfeuchte in der Verbundfuge durch den direkten Kontakt von Holz und Beton begründet werden. Durch die Simulation konnte bestätigt werden, dass bereits bei sehr kleinen Verschiebungen an der Kerbe von 0,6 mm die Druckfestigkeit in Faserrichtung an der Kervenflanke überschritten wird. Des Weiteren zeigte sich, dass das Druckversagen durch eine ebenfalls lokal begrenzte Überschreitung der Schubfestigkeit im Vorholz sowie durch eine Rissbildung im Beton begleitet wird. Bei einer weiteren Zunahme der Verschiebung wurde die Verfestigung auf Druck erkennbar und das Maximum der Schubspannung verlagerte sich weiter in den Vorholzbereich hinein. Eine Unterscheidung zwischen einem Versagen infolge Druck in Faserrichtung und einem Versagen infolge Vorholzabscheren ist mit dem Modell grundsätzlich möglich. Allerdings ist eine Abschätzung des maßgebenden Versagensmodus schwierig, sofern keine Versuchsergebnisse vorliegen. Eine realistische Reproduktion verschiedener Versagensmodi ist sehr stark von den tatsächlichen Materialkennwerten (z.B. Schub- und Querkzugfestigkeit) und auch von den Geometrierandbedingungen abhängig. Dennoch konnte durch die Parameterstudie gezeigt werden, dass je höher die Materialgüte des Holzes gewählt wird, umso größer ist der Bereich, in dem die Schubfestigkeit überschritten wird. Die Modellierung eines Push-Out Versuchskörpers mit zusätzlichen Schrauben (in diesem Fall Verwendung linear-elastischer Materialmodelle) führte nicht zu verwertbaren Ergebnissen, da die plastische Verformungen nicht berücksichtigt werden konnten.

Im Rahmen einer Parameterstudie wurden einige Geometriegrößen und Materialkennwerte variiert. Eine Variation der Kervenlänge l_k zwischen 160 mm und 200 mm hatte keinen Einfluss auf das Tragverhalten der modellierten Kerbe. Dieses Ergebnis entspricht den Beobachtungen aus den Versuchen. Eine Variation der Länge der Kerbe zwischen 160 mm und 200 mm ist für den Wert des Verschiebungsmoduls und die Schnittgrößenberechnung irrelevant. Ein Einfluss auf den Wert des Verschiebungsmoduls konnte anhand des Modells durch die Kerventiefe t_v und den E-Modul des Holzes festgestellt werden. Für die Variation der Kerventiefe t_v von 10 mm bis 40 mm ergab sich bei der Simulation eine Erhöhung des Verschiebungsmoduls von 1.000 kN/mm/m auf 2.300 kN/mm/m . Bei einer weiteren Erhöhung der Kerventiefe ist allerdings nicht mit einer weiteren Zunahme des Verschiebungsmoduls zu rechnen. Außerdem zeigte sich, dass die Messstellenanordnung bzw. die Wahl der Knoten für die Auswertung der Verschiebungen den Wert des Verschiebungsmoduls beeinflusst.

Stabwerkmodelle der Trägerversuche: Die Untersuchungen mit den Stabwerkmodellen der Trägerversuche haben gezeigt, dass der Wert des Verschiebungsmoduls in Bereichen von größer oder gleich 1.000 kN/mm/m bei der untersuchten Geometrie keinen Einfluss auf die berechneten Schnittgrößen hat. Demnach kann für die Bemessung ein Verschiebungsmodul von 1.000 kN/mm/m oder ein Verschiebungsmodul von 2.300 kN/mm/m angesetzt werden und in beiden Fällen ergeben sich sehr ähnliche Schnittgrößen. Diese Berechnungen zeigen, weshalb sich bei der Schubträgerserie mit Vorholzverstärkung an den Kernen keine geringere Durchbiegung und keine höhere Höchstlast ergaben als bei Serien ohne Verstärkung. Eine Erhöhung des Verschiebungsmoduls der Kerne von 1.571 kN/mm/m (ohne Vorholzverstärkung) auf 2.816 kN/mm/m (mit Vorholzverstärkung) führt nicht zu einer Verringerung der Schnittgrößen. Dasselbe gilt für eine Erhöhung des Verschiebungsmoduls infolge einer Erhöhung des E-Moduls des Holzes. Für einen, im Vergleich zum Ausgangswert von 10.927 N/mm^2 , erhöhten E-Modul von 15.000 N/mm^2 ergab sich aus der Simulation ein Verschiebungsmodul von 2.378 kN/mm/m . Auch eine Bestimmung der Relativverschiebungen bezogen auf die Schwerachsen der Holz- und Betonelemente, wodurch lokale Verformungen an der Kerne unberücksichtigt bleiben, hat keinen signifikanten Einfluss auf den Wert des Verschiebungsmoduls. In diesem Fall wurde eine Reduktion des Verschiebungsmoduls um 9% ermittelt, was unbedeutend für die Schnittgrößenermittlung ist.

Der Vergleich von Ergebnissen aus der Simulation mit Stabwerkmodellen nach Grosse et al. [27] mit Messwerten aus Trägerversuchen zeigte, dass mit Stabwerkmodellen für ein linear-elastisches Materialverhalten eine gute Abschätzung von Schnittgrößen und Durchbiegungen möglich ist. Eine Berücksichtigung plastischer Verformungen und eine damit verbundene Reduktion des Verschiebungsmoduls und der Biegesteifigkeit des Trägers ist allerdings nicht möglich. Anhand der Stabwerkmodelle für die Schub- und Biegeträgerserien konnte das Last-Durchbiegungsverhalten weitergehend untersucht werden. Eine Abnahme der Biegesteifigkeit des Gesamtsystems konnte mit Hilfe der rechnerischen Schubkräfte an den Kernen und den Messwerten der Verschiebungen an den Kernen der Träger nachvollzogen werden. Es ergaben sich aus den Stabwerkmodellen realistische Werte für die vertikale Höchstlast, bei der die Tragfähigkeit der Kerne erreicht wurde, was anhand der bei den Last-Durchbiegungskurven sichtbaren Steifigkeitsänderung überprüft werden kann.

Aus der Parameterstudie ergaben sich bei den gewählten Randbedingungen für eine Variation des Verschiebungsmoduls zwischen 500 kN/mm/m und 2.000 kN/mm/m und eine Variation der E-Moduln von Holz und Beton keine relevanten Einflüsse auf die Schubkräfte an den Kernen und die anderen Schnittgrößen. Für eine realistische Berechnung der Durchbiegung mit Hilfe eines Stabwerkmodells wurde eine Berücksichtigung der Schubverformungen der Teilquerschnitte in Form einer Ersatzfedersteifigkeit untersucht. Für die Berechnung wurden die Federsteifigkeiten der Verbindung und der Schubverformung überlagert, was zu einer geringeren Gesamtsteifigkeit führt. Es zeigte sich eine bessere Übereinstimmung von Versuchs- und Simulationsergebnissen, wenn die Durchbiegung nach diesem Vorgehen ermittelt wurde.

Bei den Kerfen mit einer Tiefe von $t_v = 40$ mm, die für eine Anwendung im Brückenbau in Kuhlmann & Aldi [1] untersucht wurden (vgl. Kap. 2.4.5), trat ein Versagen unter statischer Beanspruchung und unter Ermüdungsbeanspruchung immer durch ein Abscheren des Vorholzes ein. Es traten keine signifikanten plastischen Verformungen (z.B. Druckstauchungen an der Kerfenflanke) auf, sondern das Tragverhalten war bis zum Versagen annähernd linear. Vor allem bei diesem Last-Verschiebungsverhalten und Versagen der Kerfe ist eine realistische Ermittlung der Schnittgrößen in einer Holz-Beton-Verbundbrücke mit Hilfe eines Stabwerkmodells möglich. Der Wert des Verschiebungsmoduls kann in einer Größenordnung zwischen 1.000 kN/mm/m und 2.000 kN/mm/m beliebig gewählt werden, ohne dass sich daraus ein Einfluss auf die Schnittgrößen ergibt.

5 Empfehlungen für die Bemessung

5.1 Allgemeines

Die im Folgenden zusammengestellten Schlussfolgerungen und Empfehlungen für die Konstruktion und Bemessung einer Kerbe für Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken basieren auf den Erkenntnissen aus Kap. 2.3, Kap. 3 und Kap. 4. Experimentelle Untersuchungen wurden durch numerische Simulationen erweitert, sodass allgemeingültige Aussagen über das Tragverhalten, die Geometrie und die Eigenschaften von Kerven getroffen werden können. Hinsichtlich der geometrischen und materiellen Randbedingungen wurden zahlreiche Parameter variiert, wodurch deren Einfluss gut abzuschätzen ist. Die Auswahl der betrachteten Holzelemente ist im Rahmen dieser Arbeit auf Brettschichtholz und Brettstapelelemente aus Nadelholz beschränkt.

5.2 Eigenschaften eines Holz-Beton-Verbundquerschnitts mit Kerven

5.2.1 Geometrieparameter und Materialgüten

Die für die Anwendung in einer Holz-Beton-Verbundstraßenbrücke empfohlenen Geometriegrößen einer Kerbe und Materialgüten sind in Abb. 5.1 enthalten. Die angegebenen Werte stellen Richtwerte dar und eine detaillierte Bemessung, sowie die konstruktive Ausbildung der Kerbe ist in jedem Fall durch den Statiker durchzuführen.

Eine Kerbe mit einer Tiefe von $t_v = 40$ mm wurde für die Anwendung im Brückenbau unter statischer Beanspruchung sowie unter Ermüdungsbeanspruchung experimentell untersucht [1]. Auf der Grundlage dieser umfassenden Versuchsserie, bei der vor allem auch das Ermüdungstragverhalten systematisch untersucht wurde, wird eine Kerventiefe von mindestens $t_v = 40$ mm empfohlen. Für eine geringere Kerventiefe liegen keine Ermüdungsversuche vor, sodass eine Anwendung für Straßenbrücken nicht empfehlenswert ist. Außerdem ist auch aus statischer Sicht für den Abtrag der hohen Schubkräfte infolge der Fahrzeuge in der Regel eine Kerventiefe von mindestens $t_v = 40$ mm erforderlich. Die Kerventiefe kann gegebenenfalls erhöht werden, sofern dies statisch erforderlich ist. Zu beachten ist hierbei lediglich, dass durch eine Vergrößerung der Kerventiefe der Restquerschnitt des Holzelements für den Nachweis der Normalspannung infolge Biegemoment und Normalkraft reduziert wird.

Es ist ein sinnvolles Verhältnis von Kerventiefe zu Kervenlänge (t_v/l_K) zu wählen. Für die Länge der Kerbe wird mindestens $l_K = 200$ mm empfohlen. Eine Verringerung der Kervenlänge auf bis zu 120 mm zeigte bei experimentellen und numerischen Untersu-

chungen zwar keinen Einfluss auf das Tragverhalten [46], [20], [47], aber für eine Länge von 200 mm liegen die meisten Versuchsergebnisse, auch zum Ermüdungstragverhalten, vor [23], [22], [27], [16], [46], [20].

Der Neigungswinkel der Kerwenflanke sollte zu $\alpha = 90^\circ$ gewählt werden. Eine Vergrößerung des Neigungswinkels bringt keine Vorteile hinsichtlich der Tragfähigkeit oder der Steifigkeit der Verbindung.

Die Vorholzlänge sollte für Straßenbrücken mindestens zu $l_v = 10 \cdot t_v$ gewählt werden, da für diesen Wert der Vorholzlänge das Ermüdungstragverhalten experimentell untersucht wurde. Eine Unterschreitung eines Maßes von $l_v = 400$ mm wird nicht empfohlen, da ausschließlich für diesen Wert Ermüdungsversuche vorliegen [1]. Es ist nicht auszuschließen, dass es bei einer geringeren Vorholzlänge zu einem frühzeitigen Ermüdungsversagen der Kerwe käme. Bei der Bemessung ist zu beachten, dass nach DIN EN 1995-1-1, NCI NA.12.1 [14] für die Berechnung der Tragfähigkeit auf Abscheren eine maximale Vorholzlänge von $l_v = 8 \cdot t_v$ angesetzt werden darf.

Der minimale Abstand zwischen zwei druckbeanspruchten Kerwenflanken in Trägerlängsrichtung wird zu $s_{\min} = 10 \cdot t_v + l_K$ (und mindestens 600 mm) empfohlen. Dieser Wert ergibt sich ebenfalls aus der Bedingung, dass für die Kerwe eine Vorholzlänge von $10 \cdot t_v$ einzuhalten ist. Aus wirtschaftlicher Sicht und um eine möglichst gleichmäßige Ausnutzung der einzelnen Kerwen zu gewährleisten, sollten die Abstände entsprechend des Querkraftverlaufs eines Einfeldträgers unter Gleichstreckenlast abgestuft werden. Der Verlauf der Querkraft entspricht dem Verlauf des Schubflusses. Die Abstufung und die Wahl des maximalen Abstandes sind somit von der Belastung abhängig. Für die Berechnung der Abstände wird die dreieckförmige Fläche des Querkraftverlaufs einer Trägerhälfte in gleich große Teilflächen zerlegt. Die druckbeanspruchten Kerwenflanken werden dann an den Stellen der Schwerpunkte der Teilflächen angeordnet [27]. Eine andere Möglichkeit eine möglichst gleichmäßige Ausnutzung der Kerwen zu erzielen, ist es, die Breite der Kerwen an den Querkraftverlauf anzupassen [43]. Hierbei ist die am Trägerende befindliche Kerwe am breitesten und zur Trägermitte hin werden die Kerwen kontinuierlich schmaler. In diesem Fall können die Abstände der Kerwen konstant gewählt werden.

In DIN EN 1995-2, 8.2.2 [6] ist geregelt, dass Holz- und Betonelemente einer Brücke mit einer Abhebesicherung, beispielsweise in Form von stiftförmigen Verbindungsmitteln, zu versehen sind. Diese Verbindungsmittel sollen auf eine Zugkraft in Höhe von 10 % der Bemessungsschubkraft an einer Kerwe bemessen werden. Eine Verifikation der Höhe der Zugkraft ist im Rahmen dieser Arbeit nicht möglich. Push-Out- und Trägerversuche haben gezeigt, dass das statische Tragverhalten und das Versagen einer Kerwe bei den Serien mit und ohne Schrauben gleich waren [46], [22]. Ob als konstruktive Abhebesicherung in den Kerwen zusätzliche stiftförmige Verbindungsmittel vorgesehen werden, hat keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit oder den Verschiebungsmodul der Kerwe. Des Weiteren wurden die Ermüdungsversuche an Kerwen in [1] ohne zusätzliche Schrauben durchgeführt und es sind keine Ergebnisse zum Ermüdungsverhalten von Kerwen mit Schrauben bekannt. Aus diesem Grund bleiben im Folgenden beim Ermüdungsnachweis der Kerwe Schrauben unberücksichtigt.

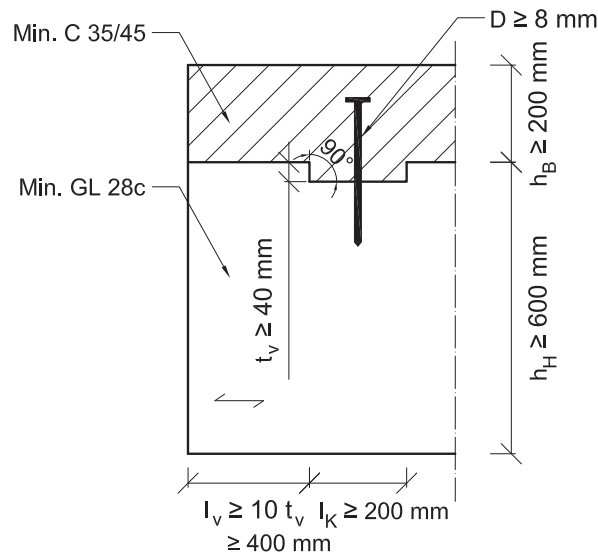


Abbildung 5.1: Geometrie einer Kerbe in Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken

- t_v Kervertiefe
- l_K Kerwenlänge
- l_v Vorholzlänge
- h_H Höhe Holzelement
- h_B Höhe Betonelement

Dennoch kann der Einsatz von Schrauben bei Holz-Beton-Verbundträgern ein Abheben von Holz- und Betonelement verhindern und geringere Gesamtdurchbiegungen ergeben. Untersuchungen an Holz-Beton-Verbundträgern ergaben, dass bei Trägern mit Kerwen ohne Schrauben eine größere Relativverschiebung senkrecht zur Verbundfuge (also ein größeres Abheben), vor allem unter einer Beanspruchung durch Einzellasten, auftreten kann [20], [23], [46]. Dieses Abheben kann die Wirkungsweise eines Holz-Beton-Verbundtragwerks mit Kerwen negativ beeinflussen. Darüber hinaus können Schrauben, deren Schraubenköpfe in der Druckzone der Betonplatte verankert sind, wie eine Bewehrung Zugkräfte im Beton aufnehmen [43]. Aus diesen Gründen ist der Einsatz zusätzlicher Schrauben auch bei Brücken grundsätzlich empfehlenswert. Alle bereits gebauten Straßenbrücken mit Kerwen, die in Kap. 2.2.4 vorgestellt werden, wurden ebenfalls mit Abhebesicherungen versehen.

Angaben für die Planung und Ausführung der Betonplatte können ZTV-ING [90] entnommen werden. Da es für Holz-Beton-Verbundbrücken keine speziellen Vorgaben gibt, ist die ZTV-ING in Bezug auf Verbundbrücken eine gute Orientierungshilfe. Im Teil 3 Massivbau (Abschnitt 2 Bauausführung) sind unter anderem Mindestabmessungen für Bauteildicken angegeben. Hier wird vorgeschlagen, dass bei Überbauten die Fahrbahnplatten mindestens 20 cm dick sein sollten. Außerdem wird im Teil 4 Stahlbau, Stahlverbundbau (Abschnitt 2 Stahlverbundbau) angegeben, dass für Fahrbahnplatten von Verbundbrücken

mindestens eine Festigkeitsklasse C 35/45 verwendet werden sollte.

Eine minimal empfohlene Höhe des Holzelements von 60 cm ergibt sich aus experimentellen Untersuchungen in [1] und Parameterstudien mit Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken [91], [16]. Für eine Straßenbrücke mit einer Spannweite von 10 m ist eine Querschnittshöhe des Holzelements von mindestens 60 cm aufgrund der statischen Kurzzeit- und Langzeitnachweise erforderlich.

Systematische Ermüdungsversuche an Kerven [1] und Dübelleisten [24] sind bislang nur an Holz-Beton-Verbundelementen mit einer Holzgüte GL 32h durchgeführt wurden. In [16] sind außerdem erste Tastversuche einer Kerbe unter Ermüdungsbeanspruchung mit einer Holzgüte GL 28h enthalten, wobei es bei diesen Versuchen nicht zu einem Versagen kam. In Simon [16] ist außerdem eine systematische Untersuchung der Anwendung verschiedener Holzgüten für Straßenbrücken mit Dübelleisten enthalten. Die Wahl der Holzgüte ist vorrangig durch die statische Tragfähigkeit bestimmt und von der gewählten Geometrie abhängig. Es ist davon auszugehen, dass die Erkenntnisse zum Ermüdungstragverhalten des Holzes auf geringere Holzgüten übertragbar sind, auch wenn sich unter statischer Beanspruchung ein Holzversagen auf Druck in Faserrichtung einstellen kann (vgl. Kap. 2.3). Nähere Erläuterungen dazu folgen in Kap. 5.2.4.

Das Einbringen einer Folie zwischen Holz und Beton ist nicht zu empfehlen. Stattdessen sollte die dem Beton zugewandte Holzoberfläche vor dem Betonieren mit Wasser befeuchtet werden. Dadurch kann vermieden werden, dass das Holz dem Beton beim Abbinden zu viel Feuchtigkeit entzieht. Alternativ kann die Holzoberfläche mit einem Bitumenanstrich oder einer Zementschlempe versehen werden. Die Vorteile eines direkten Verbunds von Holz und Beton sind darin zu sehen, dass eine erhöhte Haftreibung bzw. eine Verzahnung zwischen beiden Elementen vorhanden ist und ein formschlüssiger Kontakt im Bereich der scharfkantigen Kerbe zuverlässiger hergestellt werden kann. Es wurden bereits Push-Out- und Trägerversuche an Kerven durchgeführt, bei denen sich keine negativen Einflüsse aus dem Verzicht einer Folie als Trennschicht ergaben [16], [1], [46]. Auch Untersuchungen in [11] zeigen, dass der direkte Kontakt von Holz und Beton als unkritisch bewertet werden kann. Vergleichende Messungen der Durchbiegung an Holz-Beton-Verbunddecken haben ergeben, dass die elastische Durchbiegung einer Decke ohne Folie nur 60 % einer Decke mit Folie betrug [89], was ebenfalls gegen den Einsatz einer Folie spricht. Nach vier Monaten betrug die Durchbiegung der Decke ohne Folie infolge von Langzeiteffekten aus Kriechen und Schwinden sogar nur noch 35 % bis 50 % der Durchbiegung der Decke mit Folie.

5.2.2 Verschiebungsmodul der Kerfe

Empfehlung für den Wert des Verschiebungsmoduls

Die Nachgiebigkeit der Verbundfuge eines Holz-Beton-Verbundelements ist bei der Bemessung durch einen Verschiebungsmodul der Verbindungsmittel zu berücksichtigen. Die Spannungsverteilung im Gesamtquerschnitt unterscheidet sich aufgrund dieser Nachgiebigkeit von den Spannungsverteilungen eines starr verbundenen Querschnitts und von der eines zusammengesetzten Querschnitts ohne Verbund. Mit zunehmendem Verschiebungsmodul kommt es zu einer Erhöhung der Schubkräfte an den Kerfen und der Normalkräfte in den Teilquerschnitten und dementsprechend aus Gleichgewichtsgründen zu einer Verringerung der Biegemomente in den Teilquerschnitten. Allerdings wird die mit einem zunehmenden Verschiebungsmodul verbundene Erhöhung der Biegesteifigkeit immer geringer und das Trag- und Verformungsverhalten nähert sich einem zusammengesetzten Querschnitt mit starrem Verbund zunehmend an.

Auf der Grundlage von experimentellen und numerischen Untersuchungen [16], [20], [45], [1], [23] wird der Verschiebungsmodul einer 20 mm bis 40 mm tiefen Kerfe zwischen 700 kN/mm/m und 1.800 kN/mm/m eingeordnet. Der Verschiebungsmodul einer 40 mm tiefen Kerfe (mit Vorholzlänge = 10-fache Kerfentiefe, C 30/37, GL 32h, Länge Kerfe 200 mm) wurde im Rahmen einer Versuchsserie experimentell zu einem Wert von 1.757 kN/mm/m ermittelt [1]. Aus selbst durchgeführten Versuchen, die in Kap. 3.2 vorgestellt sind, ergab sich für eine 20 mm tiefe Kerfe (mit Vorholzlänge = 15-fache Kerfentiefe, C 30/37, GL 24h, Länge Kerfe 160 - 200 mm) ein mittlerer Verschiebungsmodul von 1.571 kN/mm/m [46]. Dieser Wert zeigt eine gute Übereinstimmung mit experimentellen Ergebnissen von Grosse [45] (20 mm tiefe Kerfe mit Vorholzlänge = 12,5-fache Kerfentiefe, C 35/45, C24, Länge Kerfe 200 mm) und Schönborn [20] (20 mm tiefe Kerfe mit Vorholzlänge = 18-fache Kerfentiefe, C 25/30, GL 24h, Länge Kerfe 200 mm). Numerische Untersuchungen aus Kap. 4.2 zeigen für eine Kerfentiefe von 40 mm tendenziell sogar einen Verschiebungsmodul von über 2.000 kN/mm/m auf.

Basierend auf den Erkenntnissen aus Kap. 2.3, Kap. 3.2 und den numerischen Untersuchungen in Kap. 4 wird für eine Kerfe mit einer Tiefe von mindestens $t_v = 20$ mm ein Verschiebungsmodul $K_{ser} = K_u = 1.600$ kN/mm/m empfohlen. Dieser Wert gilt für alle in Kap. 5.2.1 beschriebenen Randbedingungen. Eine Anpassung des Verschiebungsmoduls für Kerftiefen $t_v > 20$ mm wird auf der Grundlage experimenteller und numerischer Untersuchungen nicht als notwendig erachtet. Dass für einen Verschiebungsmodul zwischen 1.000 kN/mm/m und 2.000 kN/mm/m der Einfluss auf die Schnittgrößen und Durchbiegungen vernachlässigbar ist, zeigen rechnerische Untersuchungen (vgl. Kap. 4.3, [16], [23], [27], [24]). Dennoch wird für die Berechnung mit Stabwerkmodell ein genauer Wert des Verschiebungsmoduls benötigt. Die Annahme eines geringeren Verschiebungsmoduls als den vorgeschlagenen Wert von 1.600 kN/mm/m (und deutlich geringer als 1.000 kN/mm/m) führt zu einer Unterschätzung der Schubkräfte an den Kerfen, die in den meisten Fällen bemessungsrelevant sind. Des Weiteren würden in diesem Fall die Normalkräfte unterschätzt und die Biegemomente überschätzt werden. Die Annahme eines höheren Verschiebungsmoduls als den vorgeschlagenen Wert von 1.600 kN/mm/m führt zu einer geringfügigen Überschätzung der Schubkräfte an den Kerfen und der Normalkräfte sowie einer Unterschätzung der Biegemomente.

Unterscheidung zwischen Werten für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und den Grenzzustand der Tragfähigkeit ($t = 0$)

In DIN EN 1995-1-1, 2.2.2 [14] ist geregelt, dass der Wert des Verschiebungsmoduls eines Verbindungsmittels im Grenzzustand der Tragfähigkeit in der Regel nach Gl. (5.1) zu berechnen ist. Der Anfangsverschiebungsmodul K_{ser} kann aus Versuchen ermittelt werden.

$$K_u = \frac{2}{3} \cdot K_{ser} \quad (5.1)$$

Durch die Abminderung des Verschiebungsmoduls um ein Drittel soll das nicht-lineare Tragverhalten bei einer Beanspruchung im Grenzzustand der Tragfähigkeit berücksichtigt werden. Eine Abminderung ist demnach nur sinnvoll, wenn die Steifigkeit der Verbindung bis zum Erreichen der Traglast stetig abnimmt, was vor allem für stiftförmige Verbindungsmittel der Fall ist. Abb. 5.2 zeigt qualitativ die Last-Verschiebungskurven einer Kervenverbindung und einer Holz-Beton-Verbundverbindung mit schräg eingeleimten Bewehrungsstäben im Vergleich. Bei den Bewehrungsstäben handelt es sich um ein nicht-lineares Last-Verschiebungsverhalten mit einem stetigen Abfall der Steifigkeit. Die Kerne zeigt ein gleichbleibend sehr steifes Tragverhalten bis zum Erreichen der maximalen Traglast. Dargestellt ist das qualitative Last-Verschiebungsverhalten einer Kerne, bei der das Versagen durch ein Abscheren des Vorholzes eintritt. Wird für eine Kerne ein Versagen infolge Druck in Faserrichtung maßgebend, ist der Verlauf zwar duktil, aber bis zum Erreichen von ca. 70 % der Traglast bleibt die Steifigkeit annähernd konstant (vgl. Kap. 3.2). Im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird die charakteristische Tragfähigkeit (Traglast) mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_M und dem Modifikationsbeiwert k_{mod} modifiziert. Je nachdem, welche Klasse der Lasteinwirkungsdauer maßgebend ist, beträgt die Bemessungstragfähigkeit ca. 45 % bis 75 % der charakteristischen Tragfähigkeit. Nach [61] soll der Verschiebungsmodul im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei 60 % der Traglast ermittelt werden. Der Verschiebungsmodul der Kerne im Grenzzustand der Tragfähigkeit K_u entspricht somit dem Verschiebungsmodul im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit K_{ser} .

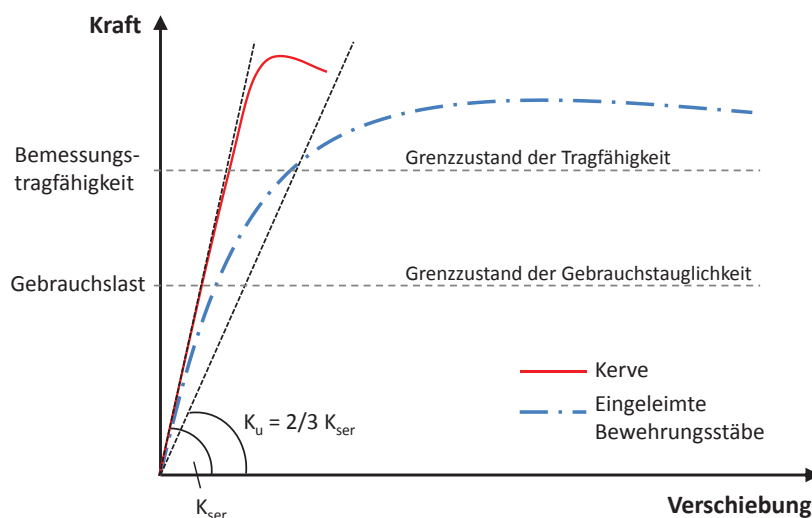


Abbildung 5.2: Verschiebungsmodul K_{ser} und K_u im Vergleich

Eine Abminderung des Verschiebungsmoduls der Kerfe im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird nicht empfohlen (vgl. auch [22], [1]). Die Anwendung eines Teilsicherheitsbeiwertes für den Verschiebungsmodul wird ebenfalls nicht empfohlen. Jede Abminderung des Verschiebungsmoduls führt zu einer Abweichung der tatsächlichen Steifigkeit und vor allem zu einer Unterschätzung der Schubkraft an einer Kerfe. Für eine Modifikation des Verschiebungsmoduls für Langzeitnachweise ($t = 3$ bis 7 Jahre und $t = \infty$) können die Regelungen gemäß Kap. 2.1.2 angewandt werden.

5.2.3 Statische Tragfähigkeit der Kerne

Allgemeines

Im Folgenden wird der Stand der Wissenschaft und Technik bezüglich der Berechnung der statischen Tragfähigkeit einer Kerne zusammengefasst. An dieser Stelle wird nur auf die Kurzzeittragfähigkeit eingegangen. In [22], [20], [46] und [23] sind die erforderlichen Nachweise einer Kerne ausführlich dargestellt. Grundsätzlich erfolgt die Berechnung der Beanspruchbarkeit entsprechend verschiedener Versagensmodi nach DIN EN 1995-1-1 [14] und DIN EN 1992-1-1 [15]. Die Beanspruchung entspricht der Schubkraft an der maßgebenden ersten Kerne in Längsrichtung, die aus einem Stabwerkmodell ermittelt werden kann.

Nachweise im Holz

Im Holzelement sollten an der Kerne zwei Versagensmodi für die Berechnung der Tragfähigkeit berücksichtigt werden. Grundsätzlich ist im Holz ein Versagen auf Druck in Faserrichtung an der beanspruchten Flanke der Kerne oder ein Versagen infolge eines Abscherens des Vorholzbereiches möglich. Das Versagen auf Druck in Faserrichtung kann vor allem für eine niedrige Festigkeitsklasse maßgebend werden. Als Beispiel werden im Folgenden die Tragfähigkeiten einer 40 mm tiefen Kerne für 1 m Breite für die Holzgüte GL 28h berechnet.

Die charakteristische Tragfähigkeit der Kerne auf **Druck in Faserrichtung** kann nach Gl. (5.2) berechnet werden. Der entsprechende Bemessungswert der Tragfähigkeit wird mit Gl. (5.4) ermittelt.

$$\begin{aligned} F_{K,c,0,k} &= A_K \cdot f_{c,0,k} = t_v \cdot b_H \cdot f_{c,0,k} \\ &= 40 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 28 \text{ N/mm}^2 \cdot 10^{-3} = 1.120 \text{ kN} \end{aligned} \quad (5.2)$$

b_H Breite der Kerne im Holz [mm]

t_v Einschnitttiefe der Kerne [mm]

$f_{c,0,k}$ Charakteristische Druckfestigkeit in Faserrichtung [N/mm²]
nach DIN EN 14080 [60]]

Die charakteristische Tragfähigkeit der Kerne auf **Abscheren des Vorholzbereiches** kann nach Gl. (5.3) berechnet werden. In diesem Fall wird die Kerne wie ein Versatz nach DIN EN 1995-1-1, NCI NA.12 behandelt. Für die Berechnung der Tragfähigkeit auf Abscheren darf dementsprechend nur maximal eine Vorholzlänge von $l_v = 8 \cdot t_v$ angesetzt werden. Des Weiteren ist in diesem Abschnitt der Norm geregelt, dass für die Berechnung der Querschnittsfläche eine wirksame Breite nach DIN EN 1995-1-1, 6.1.7 zu berücksichtigen ist. Der Bemessungswert der Tragfähigkeit wird mit Gl. (5.4) ermittelt.

$$\begin{aligned}
 F_{K,v,k} &= l_v \cdot b_{ef} \cdot f_{v,k} = 8 \cdot t_v \cdot b_H \cdot k_{cr} \cdot f_{v,k} \\
 &= 8 \cdot 40 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot \frac{2,5}{3,5} \cdot 3,5 \text{ N/mm}^2 \cdot 10^{-3} = 800 \text{ kN}
 \end{aligned}
 \tag{5.3}$$

b_H Breite der Kerfe im Holz [mm]

t_v Einschnitttiefe der Kerfe [mm]

k_{cr} Rissfaktor für Beanspruchbarkeit auf Schub nach DIN EN 1995-1-1, 6.1.7

$f_{v,k}$ Charakteristische Schubfestigkeit [N/mm²] nach DIN EN 14080

$$F_d = k_{mod} \cdot \frac{F_k}{\gamma_M}
 \tag{5.4}$$

F_k Charakteristischer Wert der Tragfähigkeit [kN]

k_{mod} Modifikationsbeiwert in Abhängigkeit der Lasteinwirkungsdauer und der Nutzungsklasse nach DIN EN 1995-1-1

$\gamma_M = 1,3$ Teilsicherheitsbeiwert nach DIN EN 1995-1-1

Da für das Beispiel der Holzgüte GL 28h $F_{K,c,0,k} > F_{K,v,k}$ gilt, ist in diesem Fall die Tragfähigkeit auf Abscheren des Vorholzbereiches rechnerisch maßgebend. In Tab. 5.1 sind Gl. (5.2) und Gl. (5.3) für eine Kerfentiefe von 40 mm für verschiedene Holzgüten beispielhaft ausgewertet.

Tabelle 5.1: Charakteristische Tragfähigkeit einer Kerfe nach DIN EN 1995-1-1 [14] in Abhängigkeit der Holzgüte und des Versagens

t_v [mm]	b [mm]	$F_{c,0,k}$ [kN]					$F_{v,k}$ [kN]
		GL 22c	GL 22h	GL 24c	GL 24h	GL 32h	konstant
40	1.000	800	880	860	960	1.280	800

Da nach DIN EN 14080 [60] der Wert der Schubfestigkeit für alle Holzgüten homogenen und kombinierten Brettschichtholzes gleich ist, kann aufgrund der Druckfestigkeit genau definiert werden, ab welcher Holzgüte ein Versagen auf Abscheren rechnerisch maßgebend wird. Ab einer Holzgüte GL 24c (bzw. GL 22h) oder besser, was den häufig zum Einsatz kommenden Holzgüten entspricht, ist rechnerisch immer die Tragfähigkeit auf Abscheren des Vorholzbereiches maßgebend. Bei Brückenquerschnitten ist eine Flachkantordnung der Lamellen üblich. In diesem Fall ist im druckbeanspruchten Bereich der Kerfe immer die Druckfestigkeit eines homogenen Brettschichtholzquerschnittes maßgebend. Das bedeutet, auch wenn der Holzquerschnitt eine Güte GL 28c aufweist, ist die Druckfestigkeit der Güte GL 28h im Bereich der Kerfe zutreffend. Die Lamellen im Rand-

bereich eines kombinierten Brettschichtholzquerschnittes weisen eine höhere Festigkeitsklasse (T-Klasse in DIN EN 14080 [60]) als die Lamellen im Kern auf.

Würde man eine Mindestholzgüte von GL 28c für Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken festlegen, wäre die Berechnung der Tragfähigkeit auf Druck in Faserrichtung nach Gl. (5.2) (für GL 28h) entbehrlich und die charakteristische Tragfähigkeit könnte direkt nach Gl. (5.3) ermittelt werden. Bleibt die Abminderung der Breite mit k_{cr} bei der Tragfähigkeit auf Abscheren unberücksichtigt, wie bei einer Beurteilung von Versuchsergebnissen in Kap. 2.3.2 geschehen, wird dieses Versagen rechnerisch ab einer Holzgüte GL 28h (und in keinem Fall für kombiniertes Brettschichtholz) maßgebend. Eine Verifikation der normativ vorgegebenen charakteristischen Schubfestigkeit ist im Rahmen dieser Arbeit nicht möglich. Für die selbst durchgeführten, in Kap. 3.2 vorgestellten Versuche wäre für die Holzgüte GL 24h und eine Kervertiefe von 20 mm eine charakteristische Tragfähigkeit auf Abscheren von 400 kN (bezogen auf 1 m Breite) nach Gl. (5.3) maßgebend. Zwar entspricht das nicht dem beobachteten Versagensmodus, was für eine Erhöhung der rechnerisch ansetzbaren Vorholzlänge oder eine erhöhte Schubfestigkeit sprechen würde, aber der Wert der charakteristischen Tragfähigkeit liegt für alle Versuchsergebnisse auf der sicheren Seite (minimaler Wert der Höchstlast 485 kN/m). Der aus den Versuchsergebnissen berechnete 5%-Fraktilwert der Tragfähigkeit von 390 kN bezogen auf 1 m Breite (78 kN für 20 cm Breite, Serie 1 bis 4 und $VarK = 0,2$) stimmt gut mit dem rechnerischen Wert von 400 kN überein.

Nachweise im Beton

Für die Betonnocke in der Kerbe sollten die Tragfähigkeiten für Druck und Schub berechnet werden. Eine Berechnung der Tragfähigkeit auf Druck kann gemäß DIN EN 1992-1-1 [15] erfolgen, aber die Ermittlung der Schubtragfähigkeit der Betonnocke ist noch Gegenstand der Forschung. Als Beispiel werden im Folgenden die Tragfähigkeiten einer 40 mm tiefen Kerbe für 1 m Breite für die Betongüte C 35/45 berechnet.

Die charakteristische Tragfähigkeit von Beton auf Druck kann nach Gl. (5.5) ermittelt werden. Der entsprechende Bemessungswert der Tragfähigkeit wird mit Gl. (5.6) berechnet.

$$\begin{aligned} F_{ck} &= A_K \cdot f_{ck} = t_v \cdot b_B \cdot f_{ck} & (5.5) \\ &= 40 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 35 \text{ N/mm}^2 \cdot 10^{-3} = 1.400 \text{ kN} \end{aligned}$$

b_B Breite der Kerbe im Beton [mm]

t_v Einschnitttiefe der Kerbe [mm]

f_{ck} Zylinderdruckfestigkeit [N/mm²] nach DIN EN 1992-1-1

$$F_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{F_{ck}}{\gamma_C} \quad (5.6)$$

F_{ck} Charakteristischer Wert der Tragfähigkeit auf Druck [kN]

α_{cc} = 0,85 Beiwert zur Berücksichtigung von Langzeitauswirkungen und von ungünstigen Auswirkungen durch die Art der Beanspruchung nach DIN EN 1992-1-1

γ_C = 1,5 Teilsicherheitsbeiwert nach DIN EN 1992-1-1

Die Betondruckfestigkeit kann nur bei sehr niedrigen Festigkeitsklassen relevant werden. Wird eine Festigkeitsklasse von C 30/37 oder besser angewandt, was heutzutage in der Praxis üblich ist, wird die rechnerische Tragfähigkeit des Betons auf Druck gegenüber einem Holzversagen in keinem Fall maßgebend.

Kritischer zu bewerten ist die Betontragfähigkeit unter Schubbeanspruchung. Experimentelle Untersuchungen haben gezeigt, dass in Abhängigkeit der Geometrieverhältnisse des Holz-Beton-Verbundquerschnitts und dem Verhältnis der Materialeigenschaften von Holz und Beton zu Schubrisen im Beton kommen kann [46], [22], [20], [43]. Von Michelfelder [22] wurde ein Stabwerkmodell für die Betonnocke vorgeschlagen, bei dem die Zug- und Druckstreben nachgewiesen werden. Für die Berechnung der Tragfähigkeit der Zugstrebe schlägt Michelfelder den Ansatz der Betonzugfestigkeit vor und die Höhe der Zugzone wurde auf der Grundlage numerischer Untersuchungen abgeleitet. Aus heutiger Sicht ist das vorgeschlagene Stabwerkmodell nicht für die Berechnung der Tragfähigkeit der Betonnocke geeignet. Grundsätzlich sind Stabwerkmodelle für eine lokale Lasteinleitung in Zusammenhang mit beschränkten Geometrieverhältnissen, was bei einer Kerfe der Fall ist, ungeeignet. Für die Anwendung eines Stabwerkmodells muss ein Verschmieren der Spannungen möglich sein, was ausreichende Abmessungen des Systems voraussetzt. Darüber hinaus sollten Zugstreben von Bewehrung aufgenommen werden und ein Ansatz der Betonzugfestigkeit ist im Allgemeinen nicht anerkannt. Auch von Boccadoro [43] wird ein Fachwerkmodell für die Bemessung der Betonkomponente vorgeschlagen. Bei diesem Modell werden die vertikalen Zugkräfte im Beton durch Schrauben aufgenommen. Hier ist die Funktion der Schrauben mit der Bewehrung einer Konsole vergleichbar. Es wird empfohlen, zwei alternative Nachweise der Betonnocke weiterzuverfolgen. Zum Einen ist ein Nachweis der Schubfestigkeit des Betons bzw. eines Abscherens der Nocke denkbar. Ein derartiger Nachweis wird beispielsweise für Schubfugen von Segmentbrücken vorgeschlagen [92] und der entsprechende Nachweis einer verzahnten Fuge ist auch in DIN EN 1992-1-1, 6.2.5 enthalten. In diesem Fall setzt sich die Tragfähigkeit aus einem Anteil der Reibung und einem Anteil der Schubfestigkeit, die aus der Druckfestigkeit des Betons berechnet werden kann, zusammen. Zum Anderen kann ein Nachweis der Querkrafttragfähigkeit des Betons ohne Schubbewehrung nach DIN EN 1992-1-1, 6.2.2 sinnvoll sein. Im Bereich einer Kerfe wird die Querkrafttragfähigkeit des Betons durch die vorhandene Schubkraft (die zu einer Zugkraft im Beton führt) abgemindert, was ebenfalls berücksichtigt werden sollte. Je größer die Höhe der Betonplatte im Verhältnis zur Höhe des Holzelements ist, umso größer wird die Querkraftbeanspruchung der Betonplatte. Bei Holz-Beton-Verbundbrückenquerschnitten, bei denen ein Verhältnis der

Höhe des Betons zur Höhe des Holzes von ca. 1/3 vorliegt, kommt es in der Regel nicht zu einem Schubversagen im Beton. Diese Einschätzung wird durch Trägerversuche in Kuhlmann & Aldi [1] bestätigt. Hier kam es bei einem Verhältnis der Höhe des Betons zur Höhe des Holzes von 1/3 in keinem Fall zu einem Schubversagen im Beton. Eine weiterführende Untersuchung der Betontragfähigkeit unter Schubbeanspruchung wird im Rahmen dieser Arbeit nicht betrachtet und es sei an dieser Stelle auf den Schlussbericht zu einem Forschungsvorhaben verwiesen [46].

5.2.4 Ermüdungstragfähigkeit der Kerne

Ergebnisse aus Ermüdungsversuchen an Kernen liegen ausschließlich von Kuhlmann & Aldi [1] vor. Eine ausführliche Beschreibung der Push-Out- und Trägerversuche ist in Kap. 2.4.5 zu finden. Es wurden Versuche an Kernen mit einer Tiefe von $t_v = 40$ mm und einer Länge von $l_K = 200$ mm. Die Vorholzlänge betrug $l_v = 400$ mm. Es wurde eine Holzgüte GL 32h und eine Betongüte C 30/37 verwendet.

Mit Hilfe der Versuchsergebnisse wurde eine Wöhlerlinie der Kerne abgeleitet. Da das maßgebende Versagen an der Kerne in jedem Fall durch ein Abscheren des Vorholzes eintrat, wurde die experimentell ermittelte Wöhlerlinie mit der Wöhlerlinie für Holz auf Schub nach DIN EN 1995-2, Anhang A [6] verglichen. Es zeigte sich eine sehr gute Übereinstimmung der Wöhlerlinien, sodass eine Berechnung der Ermüdungstragfähigkeit einer Kerne nach DIN EN 1995-2, Anhang A möglich ist. Der Bemessungswert der Ermüdungstragfähigkeit kann nach Gl. (5.7) berechnet werden.

$$F_{fat,d} = k_{fat} \cdot \frac{F_{K,v,k}}{\gamma_{M,fat}} \quad (5.7)$$

$F_{K,v,k}$ Charakteristische Tragfähigkeit nach Gl. (5.3)

$\gamma_{M,fat}$ = 1,0 Teilsicherheitsbeiwert von Holz für den Ermüdungsnachweis nach DIN EN 1995-2

k_{fat} Beiwert für die Festigkeitsminderung infolge der Anzahl der Lastwechsel für eine Schubbeanspruchung nach Gl. (5.8)

Der Beiwert für die Festigkeitsminderung infolge der Anzahl der Lastwechsel, der von verschiedenen Randbedingungen abhängig ist, wird nach Gl. (5.8) ermittelt.

$$k_{fat} = 1 - \frac{1 - R}{a \cdot (b - R)} \cdot \log(\beta \cdot N_{obs} \cdot t_L) \geq 0 \quad (5.8)$$

R Kräfteverhältnis von minimaler zu maximaler Beanspruchung

N_{obs} Anzahl der jährlichen Lastwechsel mit konstanter Amplitude

t_L Bemessungsbeiwert der Nutzungsdauer des Tragwerks in Jahren

β = 3 (Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkungen eines Schadens des betrachteten Tragwerkelements)

a, b Beiwerte zur Berücksichtigung der Art der Ermüdungseinwirkung
($a = 6,7$ und $b = 1,3$ für Schub)

In Abb. 5.3 wurde der Beiwert k_{fat} der Ermüdungstragfähigkeit auf Schub nach Gl. (5.8) für verschiedene Lastwechselzahlen und Kräfteverhältnisse der Beanspruchung ausgewertet. Dieses Diagramm mit den dargestellten Wöhlerlinien kann alternativ zu Gl. (5.8) genutzt werden, um den Beiwert für die Festigkeitsminderung der Tragfähigkeit zu bestimmen.

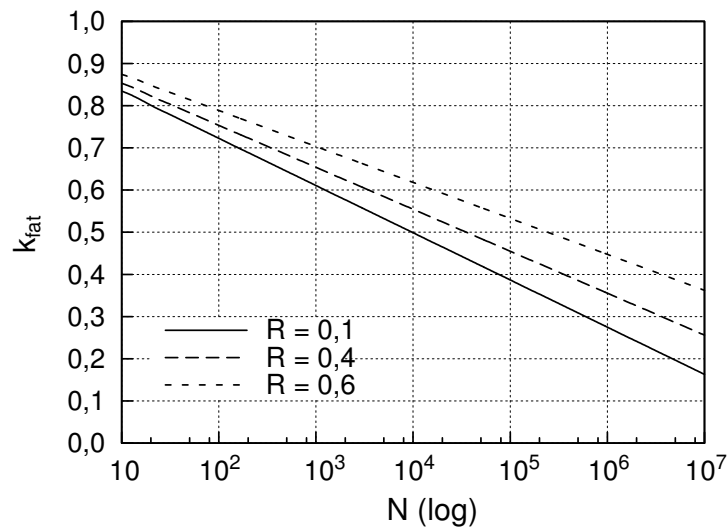


Abbildung 5.3: Festigkeitsminderung für Holz auf Schub in Abhängigkeit von $R = F_{min}/F_{max}$ nach DIN EN 1995-2 [6]

Die Ermüdungsfestigkeit von Holz auf Schub ist generell deutlich kritischer als die Ermüdungsfestigkeit von Holz auf Druck in Faserrichtung und ist somit für das Tragverhalten maßgebend. Das gilt insbesondere für eine Holzgüte von mindestens GL 28c oder besser, da in diesem Fall auch die statische Tragfähigkeit auf Abscheren gegenüber der Tragfähigkeit auf Druck maßgebend wird. Die Darstellung verschiedener Wöhlerlinien (Kräfteverhältnis $R = F_{min}/F_{max} = 0,4$) in Abb. 2.38 zeigt, dass die Ermüdungsfestigkeit auf Schub im Verhältnis zur statischen Festigkeit deutlich geringer ist als die Ermüdungsfestigkeit auf Druck. Beispielsweise bei einer Lastwechselzahl von $2 \cdot 10^6$ muss die statische Tragfähigkeit für Schub auf 32 % abgemindert werden und die statische Tragfähigkeit für Druck auf nur 76 %.

5.3 Modellierung einer Holz-Beton-Verbundbrücke

Für die Schnittgrößenermittlung wird ein Stabwerkmodell nach Grosse et al. [27] unter Verwendung linear-elastischer Materialeigenschaften verwendet. Die Vorteile dieses Mo-

dells bestehen darin, dass Einzellasten und diskontinuierlich angeordnete Kerven berücksichtigt werden können. Vor allem bei Straßenbrücken ist bei der Bemessung die Berücksichtigung hoher Einzellasten infolge der Achslasten von Fahrzeugen wichtig. Bei dem Stabwerkmodell werden dem Obergurt die Material- und Geometrie Kennwerte des Betonelements und dem Untergurt die Material- und Geometrie Kennwerte eines Holzelements zugeordnet. Die Stäbe werden im Modell auf Höhe der Schwerachsen der einzelnen Elemente angeordnet. Ober- und Untergurt werden mit dehnstarrten Pendelstäben gekoppelt, um eine Verformungsgleichheit der Gurte zu gewährleisten. Jeweils an den Stellen einer druckbeanspruchten Kervenflanke werden Stäbe (zwei Kragarme mit Endgelenk), durch die der Verschiebungsmodul berücksichtigt wird, modelliert. Die Materialeigenschaften sind für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit für die zu betrachtenden Zeitzustände entsprechend Kap. 2.1.2 zu wählen. Eine genauere Beschreibung der Eigenschaften eines Stabwerkmodells ist in Kap. 4.3 zu finden. Weitere Informationen zur Modellierung, Lastfällen und Lastfallkombinationen sind in Müller [24] enthalten.

In Abb. 5.4 ist beispielhaft ein Stabwerkmodell für eine Holz-Beton-Verbundbrücke mit Kerven dargestellt. Die Schubkräfte an den Kerven ergeben sich aus den Querkräften der Stäbe, die sich an den druckbeanspruchten Kervenflanken befinden.

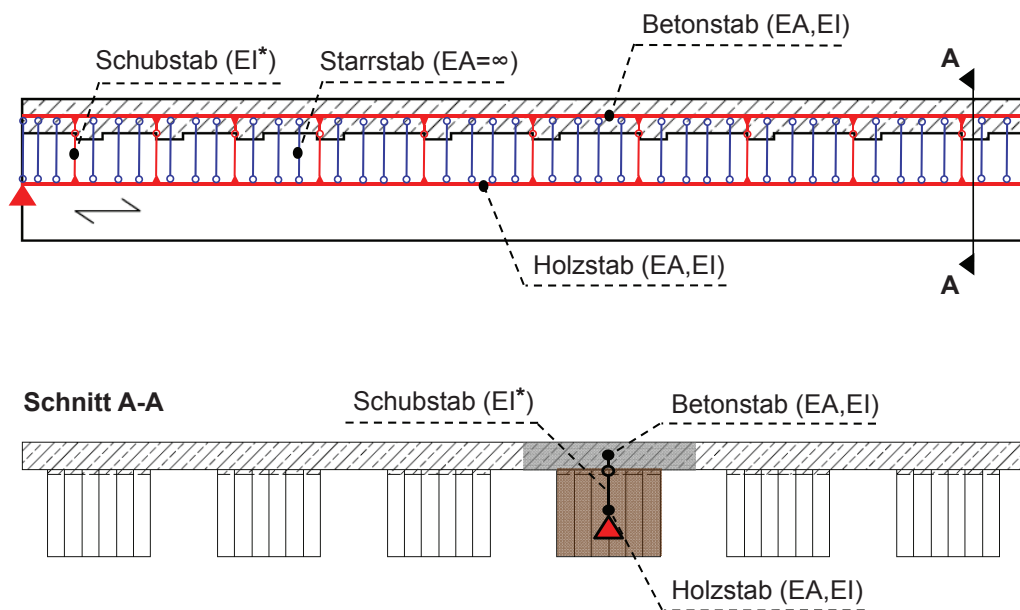


Abbildung 5.4: Stabwerkmodell für eine Holz-Beton-Verbundbrücke mit Kerven (Seitenansicht und Schnitt)

In Schnitt A-A in Abb. 5.4 ist die Problematik erkennbar, dass die einzelnen Stäbe des Betongurtes und des Holzgurtes Ausschnitte des Tragwerks mit einer gewissen Breite darstellen. Dem Untergurt aus Holz wird die tatsächliche Breite des Holzträgers, die durch eine Blockverklebung mehrere Meter betragen kann, zugewiesen. Die mitwirkende Breite der Betonplatte nach Gl. (5.9), die dem Obergurt zugewiesen wird, kann gemäß DIN EN 1995-2 [6] nach DIN EN 1992-1-1, 5.3.2.1 [15] berechnet werden.

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b \quad (5.9)$$

$$b_{eff,i} = 0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0 \leq 0,2 \cdot l_0$$

$$b_{eff,i} \leq b_i$$

b_i Tatsächlich vorhandene Gurtbreite ab Außenkante Holzquerschnitt

b_w Breite des Holzquerschnitts

b Vorhandene Plattenbreite bezogen auf einen Holzquerschnitt

l_0 Stützweite = Trägerlänge bei einem Einfeldträger

Wird das System einer Holz-Beton-Verbundbrücke, das tatsächlich aus mehreren nebeneinander liegenden Holzelementen in Verbindung mit einer Betonplatte besteht, durch ein einzelnes Stabwerkmodell approximiert, werden die Schnittgrößen konservativ abgeschätzt [91]. Dass mit einem Stabwerkmodell realistische Schnittgrößen berechnet werden können, wird durch einen Vergleich mit Versuchsergebnissen in Kap. 4.3 gezeigt. Im Vergleich zu einem FE-Volumenmodell liegen die mit einem Stabwerkmodell ermittelten Schnittgrößen auf der sicheren Seite [24], [1]. Durch eine dreidimensionale Modellierung können Schnittgrößen zwar genauer bestimmt und auch lastverteilende Effekte zwischen nebeneinander liegenden Holzträgern berücksichtigt werden, aber die Modellierung ist sehr aufwändig und aufgrund zur Verfügung stehender Rechenkapazitäten und Materialmodelle nur begrenzt möglich. Ein guter Kompromiss ist eine Modellierung der Betonplatte als flächiges Element in Kombination mit als Stabwerke modellierten Trägern (vgl. auch Kap. 6.3.3).

5.4 Zusammenfassung

Auf der Grundlage experimenteller und numerischer Untersuchungen werden allgemeingültige Parameter und Kennwerte für das Tragverhalten, die Geometrie und die Eigenschaften einer Kerbe für Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken empfohlen. Es wird eine Kerventiefe von mindestens 40 mm und eine Kervlänge von 200 mm empfohlen. Die Vorholzlänge sollte mindestens zu der 10-fachen Kerventiefe gewählt werden und ein Mindestmaß von 400 mm sollte nicht unterschritten werden. Ein Winkel von 90° sollte für die Neigung der Kervenflanke vorgesehen werden. In den Kerven sind zusätzliche Schrauben mit einem Durchmesser von mindestens 8 mm und einem möglichst großen Kopfdurchmesser als Abhebesicherung vorzusehen. Die Tragfähigkeit, der Verschiebungsmodul und das Versagen einer Kerbe wird nicht durch zusätzliche Schrauben beeinflusst. Aus diesem Grund können Schrauben auch für den Ermüdungsnachweis einer Kerbe unberücksichtigt bleiben. Untersuchungen an Holz-Beton-Verbundträgern ergaben dennoch, dass bei Trägern mit Kerven ohne Schrauben eine höhere Durchbiegung, größere Verschiebungen an den Kerven und größere Relativverschiebung senkrecht zur Verbundfuge (also ein größeres Abheben), vor allem unter einer Beanspruchung durch Einzellasten, auftreten können. Da bei Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken zum Teil hohe Einzellasten aufgrund der Achslasten von Schwerlastfahrzeugen auftreten, ist der Einsatz zusätzlicher Schrauben grundsätzlich empfehlenswert.

Die Kerven sollten in Trägerlängsrichtung derart diskontinuierlich angeordnet werden, dass sie außen näher zusammen und in Trägermitte weiter voneinander entfernt liegen. Hierbei sollte ein Mindestabstand der 10-fachen Kerventiefe plus Kervlänge eingehalten werden.

Die Höhe des Brettschichtholz- oder Brettstapelträgers sollte mindestens 60 cm betragen und für die Höhe der Betonplatte wird mindestens 20 cm empfohlen. Als Holzgüte ist mindestens GL 28c und als Betongüte mindestens C 35/45 zu verwenden. Wird diese Mindestholzgüte eingehalten, kann sowohl unter statischer Beanspruchung als auch unter Ermüdungsbeanspruchung von einem Versagen der Kerbe mit Vorholzabschere ausgegangen werden. Das Einbringen einer Folie zwischen Holz und Beton ist nicht zu empfehlen. Stattdessen sollte die dem Beton zugewandte Holzoberfläche vor dem Betonieren mit Wasser befeuchtet werden. Dadurch kann vermieden werden, dass das Holz dem Beton beim Abbinden zu viel Feuchtigkeit entzieht. Alternativ kann die Holzoberfläche durch einen Bitumenanstrich oder eine Zementschlempe versehen werden.

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind dieselben Werte des Verschiebungsmoduls zu verwenden. Für die genannten Randbedingungen wird ein **Verschiebungsmodul** der Kerbe von 1.600 kN/mm/m für alle statischen Nachweise und Ermüdungsnachweise empfohlen. Eine Abminderung des Verschiebungsmoduls im Grenzzustand der Tragfähigkeit, wie in DIN EN 1995-1-1 [14] allgemein vorgesehen, sollte nicht angewandt werden. Eine Kerbe verfügt nahezu bis zum Erreichen der Tragfähigkeit, vor allem bei einem Versagen infolge Abschere, über einen konstanten Verschiebungsmodul und auf Traglastniveau ist keine Modifikation des Verschiebungsmoduls erforderlich.

Nach dem aktuellen Stand der Wissenschaft und Technik wird die **statische Tragfähigkeit** einer Kerne durch die Berechnung verschiedener Versagensmodi ermittelt. Die maßgebende Tragfähigkeit ergibt sich hierbei aus der minimalen Tragfähigkeit aller Versagensmodi. Für das Holz an der Kerne wird die Tragfähigkeit infolge eines Versagens auf Druck in Faserrichtung und infolge eines Versagens durch Vorholzabscheren berechnet. Ab einer Holzgüte GL 24c (bzw. GL 22h) oder besser ist rechnerisch immer die Tragfähigkeit auf Abscheren des Vorholzes maßgebend. Ein beispielhafter Vergleich des 5%-Fraktilwertes der Tragfähigkeit aus Versuchsergebnissen mit der charakteristischen Tragfähigkeit nach Norm zeigt eine gute Übereinstimmung.

Für den Beton an der Kerne wird die Tragfähigkeit infolge eines Versagens auf Druck und infolge eines Schubversagens berechnet. Wird eine Festigkeitsklasse von C 35/45 oder besser angewandt, wie für Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken vorgeschlagen, ist die rechnerische Tragfähigkeit des Betons auf Druck gegenüber einem Holzversagen in keinem Fall maßgebend. Ein geeigneter Nachweis der Schubtragfähigkeit der Betonbohle ist Gegenstand der Forschung [46]. Zum Einen wird ein Nachweis auf Abscheren der Betonbohle unter Ansatz der Schubfestigkeit des Betons und zum Anderen ein Nachweis der Querkrafttragfähigkeit ohne Schubbewehrung weiterverfolgt.

Die **Ermüdungstragfähigkeit** einer Kerne kann für Holz auf Schub nach DIN EN 1995-2 [6] berechnet werden. Anhand von Ermüdungsversuchen an Kernen, die in Kuhlmann & Aldi [1] vorgestellt werden, konnte die in der Norm vorgeschlagene Festigkeitsminderung infolge der Anzahl an Lastwechseln für das maßgebende Ermüdungsversagen der Kerne auf Vorholzabscheren verifiziert werden. In Hinblick auf einen Nachweis unter Verkehrsbeanspruchung durch ein Ermüdungslastmodell ist bei der Berechnung der Ermüdungstragfähigkeit eine Berücksichtigung der Spannungsamplitude (Kräfteverhältnis R), der Verkehrskategorie mit einer bestimmten Anzahl an Lastwechseln pro Jahr und der Nutzungsdauer möglich.

Es wird empfohlen, die **Schnittgrößenermittlung** für eine Holz-Beton-Verbundstraßenbrücke mit Kernen mit einem Stabwerkmodell durchzuführen. Über eine Kopplung der Ober- und Untergurte kann der Verschiebungsmodul der Kerne zum Ansatz gebracht werden. Die Vorteile dieses Modells bestehen darin, dass Einzellasten und diskontinuierlich angeordnete Kernen berücksichtigt werden können. Das Stabwerkmodell stellt hierbei einen Ausschnitt aus dem Gesamttragwerk mit einem Holzträger als Untergurt und einer wirksamen Breite der Betonplatte als Obergurt dar. Mit einem Stabwerkmodell können Schnittgrößen realistisch berechnet werden. Um zusätzlich lastverteilende Effekte zwischen nebeneinander liegenden Holzträgern berücksichtigen zu können, kann eine Modellierung der Betonplatte als flächiges Element in Kombination mit als Stabwerke modellierten Trägern erfolgen.

6 Bemessungsvorschlag für den Ermüdungsnachweis einer Kerve

6.1 Allgemeines

Die in diesem Kapitel vorgestellten Ergebnisse wurden im Wesentlichen im Rahmen des Forschungsvorhabens „Vereinfachter Ermüdungsnachweis von Holzbauteilen in Holz- und Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken“ [91] gewonnen.

Im Rahmen dieser Arbeit wird nur auf den Ermüdungsnachweis der Schubkraft an der Kerve und die entsprechenden Grundlagen Bezug genommen. Hinsichtlich der Informationen zu weiteren Ermüdungsnachweisen eines Holzträgers in einer Holz-Beton-Verbundbrücke (Interaktion Biegemoment und Normalkraft sowie Schubkraft am Auflager) wird auf den Forschungsbericht [91] verwiesen. Es hat sich bei der Auswertung gezeigt, dass diese Querschnittsnachweise unter Ermüdungsbeanspruchung generell nicht kritisch werden.

6.2 Ermittlung der Ermüdungsbeanspruchung aus Verkehrslastmodellen

6.2.1 Lastmodelle für Ermüdungsberechnungen

Allgemeines

In DIN EN 1991-2 [26] stehen insgesamt fünf verschiedene Verkehrslastmodelle für Ermüdungsberechnungen zur Verfügung, um minimale und maximale Spannungen oder Schnittgrößen eines Bauteils oder Details zu berechnen. Ermüdungslastmodelle 1 und 2 sind hauptsächlich für Stahlkonstruktionen geeignet, bei denen ein Ermüdungsgrenzwert für eine konstante Spannungsamplitude der Dauerfestigkeit gegeben ist. Wird dieser Grenzwert nicht überschritten, kann von einer unbegrenzten Lebensdauer hinsichtlich Ermüdung ausgegangen werden. Ermüdungslastmodelle 3, 4 und 5 dienen der Berechnung der Schädigung mit Hilfe von Wöhlerlinien für die Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit. Ermüdungslastmodell 3 ist für einen vereinfachten Nachweis geeignet, sofern der Einfluss des tatsächlichen jährlichen Verkehrsaufkommens und der Brückengeometrie durch den materialabhängigen Anpassungsfaktor λ im Nachweis berücksichtigt wird. Genauer als Ermüdungslastmodell 3 ist Ermüdungslastmodell 4, sofern die gleichzeitige Anwesenheit von mehreren LKW auf einer Brücke vernachlässigt werden kann. Andernfalls muss Ermüdungslastmodell 4 durch weitere Angaben ergänzt oder Ermüdungslastmodell 5, das auf Verkehrszählungen basiert, angewandt werden. Die Anzahl der erwarteten LKW pro Jahr für einen Fahrstreifen insgesamt ist für alle Ermüdungslastmodelle von der Verkehrskategorie abhängig (vgl. Tab. 6.1).

Tabelle 6.1: Anzahl erwarteter LKW pro Jahr für einen Fahrstreifen [26]

Verkehrskategorie	N_{obs} pro Jahr und Fahrstreifen
1 Straßen und Autobahnen mit zwei oder mehr Fahrstreifen je Fahrtrichtung mit hohem LKW-Anteil	$2,0 \cdot 10^6$
2 Straßen und Autobahnen mit mittlerem LKW-Anteil	$0,5 \cdot 10^6$
3 Hauptstraßen mit geringem LKW-Anteil	$0,125 \cdot 10^6$
4 Örtliche Straße mit geringem LKW-Anteil	$0,05 \cdot 10^6$

Die Verkehrskategorie liefert eine Prognose über den LKW-Anteil einer Straße, die über eine Brücke führt. Der Prozentsatz verschiedener Fahrzeugtypen oder auch Verteilungen der einzelnen Fahrzeuggewichte oder Achslasten können dem jeweiligen Ermüdungslastmodell entnommen werden.

Grundsätzlich wird im Nationalen Anhang zu DIN EN 1991-2 [26] angegeben, dass in der Praxis bei einer Berechnung Ermüdungslastmodelle 1, 2, 4 und 5 nicht anzuwenden sind. In DIN EN 1995-2 [6] sind keine Angaben enthalten, welche Ermüdungslastmodelle angewandt werden sollten. Eine Verwendung des Ermüdungslastmodells 3 ist bei allen Werkstoffen für einen vereinfachten Ermüdungsnachweis von Bauteilen in Straßenbrücken üblich. Die Anwendung des Ermüdungslastmodells 4 ist eher die Ausnahme.

Ermüdungslastmodell 3 (FLM 3) nach DIN EN 1991-2

Ermüdungslastmodell 3 (FLM 3) besteht aus vier Achsen mit je zwei identischen Rädern. Wie in Abb. 6.1(a) dargestellt, betragen die Achslasten je 120 kN und die Abstände zwischen zwei Achsen jeweils 120 cm, 600 cm und 120 cm. Ein einzelnes Rad darf mit einer Aufstandsfläche von 40 cm x 40 cm angesetzt werden. Allerdings können durch dieses Modell keine lokalen Effekte (z.B. aus der Radlasteinleitung) erfasst werden. Es ist nur für die Bemessung indirekt belasteter Bauteile des Haupttragwerks geeignet [93]. Die maximalen und minimalen Spannungen bzw. Schnittgrößen werden aus der Überfahrt aller Achsen dieses Modells über die Brücke ermittelt. Sollte ein zweites Fahrzeug in der gleichen Spur berücksichtigt werden, ist nach DIN EN 1991-2 [26] ein Abstand zwischen der Mitte beider Fahrzeuge von mindestens 40 m zu berücksichtigen. Bereits wegen dieser Regel ist der Ansatz von zwei Fahrzeugen gleichzeitig auf einer Brücke mit maximal 30 m Spannweite nicht notwendig. Generell ist bei diesem Modell ein zweites Fahrzeug nicht anzusetzen, wenn der Ermüdungsnachweis mit einem Modifikationsfaktor λ erfolgt. In der Regel wird die Bemessungsspannung infolge FLM 3 mit dem Modifikationsfaktor λ (auch Schadenäquivalenzfaktor) multipliziert. Dieser Modifikationsfaktor berücksichtigt die realen Randbedingungen der betrachteten Brücke, wie beispielsweise geometrische Eigenschaften und die zu erwartende Verkehrsbeanspruchung. Verzichtet man auf diese Modifikation, wird bei FLM 3 nur die Gesamtzahl an konstanten Lastamplituden entsprechend Tab. 6.1 berücksichtigt, was zu einer pauschalen und stark verallgemeinerten Abschätzung der Schädigung führt. Dennoch ist dieses vereinfachte Modell sehr praxistauglich.

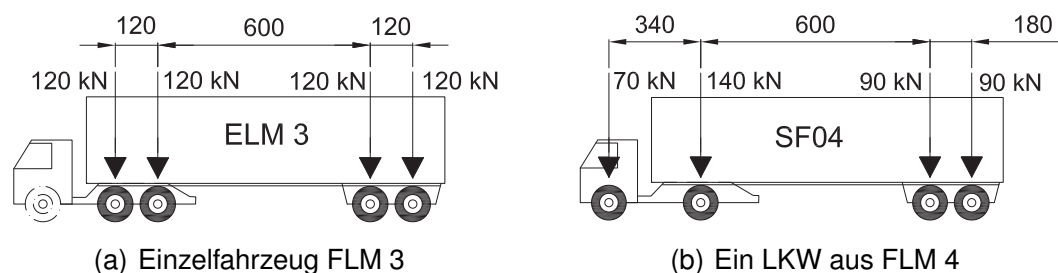


Abbildung 6.1: Verkehrslastmodelle nach DIN EN 1991-2 [26], Abstände in cm

Ermüdungslastmodell 4 (FLM 4) nach DIN EN 1991-2

Ermüdungslastmodell 4 (FLM 4) besteht aus fünf Standardlastkraftwagen, die insgesamt eine Belastung erzeugen, die dem typischen Schwerlastverkehr auf einer europäischen Autobahn entspricht. Abb. 6.1(b) zeigt beispielhaft einen LKW-Typ aus FLM 4. Der Prozentsatz der einzelnen LKW am gesamten Schwerverkehrsaufkommen nach Tab. 6.1 kann anhand Tab. 6.2 ermittelt werden. Darüber hinaus sind auch typische Radaufstandsflächen definiert. Eine entsprechende Wahl der Verkehrsart hängt von den prognostizierten Randbedingungen der jeweiligen Straße, die über die Brücke führen soll, ab. Bei großen Entfernungen verbindet die Straße Orte, zwischen denen mehrere hunderte Kilometer liegen. Bei mittleren Entfernungen geht man von 50 bis 100 km und bei Ortsverkehr von weniger als 50 km aus. Auch für dieses Lastmodell wird normativ vorausgesetzt, dass jedes Fahrzeug die Brücke einzeln befährt. Die maximalen und minimalen Spannungen

werden für jeden Standardlastkraftwagen aus der Überfahrt der Achsen über die Brücke ermittelt. Durch die Berücksichtigung verschiedener Schwerfahrzeuge (SF01 bis SF05) und Verkehrsarten ist dieses Modell genauer als FLM 3 und führt zu einer realistischeren Abschätzung der Verkehrsbeanspruchung. Allerdings ist die Berechnung der Schädigung, beispielsweise mit Hilfe der linearen Schadensakkumulationshypothese (Palmgren-Miner-Regel), sehr aufwändig.

6.2.2 Bestimmung von Schnittgrößen mit Hilfe von Einflusslinien

Für die maßgebenden Schnittgrößen können mit Hilfe eines Stabwerkmodells Einflusslinien für eine Wanderlast von 1 kN berechnet werden. Durch die Bewegung der Einzellast über das Stabwerkmodell, kann anhand der Einflusslinie der Wert einer Schnittgröße für jede beliebige Position der Last ausgelesen werden. In Abb. 6.2 ist ein Stabwerkmodell mit der Wanderlast und relevanten Stellen für die Nachweise des Holzträgers einer Holz-Beton-Verbundbrücke mit Kernen dargestellt.

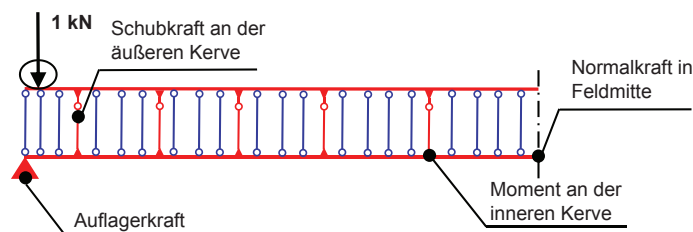


Abbildung 6.2: Wanderlast von 1 kN auf einem Stabwerkmodell und maßgebende Stellen

Für das Biegemoment an der inneren Kerne, die Normalkraft in Feldmitte, die Querkraft am Auflager und die Schubkraft an der ersten Kerne in Längsrichtung kann jeweils eine Längseinflusslinie mit diesem 2D-Modell ermittelt werden. Im Modell wird dafür die Position der Einzellast auf dem Obergrurt, der der Betonplatte entspricht, in Trägerlängsrichtung variiert. Für jede Position der Einzellast kann dann beispielsweise die Schubkraft an der Kerne ausgelesen und in einem Diagramm dargestellt werden. Aus der Einflusslinie für eine Wanderlast von 1 kN können Einflusslinien für die Überfahrt der Achslasten der Fahrzeuge des FLM 3 oder FLM 4 berechnet werden. In diesen Fällen kann der Wert der Schnittgröße in Abhängigkeit der Position der ersten Achse angegeben werden. In Abb. 6.3 ist der Verlauf der Einflusslinie der Querkraft am Auflager A eines Einfeldträgers für eine Wanderlast von 1 kN dargestellt. Die Einflusslinie der Schubkraft an einer Kerne unterscheidet sich vom Verlauf der Einflusslinie der Querkraft und wird in Kap. 6.3.4 ausführlich erläutert. Das Vorgehen bei der Schnittgrößenermittlung aus einer Einflusslinie erfolgt allerdings analog zu dem hier veranschaulichten Beispiel der Querkraft. Sollten sich mehrere Achslasten gleichzeitig auf der Brücke bzw. auf dem Modell befinden, errechnet sich der Wert der Schnittgröße aus der Summe der Teilschnittgrößen der einzelnen Achsen. In Gl. (6.1) ist die Berechnung der Querkraft infolge FLM 3 angegeben. Bei dem jeweils berechneten Wert befindet sich die erste Achse des Fahrzeugs an der Position x_j . Die Teilschnittgröße einer Achse wird aus dem Produkt der Ordinate der Längseinflusslinie an dieser Stelle und der Einzelkraft auf der Einflusslinie berechnet (vgl. Abb. 6.3). Der Wert $V_{A,i}$ in Gl. (6.1) entspricht der Angabe, wieviel Prozent der Einzellast

auf die Gesamtschnittgröße angerechnet werden. Dadurch werden bei den Einflusslinien je Fahrzeugtyp lokale Maximal- und Minimalschnittgrößen sichtbar.

$$V_{A,FLM3,x_j} = \sum_{i=1}^{n=4} F_i \cdot V_{A,i} \quad (6.1)$$

F_i Einzelkraft an der Stelle i [kN]

$V_{A,i}$ Ordinate der Einflusslinie an der Stelle i

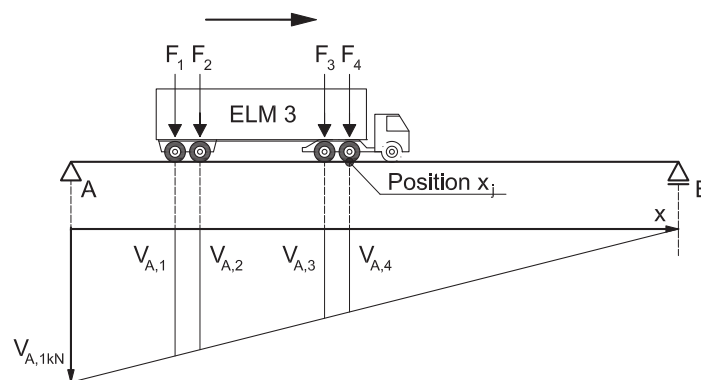


Abbildung 6.3: Berechnung der Ordinate der Einflusslinie für die Querkraft am Auflager A infolge FLM 3 aus der Einflusslinie für eine Wanderlast von 1 kN

Des Weiteren können Einflusslinien für die Querrichtung einer Brücke ermittelt werden, was beispielsweise bei einer Holz-Beton-Verbundbrücke mit mehreren einzelnen blockverklebten Brettschichtholzträgern sinnvoll ist. In Abb. 6.4 ist ein mögliches 3D-Modell für die Berechnung von Quereinflusslinien dargestellt. Bei diesem Modell werden mehrere 2D-Stabwerkmodelle, deren Anzahl der Anzahl der Träger entspricht, nebeneinander angeordnet. Die Obergurte der Stabwerkmodelle, die im 2D-Modell einen Ausschnitt der Betonplatte darstellen, werden im 3D-Modell durch ein flächiges Bauteil aus Plattenelementen, das die Fahrbahnplatte repräsentiert, ersetzt und mit den vertikalen Stäben verbunden. Die Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel wird, wie bei einem 2D-Modell, durch eine effektive Biegesteifigkeit der vertikalen biegesteif angeschlossenen Stäbe berücksichtigt. Zur Berechnung der Einflusslinie wird eine Einzellast entlang eines definierten Pfades auf der Betonplatte in Querrichtung über die Brücke bewegt (vgl. Abb. 6.4). Ebenso wie für die Längsrichtung können auch in Querrichtung Einflusslinien für verschiedene Schnittgrößen des Gesamttragwerks ermittelt werden. Bei einer Holz-Beton-Verbundbrücke mit Kernen ist vorrangig der Einfluss der Quertragwirkung auf die Schubkraft an der Kerne von Interesse. Wird die Ordinate der Längseinflusslinie für eine Wanderlast von 1 kN mit der Ordinate der Quereinflusslinie für eine Wanderlast von 1 kN multipliziert, kann an der Schnittstelle der Pfade die resultierende Beanspruchung ermittelt werden.

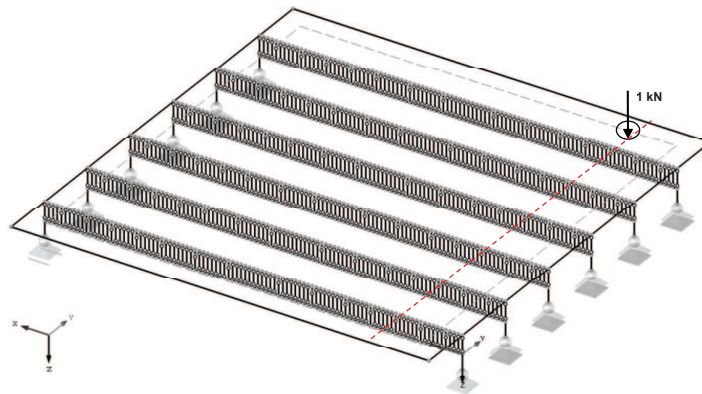


Abbildung 6.4: 3D-Modell einer HBV-Brücke

6.2.3 Ermittlung von Ermüdungsbeanspruchungen mit Hilfe der Rainflow-Methode

Das Vorgehen bei der Rainflow-Methode wird aus Gründen der Darstellbarkeit beispielhaft für die Querkraft am Auflager erläutert. Für die Schubkraft an der Kerne ist das Vorgehen analog.

Eine Einflusslinie der Querkraft infolge eines Ermüdungslastmodells kann beispielsweise die in Abb. 6.5 dargestellte Form annehmen. Hier sind die Werte der Querkraft, die infolge der Überfahrten von zwei Fahrzeugen des FLM 3 hintereinander entstehen, dargestellt. Die Anzahl der zu berücksichtigenden Zyklen hängt letztendlich von der Verkehrskategorie ab (vgl. Tab. 6.1). Die Umkehrpunkte des Verlaufs markieren lokale Minimal- und Maximalwerte der Schnittgröße, die für die Ermittlung der Beanspruchungsamplituden benötigt werden. Die einzelnen Amplituden je Überfahrt eines Fahrzeuges können klassifiziert und zu einem Beanspruchungskollektiv für die geplante Nutzungsdauer zusammengestellt werden. Nachdem die Umkehrpunkte ausgelesen sind, können die einzelnen Amplituden beispielsweise mit einem Rainflow-Algorithmus berechnet und gezählt werden [94].

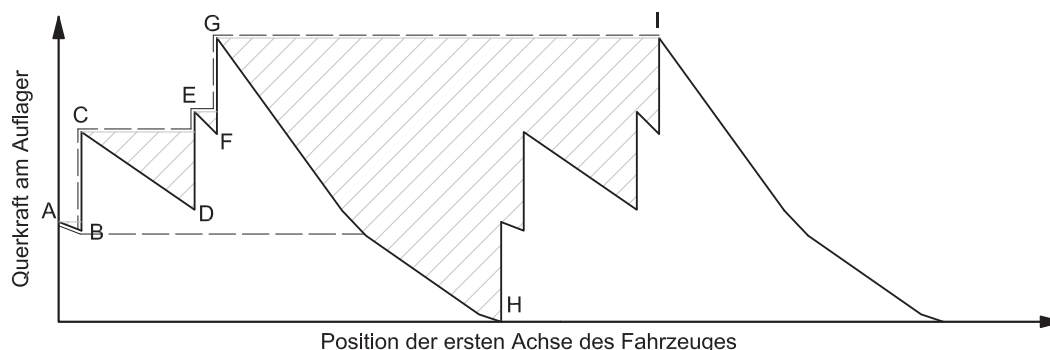
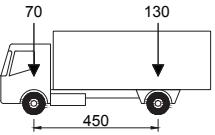
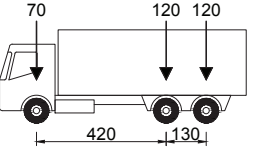
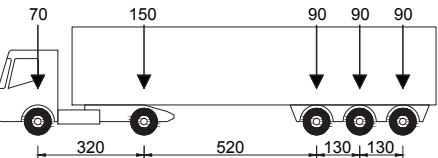
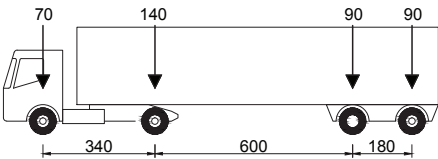
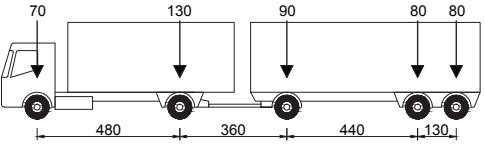


Abbildung 6.5: Veranschaulichung der Rainflow-Methode am Beispiel eines Querkraftverlaufs infolge FLM 3

In dem Beispiel, das in Abb. 6.5 dargestellt ist, werden bei der Rainflow-Zählung die Beanspruchungsamplituden zwischen den Punkten A-B, C-D, E-F und G-I berechnet. Bildhaft kann man sich diesen Algorithmus derart vorstellen, dass der Verlauf um 90° gedreht wird und von den schrägen Flächen (die Dächer symbolisieren) fließt dann der Regen hinab. An den Umkehrpunkten tropft der Regen von einem Dach auf das nächste. Der Algorithmus ist dabei so gewählt, dass nur geschlossene Zyklen bzw. Hysteresen erfasst werden. Als Ergebnis der Zählung können die Amplituden mit den jeweiligen Minima und Maxima in einer Matrix abgelegt werden. Im Laufe einer Weiterverarbeitung können bei Bedarf auch sehr kleine, nicht schädigende Schwingbreiten gelöscht werden.

Ein Überblick über Anwendungsmöglichkeiten der Rainflow-Methode und über weitere mögliche Zählmethoden wie z.B. die Bereichspaar-Mittelwert-Zählung ist in Köhler et al. [94] zusammengefasst.

Tabelle 6.2: Standardlastkraftwagen des Ermüdungslastmodells 4 [26]

Fahrzeugtyp	Verkehrsart				
	Große Entfernung	Mittlere Entfernung	Ortsverkehr		
Schwerfahrzeug (LKW)	Achsabstand [m]	Achslast [kN]	LKW-Anteil [%]	LKW-Anteil [%]	LKW-Anteil [%]
 <p>SF01: 20 to</p>	4,5	70 130	20	40	80
 <p>SF02: 31 to</p>	4,2 1,3	70 120 120	5	10	5
 <p>SF03: 49 to</p>	3,2 5,2 1,3 1,3	70 150 90 90 90	50	30	5
 <p>SF04: 39 to</p>	3,4 6,0 1,8	70 140 90 90	15	15	5
 <p>SF05: 45 to</p>	4,8 3,6 4,4 1,3	70 130 90 80 80	10	5	5

6.3 Eingangswerte für die numerische Parameterstudie

6.3.1 Geometrie und Materialeigenschaften der Straßenbrücken

Für die Verkehrssimulation wurden typische Straßenbrückenquerschnitte, Spannweiten und Materialparameter, die dem praktischen Anwendungsbereich entsprechen, gewählt:

Statisches System:	Einfeldträger
Spannweite:	10 m, 15 m, 20 m, 25 m und 30 m
Gesamtbreite:	a) Einstreifiger Querschnitt für eine Wirtschaftswegebrücke mit einer Gesamtbreite von 4,5 m zwischen den Geländern b) Zweistreifiger Querschnitt mit einer Gesamtbreite von 10,0 m (RQ 7,5) oder 10,5 m (RQ 9,5) zwischen den Geländern
Querschnittstypen:	Typ 1) Ein blockverklebter Brettschichtholzquerschnitt (vgl. Abb. 6.6) Typ 2) Zwei blockverklebte Brettschichtholzquerschnitte (vgl. Abb. 6.7) Typ 3) Mehrere Brettschichtholzträger (vgl. Abb. 6.8)
Verbindungsmittel:	Kerbe
Holzgüte:	GL 28c nach DIN EN 14080 [60]
Betongüte:	C 40/50 nach DIN EN 1992-1-1 [15]

Der Spannweitenbereich zwischen 10 m und 30 m entspricht dem statisch und wirtschaftlich sinnvollen Anwendungsbereich für Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken und kann durch eine statische Vorbemessung sowie die in Tab. 2.1 enthaltenen Beispiele bestätigt werden.

Die zwei Varianten für die Gesamtbreite einer Brücke sind in Kap. 2.2.4 näher erläutert. Bei der einstreifigen Variante mit 4,5 m Breite handelt es sich um eine Brücke zur Überführung ländlicher Wege nach den Grundsätzen für die Gestaltung ländlicher Wege bei Baumaßnahmen an Bundesstraßen des Bundesministeriums für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen [41]. Die zweistreifige Variante orientiert sich an Brücken zur Überführung von Bundesstraßen mit Regelquerschnitten der Richtlinien für die Anlage von Straßen [42]. Die in Abhängigkeit der Art der Straßenverbindung und der Schwerverkehrsstärke gewählten Regelquerschnitte sind in Abb. 2.11 dargestellt.

Für die Gesamtbreite von 4,5 m ist es zweckmäßig nur einen blockverklebten Brettschichtholzquerschnitt entsprechend Abb. 6.6 anzuordnen, wie es beispielsweise bei den in Kap. 2.2.3 vorgestellten Holz-Beton-Verbundfußgängerbrücken umgesetzt wurde. Sollte der gewählte Holzquerschnitt herstellungs- oder transportbedingte Grenzen der Abmessungen überschreiten, können auch zwei schmalere blockverklebte Querschnitte nebeneinander angeordnet werden. Diese Variante wurde bei einigen in Kap. 2.2.4 vorgestellten Straßenbrücken gewählt. In dem Bereich der Lücke zwischen den Trägern (Betonplatte trägt allein) sind keine Beanspruchungen durch Achslasten eines Fahrzeuges zu erwarten. Für die Gesamtbreite von 10,5 m sind die Querschnitte Typ 2 oder Typ 3 denkbar (vgl. Abb. 6.7 und Abb. 6.8), da beide Varianten, wie in Kap. 2.2.4 erläutert, Vorteile bieten. Im Falle des Querschnittstyps 3 werden insgesamt sechs Träger nebeneinander gleichmäßig verteilt angeordnet. Die Anzahl von sechs Trägern hat den Vorteil, dass jeweils

zwei Träger unter einer Fahrspur platziert werden können. Unter dem weniger belasteten Mittelstreifen der Brücke befindet sich kein Brettschichtholzträger. Bei allen Querschnittstypen wurde aus konstruktiver Sicht darauf geachtet, dass die Gerade zwischen den Unterkanten der Betonplatte und des Brettschichtholzträgers eine Neigung gegenüber der Vertikalen von mindestens 30° aufweist (vgl. Abb. 6.10 mit 48° , Abb. 6.11 mit 66° und Abb. 6.12 mit 34°). Dadurch wird der Schutz der Brettschichtholzbauteile vor Regen gewährleistet.

Für die Simulation wurde als Brettschichtholzgüte GL 28c gewählt. Diese Holzgüte wird in der Praxis im Brückenbau häufig verwendet. Es handelt sich um kombiniertes Brettschichtholz mit einer hohen Biegefestigkeit. Die statischen Querschnittsnachweise im Holz sind für die Brettschichtholzgüte GL 28c erfüllt, was im Rahmen einer Vorbemessung überprüft wurde. Als Betongüte wurde C 40/50 gewählt, was sich aus der statischen Querschnittsbemessung als minimal mögliche Betongüte ergab. Somit ist die Vorgabe der ZTV-ING [90] eingehalten, dass für Fahrbahnplatten von Verbundbrücken mindestens eine Festigkeitsklasse C 35/45 verwendet werden sollte (vgl. Kap. 5.2.1).

Insgesamt wurden 15 verschiedene Holz-Beton-Verbundbrückentypen berücksichtigt, deren statisch erforderliche Querschnittsabmessungen in Tab. 6.3 zusammengefasst sind. Die Festlegung der Querschnittsabmessungen erfolgte auf der Basis einer statischen Vorbemessung unter Berücksichtigung aller relevanten Lastannahmen. Neben den Querschnittsnachweisen wurden auch die Kerfen entsprechend Kap. 5.2.3 statisch bemessen. Die maßgebenden Schnittgrößen wurden anhand von Stabwerkmodellen entsprechend der maßgebenden Lastkombination berechnet. Es wurden alle notwendigen Nachweise für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit für die Zeitpunkte $t = 0$, $t = 3 - 7a$ und $t = \infty$ geführt.

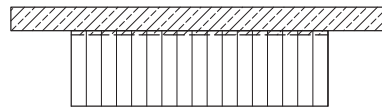


Abbildung 6.6: Einstreifiger Querschnittstyp 1 (Maße entsprechend Spannweite in Anhang D)

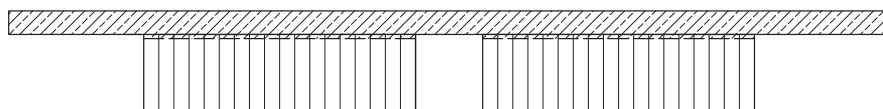


Abbildung 6.7: Zweistreifiger Querschnittstyp 2 (Maße entsprechend Spannweite in Anhang D)

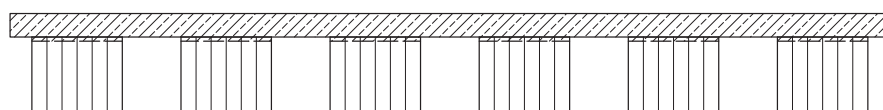


Abbildung 6.8: Zweistreifiger Querschnittstyp 3 (Maße entsprechend Spannweite in Anhang D)

In Abb. 6.9 ist die Seitenansicht einer Holz-Beton-Verbundbrücke mit Kerven (Spannweite 20 m) als halbes System dargestellt. Die Zeichnungen aller Querschnitte und Seitenansichten für alle Spannweiten können Anhang D entnommen werden. In Anhang D ist immer nur eine Seitenansicht je Spannweite dargestellt, da die Abstände der Kerven für alle Querschnittstypen gleich sind. Die Abstände zwischen den Kerven sind entsprechend dem Querkraftverlauf unter Gleichstreckenlast über die Trägerlänge hinweg variiert. An den Trägerenden sind die Abstände geringer und in Trägermitte sind die Abstände größer. Bei den an den Trägerenden liegenden Kerven wurde eine Vorholzlänge von 400 mm vorgesehen, was der 8-fachen Kerventiefe entspricht. Nähere Erläuterungen zur gewählten Vorholzlänge sind in Kap. 6.3.2 enthalten.

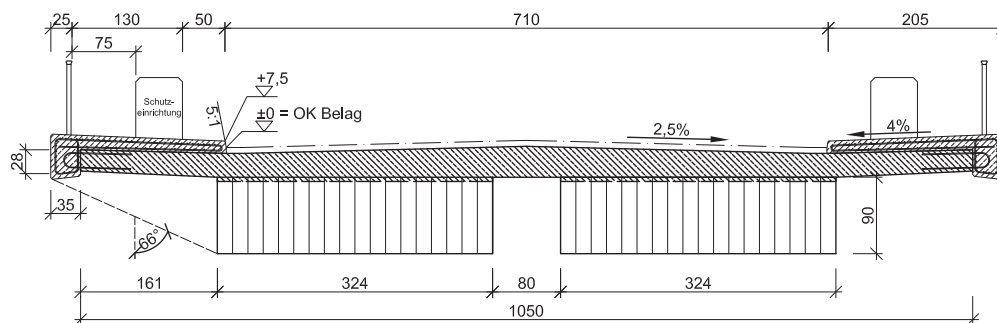
Tabelle 6.3: Querschnittsabmessungen für alle Brückentypen (statische Vorbemessung)

Typ	Spannweite [m]	Breite Holz- querschnitt [m]	Höhe Holz- querschnitt [m]	Mittragende Breite Betonplatte [m]	Dicke Beton- platte [cm]
<u>Typ 1</u>	10	2,52	0,6	4,5	22
	15	2,70	0,8	4,5	25
	20	3,06	0,9	4,5	28
	25	3,24	1,1	4,5	34
	30	3,60	1,2	4,5	40
<u>Typ 2</u>	10	2 x 2,52	0,6	4,19	28
	15	2 x 2,70	0,8	4,76	28
	20	2 x 3,24	0,9	5,25	28
	25	2 x 3,42	1,1	5,25	32
	30	2 x 3,60	1,2	5,25	38
<u>Typ 3</u>	10	6 x 0,90	0,7	1,60	22
	15	6 x 0,90	0,8	1,70	25
	20	6 x 1,08	0,9	1,78	28
	25	6 x 1,26	1,1	1,76	32
	30	6 x 1,26	1,2	1,76	36

Die notwendige Dicke der Betonplatte ist maßgeblich von der Länge des Kragarms der Betonplatte in Querrichtung abhängig. Vor allem Querschnittstyp 2 weist bei kurzen Spannweiten Kragarme mit bis zu 2 m Meter Länge auf. Hier war bei der Bemessung von Vorteil, dass nach DIN EN 1991-2, Abschnitt 4.7.3 [26] eine Berücksichtigung der Achslast hinter der Schutzeinrichtung nicht erforderlich ist. In diesem Fall wird neben den ständigen Lasten eine außergewöhnliche Achslast, die nicht gleichzeitig mit anderen Verkehrslasten anzusetzen ist, auf der Fahrbahn neben der Schutzeinrichtung bei der Bemessung berücksichtigt. Die Kombination der Einwirkungen erfolgt nach der außergewöhnlichen Bemessungssituation nach DIN EN 1990, Abschnitt 6.4.3.3 [55]. Da beim Querschnittstyp 1 keine Schutzeinrichtungen vorgesehen sind, wurde hier eine außergewöhnliche Achslast bis zum Geländer berücksichtigt.

Tabelle 6.4: Überblick über Querschnittstypen, Verkehrskategorien und Verkehrsarten

Querschnittstyp	Typ 1					Typ 2					Typ 3				
Spannweite [m]	10	15	20	25	30	10	15	20	25	30	10	15	20	25	30
Gesamtbreite															
RQ 9,5 [42]								✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
RQ 7,5 [42]						✓	✓								
4,5 m Breite	✓	✓	✓	✓	✓										
Verkehrskategorie															
VK 4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
VK 3	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
VK 2						✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
VK 1						✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Verkehrsart															
Ortsverkehr	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Mittlere Entfernung	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Große Entfernung						✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓

**Abbildung 6.11:** Regelquerschnitt RQ 9,5 (Typ 2 Spannweite 20 m) unter Berücksichtigung von [42], [95], Abmessungen in cm

welche Verkehrsszenarien für die gewählten Querschnittstypen sinnvoll sind. Wie in der Matrix der Tab. 6.4 zu erkennen ist, ist bei der Simulation für den Querschnittstyp 1, der eine Wirtschaftswegebrücke darstellt, maximal Verkehrskategorie (VK) 3 mit 125.000 LKW pro Jahr zu berücksichtigen. Für FLM 4 ist die Wahl der Verkehrskategorie außerdem an die anzusetzende Verkehrsart gekoppelt. Die Verkehrsart „große Entfernung“ (mehrere hunderte Kilometer) sollte nur in Zusammenhang mit den Verkehrskategorien 1 oder 2 angewandt werden, da in diesem Fall die Verkehrszusammensetzung einer Autobahn entspricht. Verknüpfungen zwischen Verkehrsarten und Verkehrskategorien, die für die Simulation berücksichtigt werden, sind in Tab. 6.5 angegeben.

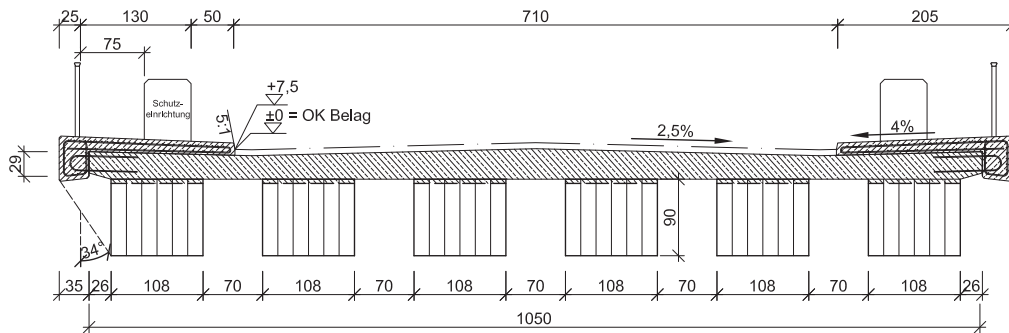


Abbildung 6.12: Regelquerschnitt RQ 9,5 (Typ 3 Spannweite 20 m) unter Berücksichtigung von [42], [95], Abmessungen in cm

Tabelle 6.5: Ansatz einer Verkehrskategorie in Abhängigkeit der Verkehrsart

Verkehrsart	Verkehrskategorie			
	VK 4	VK 3	VK 2	VK 1
Ortsverkehr	✓	✓		
Mittlere Entfernung		✓	✓	✓
Große Entfernung			✓	✓

6.3.2 Eigenschaften des Verbindungsmittels Kerve

Die für die Simulation gewählte Kervenverbindung verfügt über folgende Eigenschaften:

Tiefe der Kerve:	$t_v = 50 \text{ mm}$
Länge der Kerve:	$l_K = 200 \text{ mm}$
Maßgebende Vorholzlänge:	$l_v = 8 \cdot t_v = 400 \text{ mm}$
Neigung der Kervenflanke:	$\alpha = 90^\circ$
Min. Abstand zwischen zwei belasteten Kervenflanken:	$s_{min} = 8 \cdot t_v + l_K = 600 \text{ mm}$
Max. Abstand zwischen zwei belasteten Kervenflanken:	$s_{max} = 1.200 \text{ mm}$
Verschiebungsmodul der Kerve:	$K_u = K_{ser} = 1.600 \text{ kN/mm}$ je m Trägerbreite

Die Geometrie und der Verschiebungsmodul der Kerven wurde vorrangig auf der Grundlage der Ergebnisse in Kuhlmann & Aldi [1] festgelegt. Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens wurden Ermüdungsversuche an Kerven mit einer Tiefe $t_v = 40 \text{ mm}$ und einer Länge $l_K = 200 \text{ mm}$ durchgeführt, die in Kap. 2.4.5 erläutert sind. Darüber hinaus wurden auch Erkenntnisse aus anderen Versuchsreihen an Kerven und numerischen Simulationen, die in Kap. 5 zusammengefasst sind, berücksichtigt. Die Kerntiefe von $t_v = 50 \text{ mm}$ ist für eine ausreichende Tragfähigkeit für den Abtrag der Schubkräfte erforderlich. Die damit verbundene Querschnittsschwächung des Holzträgers wurde beim Biegespannungsnachweis berücksichtigt.

Es kann auch bei den gewählten Holz- und Betongüten und der Kervertiefe davon ausgegangen werden, dass wie in Kuhlmann & Aldi [1] dokumentiert, ein Versagen der Kerne unter statischer oder Ermüdungsbeanspruchung infolge eines Vorholzabscherens eintritt. Die Holzgüte hat rechnerisch keinen Einfluss auf die Schubfestigkeit des Holzes, da der Wert $f_{v,k} = 3,5 \text{ N/mm}^2$ in DIN EN 14080 [60] für alle Güteklassen von homogenem und kombiniertem Brettschichtholz konstant ist. Die Druckfestigkeit in Faserrichtung der Holzgüte GL 28c ist im Vergleich zu GL 32h nicht wesentlich geringer. Des Weiteren weisen die Lamellen im Randbereich, die an einer Kerne mit Flachkantanordnung der Lamellen beansprucht werden, eine höhere Festigkeitsklasse (T-Klasse in DIN EN 14080 [60]) als die Lamellen im Kern auf. Somit ist für die relevanten Lamellen die Druckfestigkeit der Festigkeitsklasse GL 28h maßgebend, da hier dieselbe T-Klasse vorliegt. Eine Untersuchung verschiedener Materialgüten in Kap. 2.3.2 zeigt, dass ab einer Holzgüte GL 28h mit $f_{c,0,k} = 28 \text{ N/mm}^2$ die statische Tragfähigkeit einer Kerne auf Abscheren gegenüber einem Versagen auf Druck in Faserrichtung maßgebend wird (vgl. Abb. 2.28). Allerdings ist bei dem Vergleich in Kap. 2.3.2 der Rissfaktor k_{cr} für die Beanspruchbarkeit auf Schub nach DIN EN 1995-1-1, 6.1.7 [14] nicht angesetzt worden. Wird dieser Rissfaktor rechnerisch berücksichtigt, liegt die Tragfähigkeit der Kerne auf Abscheren sogar deutlich unterhalb der Tragfähigkeit auf Druck. Durch Vergleichsberechnungen wird in Kap. 5.2.3 gezeigt, dass ab einer Holzgüte GL 22h (oder besser) rechnerisch immer die Tragfähigkeit auf Abscheren maßgebend ist (vgl. Tab. 5.1). Somit ist davon auszugehen, dass ein Druckversagen, vor allem unter Ermüdungsbeanspruchung, auszuschließen ist (vgl. Kap. 5.2.4).

Für eine 50 mm tiefe Kerne bezogen auf 1 m Breite berechnet sich die charakteristische Tragfähigkeit für Holz der Festigkeitsklasse GL 28c auf Druck in Faserrichtung nach Gl. (6.2) und die charakteristische Schubtragfähigkeit des Vorholzes nach Gl. (6.3). In Gl. (6.2) ist nicht berücksichtigt, dass die Lamellen im Randbereich eine höhere Druckfestigkeit aufweisen, was zu einer höheren Tragfähigkeit auf Druck führen würde. Als Bezugslänge der Schubtragfähigkeit des Vorholzes wird nach DIN EN 1995-1-1, NCI NA.12.1 [14] die 8-fache Kervertiefe gewählt.

$$\begin{aligned} F_{K,c,0,k} &= t_v \cdot b \cdot f_{c,0,k} & (6.2) \\ &= 50 \text{ mm} \cdot 1.000 \text{ mm} \cdot 24 \text{ N/mm}^2 \cdot 10^{-3} = 1.200 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{K,v,k} &= 8 \cdot t_v \cdot b \cdot k_{cr} \cdot f_{v,k} & (6.3) \\ &= 8 \cdot 50 \text{ mm} \cdot 1.000 \text{ mm} \cdot \frac{2,5}{3,5} \cdot 3,5 \text{ N/mm}^2 \cdot 10^{-3} = 1.000 \text{ kN} \end{aligned}$$

b	Vorhandene Breite [mm], hier 1000 mm
t_v	Einschnitttiefe der Kerne [mm]
k_{cr}	Rissfaktor für Beanspruchbarkeit auf Schub nach DIN EN 1995-1-1, 6.1.7 [14]
$f_{c,0,k}$	Charakteristische Druckfestigkeit in Faserrichtung [N/mm ²] nach DIN EN 14080 [60]
$f_{v,k}$	Charakteristische Schubfestigkeit [N/mm ²] nach DIN EN 14080 [60]

Für die maßgebende rechnerische Tragfähigkeit der Kerne ($F_{K,v,k}$ nach Gl. (6.3)) spielt es keine Rolle, ob als Holzgüte GL 32h oder GL 28c verwendet wird, da die rechnerische Schubfestigkeit nach DIN EN 14080 [60] konstant ist.

Da nach DIN EN 1995-1-1, NCI NA.12.1 [14] für die Berechnung der Tragfähigkeit auf Abscheren nur maximal eine Vorholzlänge von $l_v = 8 \cdot t_v$ angesetzt werden darf, wurde für die maßgebende am Trägerende liegende Kerne eine Vorholzlänge $l_v = 8 \cdot 50 \text{ mm} = 400 \text{ mm}$ gewählt (vgl. Abb. 6.9). Die Vorholzlänge von 400 mm entspricht der gewählten Länge bei den Versuchen in Kuhlmann & Aldi [1].

Der minimale Abstand zwischen zwei Kernen $s_{\min} = 8 \cdot t_v + l_K = 600 \text{ mm}$ ergab sich ebenfalls aus der Bedingung, dass für eine Kerne rechnerisch eine Vorholzlänge der 8-fachen Kerntiefe angesetzt werden darf. Der maximale Abstand zwischen zwei Kernen wurde iterativ zu $s_{\max} = 2 \cdot s_{\min} = 1.200 \text{ mm}$ gewählt, sodass die Ausnutzung aller Kernen möglichst gleich groß ist.

Da keine experimentellen Ergebnisse hinsichtlich Verschiebungsmodul und Tragfähigkeit genau für die gewählten Geometrie- und Materialkennwerte vorliegen, war eine Abschätzung der notwendigen Kennwerte und der Tragfähigkeit erforderlich. Die statische Tragfähigkeit und die Ermüdungsbeanspruchbarkeit können mit Hilfe DIN EN 1995-1-1 [14] und DIN EN 1995-2 [6] rechnerisch erfasst werden. Entsprechend des Vorgehens in Anhang C wurde beispielhaft für die statischen Referenzversuche aus Kuhlmann & Aldi [1] die tatsächliche charakteristische Tragfähigkeit auf Abscheren berechnet und mit der rechnerischen charakteristischen Tragfähigkeit nach DIN EN 1995-1-1 [14] entsprechend Gl. (6.4) verglichen. Der 5%-Fraktilwert aus drei statischen Referenzversuchen wurde nach DIN EN 1990, D.7.2 [55] für eine Log-Normalverteilung berechnet. Nach JCSS [56] darf diese Verteilung für die Schubfestigkeit von Holz zugrunde gelegt werden und es ist ein Variationskoeffizient von 0,25 angegeben. Der 5%-Fraktilwert wurde deshalb für einen oberen Schätzwert des Variationskoeffizienten von 0,25 (Variationskoeffizient „bekannt“) ermittelt und beträgt $F_{\text{ult,exp}} = 164 \text{ kN}$ je Kerne. Dieser Wert ist allerdings sehr konservativ, da tatsächlich bei den drei durchgeführten Versuchen aus Kuhlmann & Aldi ein Variationskoeffizient von 0,083 vorlag. Wird die Tragfähigkeit für die in Kuhlmann & Aldi verwendeten Randbedingungen nach Gl. (6.4) entsprechend DIN EN 1995-1-1 [14] berechnet, ergibt sich $F_{\text{ult,EC5}} = 176 \text{ kN}$.

$$\begin{aligned} F_{\text{ult,EC5}} &= 8 \cdot t_v \cdot b \cdot k_{cr} \cdot f_{v,k} & (6.4) \\ &= 8 \cdot 40 \text{ mm} \cdot 220 \text{ mm} \cdot \frac{2,5}{3,5} \cdot 3,5 \text{ N/mm}^2 \cdot 10^{-3} = 176 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beide Werte liegen in derselben Größenordnung und es wird davon ausgegangen, dass die Ermittlung der statischen Tragfähigkeit der Kerne auf Abscheren nach DIN EN 1995-1-1 [14] allgemeingültig für beliebige Geometrie- und Materialparameter erfolgen kann (vgl. Kap. 5.2.3). Dieses Vorgehen ist beispielsweise auch in [22], [24], [16], [23] und zahlreichen anderen Veröffentlichungen bestätigt. Die gute Übereinstimmung normativer Vorgaben für die Ermüdungsbeanspruchbarkeit einer Kerne aus DIN EN 1995-2 [6] mit experimentellen Ergebnissen ist in Kap. 2.4.5 erläutert. Das Vorgehen zur Berechnung der Ermüdungsbeanspruchbarkeit ist in Kap. 5.2.4 dargestellt.

Der Verschiebungsmodul der gewählten Kerne wurde zu 1.600 kN/mm/m festgelegt, was in Kap. 5.2.2 erläutert und begründet wird. In Kuhlmann & Aldi [1] wurde für eine erste Verkehrssimulation mit einer Holz-Beton-Verbundstraßenbrücke ebenfalls ein Verschiebungsmodul der Kerne mit einer Tiefe von 50 mm von 1.600 kN/mm/m zu Grunde gelegt. Generell ist der genaue Wert des Verschiebungsmoduls, der für die Berechnung angesetzt wird, von untergeordneter Bedeutung (vgl. auch Kap. 4.3.3). In Abb. 6.13 ist die Abhängigkeit der Schubkraft an der Kerne, die mit Hilfe eines Stabwerkmodells berechnet wurde, von dem Verschiebungsmodul dargestellt. In diesem Fall wurde eine Brücke des Querschnittstyps 1 mit einer Spannweite von 20 m (vgl. Abb. 6.10) unter einer Gleichstreckenlast von $p = 10$ kN/m betrachtet. Es zeigt sich, dass eine Variation des Verschiebungsmoduls im Bereich größer 400 kN/mm/m kaum Einfluss auf die effektive Biegesteifigkeit des Gesamtsystems und die Größe der Schubkraft hat. Deshalb ist in dieser Größenordnung der Einfluss des Verschiebungsmoduls als Eingangsgröße für die Berechnung und Simulation hinsichtlich des Ermüdungsnachweises der Kerne unerheblich. Diese Einschätzung wird durch weitere numerische Untersuchungen der Schnittgrößen in Abhängigkeit des Verschiebungsmoduls, beispielsweise in Kuhlmann & Aldi [1], [23] oder Müller [24], gestützt.

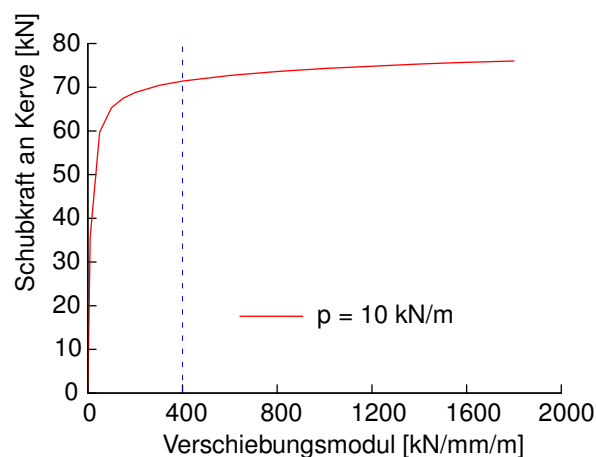


Abbildung 6.13: Kerkraft in Abhängigkeit des Verschiebungsmoduls für Typ 1 mit 20 m Spannweite

Auf Traglast- und Gebrauchslastniveau wurde für die Simulation derselbe Verschiebungsmodul $K_{ser} = K_u = 1.600$ kN/mm/m für die Kerne angesetzt. Die statischen Last-Verschiebungskurven der Kerne in Kuhlmann & Aldi [1] zeigen ein gleichbleibend steifes Tragverhalten, also einen konstanten Verschiebungsmodul, bis zum Erreichen der maximalen Traglast. Das schlagartige, spröde Versagen war durch ein Abscheren des Vorholzes gekennzeichnet. Eine Abminderung des Verschiebungsmoduls der Kerne im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist nicht sinnvoll, wie in Kap. 5.2.2 und Michelfelder [22] erläutert wird. Darüber hinaus würde eine Abminderung des Verschiebungsmoduls im Grenzzustand der Tragfähigkeit auf $K_u = 2/3 \cdot K_{ser} = 2/3 \cdot 1.600 = 1.066$ kN/mm/m, wie in DIN EN 1995-1-1 [14] vorgegeben, auch keinen nennenswerten Einfluss auf die Schubkraft an der Kerne haben (vgl. Abb. 6.13).

6.3.3 Verkehrssimulation

Allgemeines

Für die Verkehrssimulationen kommen die Ermüdungslastmodelle FLM 3 und FLM 4 zum Einsatz (vgl. Kap. 6.2.1). Da in einem 2D-Stabwerkmodell immer nur ein Brettschicht-holzträger mit der Betonplatte entsprechend der mittragenden Breite abgebildet wird, stellt sich die Frage, welcher Anteil der Achslast eines Lastmodells auf den jeweiligen Träger entfällt. Für einstreifige Wirtschaftswegebrücken wird der Fahrstreifen mit einer Breite von 3,5 m angesetzt (vgl. Abb. 6.10).

Bei den Regelquerschnitten auf Bauwerken wird die Breite eines Fahrstreifens für RQ 7,5 auf 2,75 m und für RQ 9,5 auf 3,0 m festgelegt (vgl. Abb. 6.14 und Abb. 6.15). Außenliegend kommt je Fahrstreifen zusätzlich noch ein Randstreifen mit einer Breite von 0,5 m hinzu [42]. Bei beiden verwendeten Ermüdungslastmodellen beträgt die Breite zwischen den Radaufstandspunkten (Spurweite) in jedem Fall 2,0 m. Im Rahmen der Simulation werden für die Querschnittstypen 1 und 2 die Achsen des Bemessungsfahrzeuges vollständig auf einen blockverklebten Brettschichtholzquerschnitt angesetzt. Bei dem Querschnittstyp 3 wird jeweils nur die Hälfte der Achslast auf einem Brettschichtholzträger platziert, da es aufgrund der geometrischen Randbedingungen nicht möglich ist, dass bei einer Spurweite von 2,0 m ein Träger die komplette Achslast aufnimmt (vgl. Abb. 6.15).

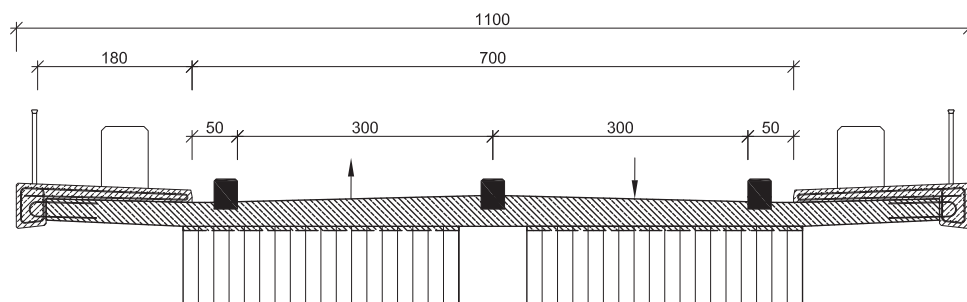


Abbildung 6.14: Lage der Fahrstreifen für Typ 2 Spannweite 20 m nach RQ 9,5 [42]

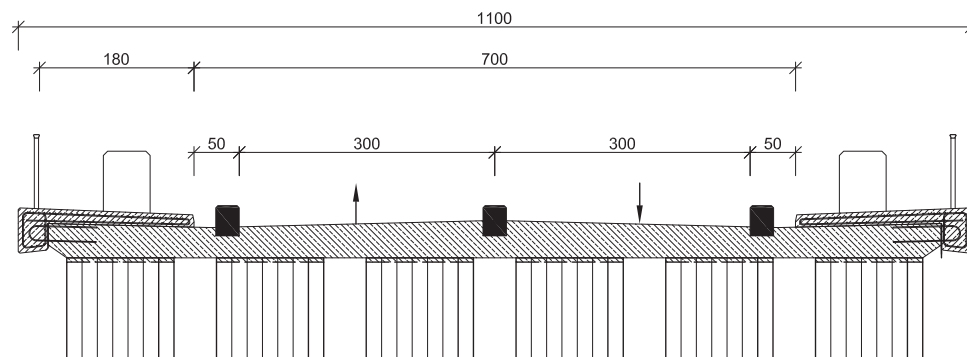


Abbildung 6.15: Lage der Fahrstreifen für Typ 3 Spannweite 20 m nach RQ 9,5 [42]

Anwendung von 2D- und 3D-Modellen

Die Ermittlung von Schnittgrößen für die Vorbemessung und von Einflusslinien für eine Wanderlast von 1 kN anhand von Stabwerkmodellen erfolgt mit Hilfe des Stabwerkprogramms RSTAB [87] und dem hierfür verfügbaren Zusatzmodul RSBEWEG (bzw. auch RFEM [96] und RFBEWEG). Das Zusatzmodul erlaubt es Wanderlasten zu generieren. Dabei wird eine Schrittweite der Last festgelegt und anschließend wird für jede Position der Last ein Lastfall angelegt, für den die gewünschten Schnittgrößen berechnet werden können.

Für den Querschnittstyp 3 werden im Detail verschiedene 3D-Modelle in RFEM [96] untersucht. Vor allem bei diesem Querschnittstyp kann eine Lastverteilung zwischen den einzelnen Trägern und eine damit verbundene Verringerung der Spannungsspitzen interessant sein. Vereinfacht wird zunächst ein Modell gewählt, bei dem jeder der sechs Brettschichtholzträger durch ein einzelnes Stabwerkmodell abgebildet und mit der Betonplatte verbunden ist (vgl. Abb. 6.16). In Längsrichtung (Seitenansicht) betrachtet, entspricht ein Stabwerkmodell dem 2D-Modell in Abb. 5.4, wobei der Obergurt durch eine Platte ersetzt wird. Bei einem weiteren weiterentwickelten, detaillierteren Modell wird jeder Brettschichtholzträger durch insgesamt elf Stabwerkmodelle abgebildet, die in Querrichtung miteinander gekoppelt sind (vgl. Abb. 6.17). Anhand verschiedener Lastfälle und Laststellungen wurde für die Durchbiegung und die Schubkräfte an den Kernen überprüft, welches Modell sich für die Quantifizierung des Quereinflusses besser eignet. Die Anwendung des aufwändigeren Modells mit elf Stabwerken je Träger liefert lediglich genauere Ergebnisse für die Spannungen und Verformungen in der Betonplatte. Für die Berechnung von Schnittgrößen im Brettschichtholzträger ist das Modell mit einem Stabwerk je Träger entsprechend Abb. 6.16 ausreichend genau. Aus diesem Grund wird das 3D-Modell verwendet, um Quereinflusslinien und auch Längseinflusslinien für die maximale Schubkraft an den Kernen der einzelnen Träger zu berechnen. Für das Biegemoment und die Normalkraft ist der Einfluss der Lastverteilung zwischen den Trägern weniger interessant, da bei diesen Schnittgrößen sehr geringe Schädigungen der Holzbauteile auftreten. Für die Auswertung der Schädigungen der Kerne wird unter Berücksichtigung des Quereinflusses die Längseinflusslinie des außen liegenden Trägers unter einer Wanderlast auf demselben Träger verwendet (vgl. Kap. 6.3.4). Diese Annahme liegt auf der sicheren Seite, da dieser Träger maximal beansprucht wird, aber die Achslasten des Verkehrslastmodells eigentlich nicht auf diesem Träger angesetzt werden sollten. Der Träger ist durch eine Schutzeinrichtung vor den hohen Achslasten geschützt.

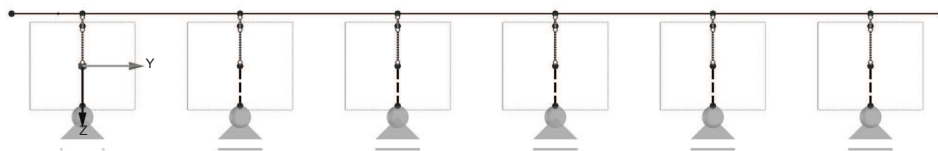


Abbildung 6.16: 3D-Modell für Typ 3 mit einem Stabwerkmodell je Träger (Querschnitt)

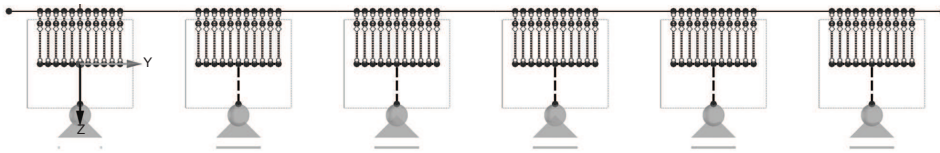


Abbildung 6.17: 3D-Modell für Typ 3 mit elf Stabwerkmodellen je Träger (Querschnitt)

Die in Kap. 6.3.4 beschriebenen Einflusslinien in Längsrichtung gelten jeweils für eine einzelne Wanderlast von 1 kN. Ein Lastmodell besteht allerdings aus mindestens zwei Achslasten und somit mindestens vier Einzellasten (sowie einer Flächenlast), wodurch immer zwei nebeneinander liegende Träger des Querschnittstyps 3 direkt gleichzeitig beansprucht werden. Aus diesem Grund werden zusätzlich zu den Einflusslinien exemplarisch für die Querschnittstypen 2 und 3 für eine Spannweite von 20 m verschiedene Laststellungen des statischen Lastmodells 1 nach DIN EN 1991-2 [26] an 3D-Modellen untersucht (vgl. Abb. 6.18 und Abb. 6.19).

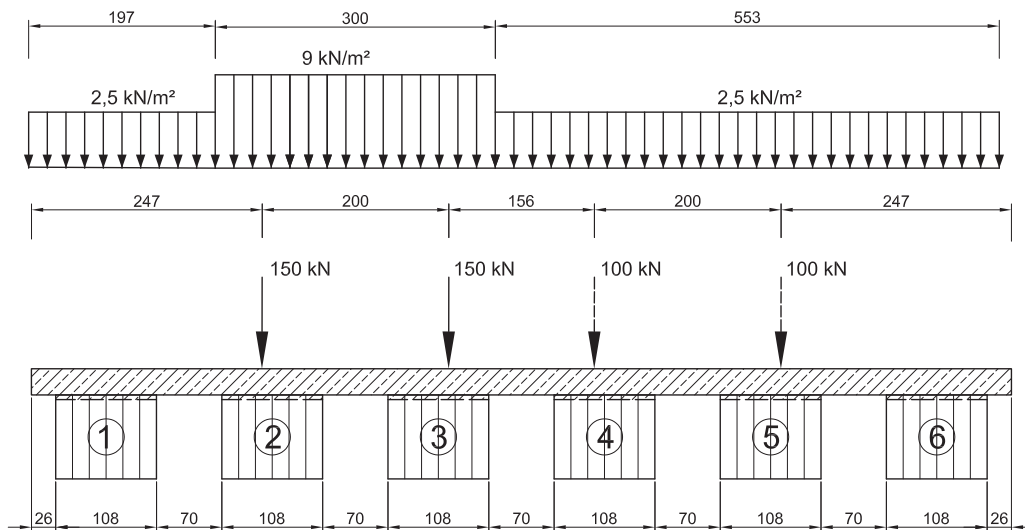


Abbildung 6.18: Positionen der Achs- und Flächenlasten des LM 1 des Typs 3 in Querrichtung (Spannweite 20 m), Maße in cm

Bei der gewählten Lastkombination werden Eigengewicht und Lastmodell 1, bestehend aus Flächenlast und Achslasten, unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte kombiniert. Darüber hinaus wird unterschieden, ob eine einseitige (Fahrstreifen 1 beansprucht) oder eine beidseitige Beanspruchung (Fahrstreifen 1 und 2 beansprucht) vorliegt und ob die Achslast in Feldmitte oder in der Nähe des Auflagers platziert ist. Bei Fahrstreifen 1 beträgt die charakteristische Last eines Rades 150 kN. Wird ein zweiter Fahrstreifen gleichzeitig beansprucht, beträgt die charakteristische Last eines Rades für diesen Fahrstreifen 100 kN. Für Typ 3 wird idealisiert davon ausgegangen, dass sich die Räder der Achsen jeweils genau über einem Träger befinden. Bei Typ 2 befindet sich die Achslast mittig auf einem Träger (beide Räder auf einem Träger, vgl. Abb. 6.19). Zusätzlich wirkt auf Fahrstreifen 1 mit einer Breite von 3,0 m eine charakteristische Verkehrsflächenlast von 9 kN/m² und auf der gesamten Restfläche eine charakteristische Last von 2,5 kN/m². Für

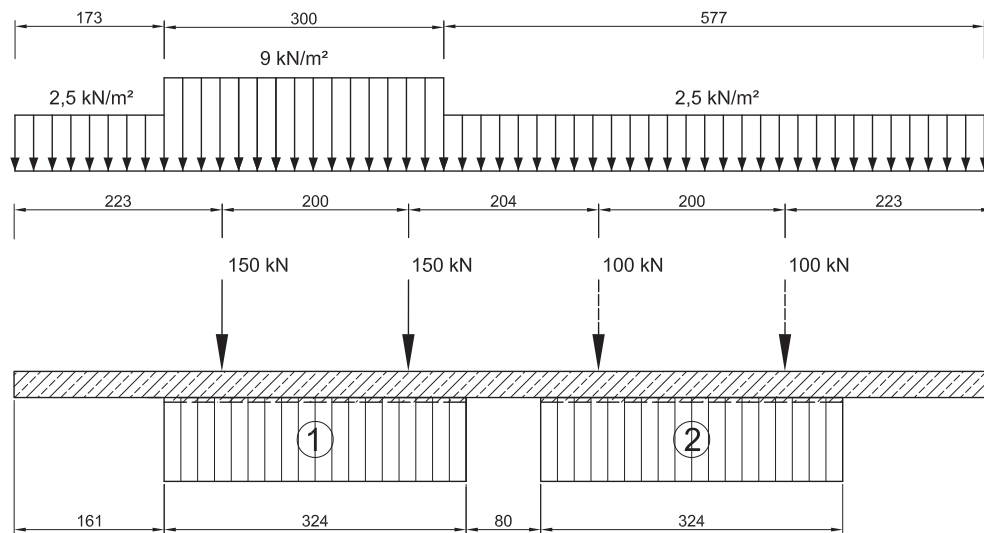


Abbildung 6.19: Positionen der Achs- und Flächenlasten des LM 1 des Typs 2 in Querrichtung (Spannweite 20 m), Maße in cm

jeden Querschnittstyp werden vier verschiedene Laststellungen untersucht und für verschiedene Schnittgrößen ausgewertet: Einstreifige Beanspruchung mit der Doppelachse in Feldmitte (Laststellung mittig in Abb. 6.20), einstreifige Beanspruchung mit der Doppelachse 2 m vom Auflager entfernt (Laststellung Rand in Abb. 6.20) und dieselben zwei Fälle für eine zweistreifige Beanspruchung. In Abb. 6.21(a) ist die Durchbiegung und in Abb. 6.21(b) die Schubkraft an der ersten Kerbe in Längsrichtung infolge der oben genannten Laststellungen für die einzelnen Träger des Typs 3 (Nummerierung nach Abb. 6.18) dargestellt. Unter derselben Lastkombination beträgt im 2D-Modell die Durchbiegung bei Achslasten in Feldmitte 68 mm und die Kervenkraft bei Achslasten am Rand 673 kN . In beiden Fällen entsprechen die Maximalwerte aus dem 3D-Modell ca. 75 % der Werte aus dem 2D-Modell. Dieser Vergleich zeigt, dass für Querschnittstyp 3 die Querverteilung berücksichtigt werden sollte. Die gleichen Berechnungen mit den verschiedenen

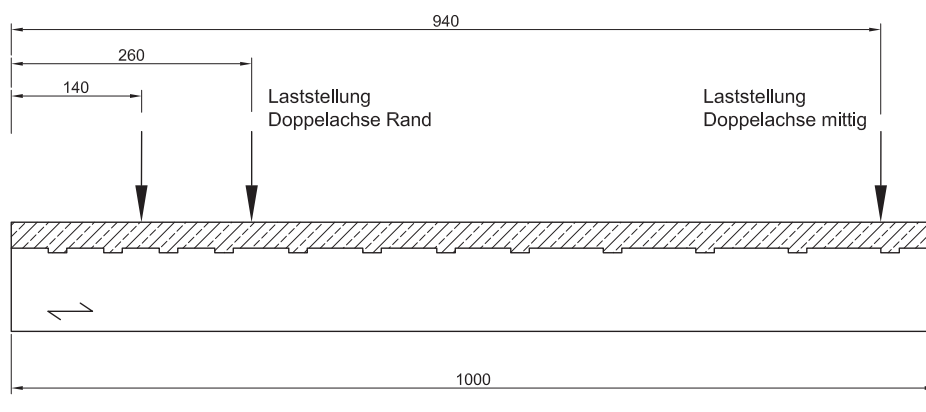


Abbildung 6.20: Positionen der Achslasten des LM 1 in Längsrichtung (Spannweite 20 m), Maße in cm

Laststellungen des LM 1 wurde auch für Querschnittstyp 2 durchgeführt. Dabei zeigt sich, dass die relevanten Schnittgrößen aus dem 3D-Modell zwischen 90 % und 100 % der Schnittgrößen aus dem 2D-Modell betragen und eine Berücksichtigung der Querverteilung somit für Querschnittstyp 2 nicht relevant ist. Somit wird für Querschnittstyp 1 und 2 ein 2D-Modell und für Querschnittstyp 3 ein 3D-Modell verwendet.

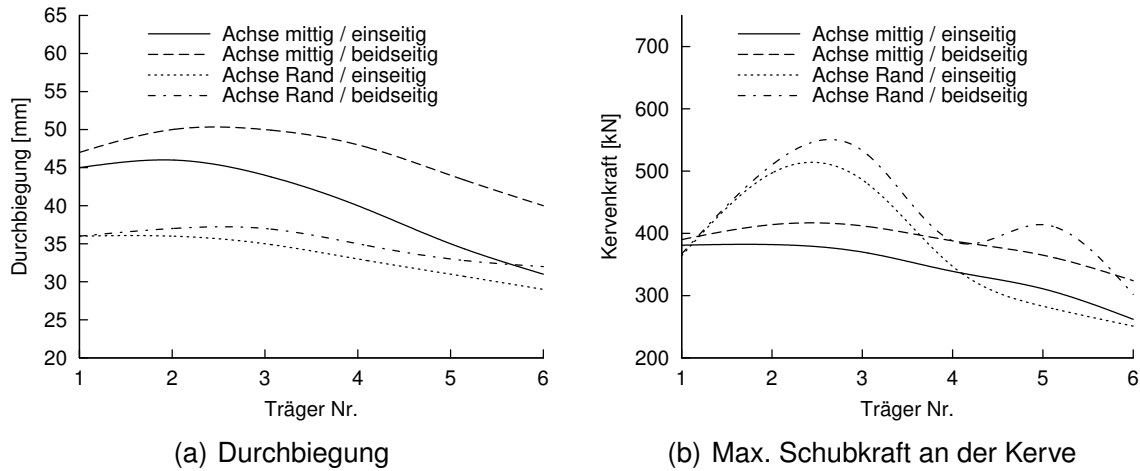


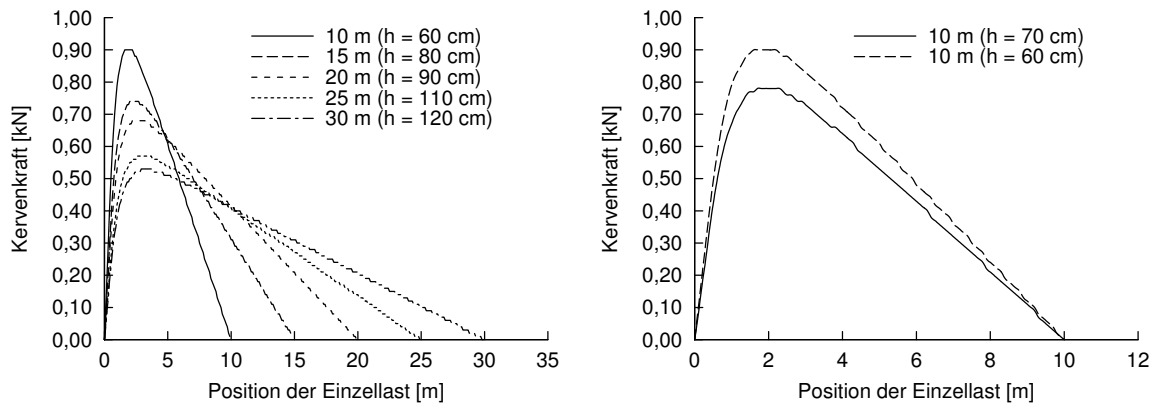
Abbildung 6.21: Schnittgrößen infolge Lastmodell 1 und Eigengewicht in Querrichtung für Spannweite 20 m (Typ 3)

6.3.4 Einflusslinien für eine Wanderlast von 1 kN

Einflusslinien für die Schubkraft an der ersten Kerbe in Längsrichtung

Die belastete Flanke der ersten Kerbe in Längsrichtung ist für jeden Querschnittstyp und alle Spannweiten 40 cm vom Rand der Brücke entfernt. In Abb. 6.22(a) ist für die Spannweiten von 10 m, 15 m, 20 m, 25 m und 30 m jeweils eine Einflusslinie der Schubkraft an der ersten Kerbe in Längsrichtung infolge einer Wanderlast von 1 kN dargestellt. Die durchgeführten Simulationen zeigen, dass die Verläufe der Längseinflusslinien der Schubkraft an der Kerbe für die gewählten Beispiele hauptsächlich von der Höhe des Brettschichtholzträgers und der Spannweite abhängen. Aus diesem Grund wird im Diagramm der Abb. 6.22(a) für jede Spannweite auch Bezug auf die Höhe des Brettschichtholzträgers genommen. Für alle Querschnittstypen wird aufgrund der statischen Vorbemessung bei jeder Spannweite dieselbe Höhe des Brettschichtholzträgers für die Simulation zugrunde gelegt (vgl. Tab. 6.3). Die einzige Ausnahme stellt die Spannweite 10 m dar. Hier wird für die Querschnittstypen 1 und 2 eine Trägerhöhe von 60 cm (Breite 252 cm) und für Querschnittstyp 3 eine Trägerhöhe von 70 cm (Breite 90 cm) aus statischer Sicht erforderlich. In Abb. 6.22(b) ist der Einfluss der Trägerhöhe auf den Verlauf der Einflusslinie dargestellt.

Je nach Spannweite tritt das Maximum der Schubkraft auf, wenn die Last ca. 2 bis 3 m vom Auflager entfernt ist (vgl. Abb. 6.22(a)). Mit zunehmender Spannweite sinkt der maximale Wert der Schubkraft, was mit der Verringerung der Steifigkeit des Gesamtsystems zusammenhängt. Bei einem System mit einer geringeren Steifigkeit kann die Beanspruchung besser auf nebeneinander liegende Kerven verteilt werden und die Kraft auf die



(a) Einflusslinien für alle Spannweiten (Typ 1) (b) Vergleich der Einflusslinien für Typ 1 (h=60cm) und Typ 3 (h=70cm), Spannweite 10 m

Abbildung 6.22: Einflusslinien der Schubkraft an der ersten Kerve in Längsrichtung (1 kN)

einzelne Kerve ist geringer. Das gilt sowohl für die Steifigkeit des Gesamtsystems (Spannweite) als auch für den Verschiebungsmodul der Kerven. Den Einfluss des Verschiebungsmoduls verdeutlicht das Diagramm in Abb. 6.23. Hier ist die Schubkraft an der Kerve für Querschnittstyp 3 mit einer Spannweite von 15 m für zwei verschiedene Verschiebungsmoduln dargestellt. Für den Verschiebungsmodul von 500 kN/mm/m ist das Maximum kleiner als bei dem für alle Simulationen gewählten Wert von 1.600 kN/mm/m. Eine Schädigung der Kerve, berechnet auf der Grundlage eines höheren Verschiebungsmoduls, ist somit maßgebend.

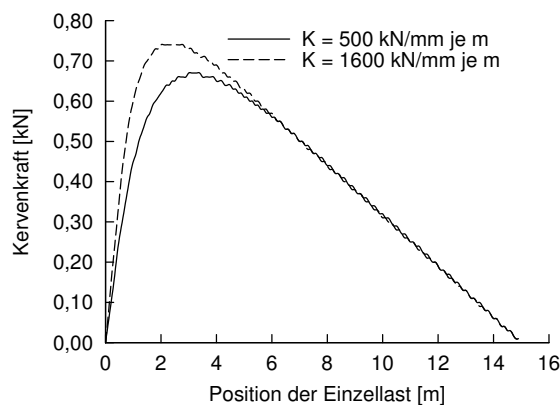


Abbildung 6.23: Vergleich von zwei Einflusslinien der Schubkraft an der Kerve in Abhängigkeit des Verschiebungsmoduls

Für die Berechnung der Einflusslinien werden im Modell die Materialeigenschaften für den Zustand $t = 0$, ohne Berücksichtigung des Langzeitverhaltens, gewählt. Bei diesen Randbedingungen ergibt sich die maximale Beanspruchung der Kerve.

Einflusslinien des Typs 3 unter Berücksichtigung der Querrichtung

Für Querschnittstyp 3 wird anhand von Einflusslinien die mittragende Wirkung nebeneinander liegender Brettschichtholzträger berechnet. Der Einfluss benachbarter Träger auf die Schubkraft der maximal beanspruchten ersten Kerne in Längsrichtung wird bei der Berechnung der Schädigung berücksichtigt.

In Abb. 6.24 ist für einen beispielhaften Brückenquerschnitt des Typs 3 die Nummerierung der einzelnen Träger angegeben, auf die in den folgenden Diagrammen und Textabschnitten Bezug genommen wird. Die dargestellte Wanderlast dient der Generierung von Einflusslinien in Querrichtung. Zur Veranschaulichung der mittragenden Wirkung nebeneinander liegender Brettschichtholzträger werden zwei verschiedene Darstellungen gewählt. Für einen einzelnen Träger kann eine Einflusslinie zum Einen in der Seitenansicht für eine Wanderlast in Längsrichtung (vgl. Abb. 6.25) und zum Anderen über den Brückenquerschnitt für eine Wanderlast in Querrichtung (vgl. Abb. 6.26) generiert werden. In beiden Fällen können die Einflusslinien mit Hilfe von 3D-Modellen berechnet werden. Bei Einflusslinien in Längsrichtung ist wichtig, auf welchem Träger sich die Wanderlast bewegt und an welchem Träger die betrachtete Schnittgröße berechnet wird. Die Darstellung der Einflusslinie in Längsrichtung hat den Vorteil, dass der berechnete Maximalwert und der Verlauf direkt mit den Ergebnissen aus einem einfacheren 2D-Modell verglichen werden können.

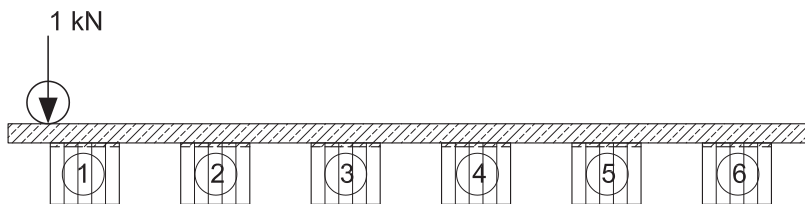
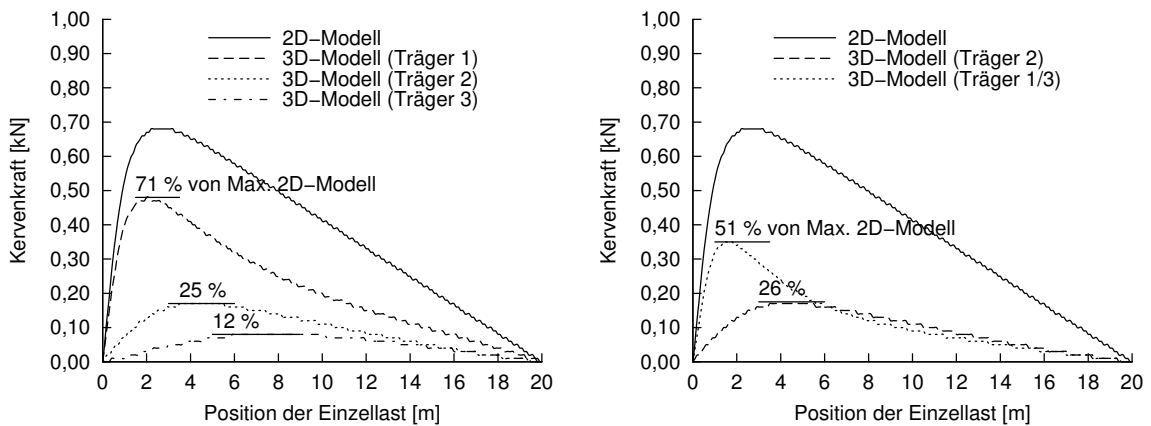


Abbildung 6.24: Nummerierung der Träger des Typs 3 in Querrichtung

In Abb. 6.25 sind für die Spannweite 20 m Einflusslinien in Längsrichtung aus dem 3D-Modell und die Einflusslinie aus dem 2D-Modell im Vergleich dargestellt. Jeder Wert der Kurve gibt in Abhängigkeit der Laststellung die Schubkraft an der ersten Kerne in Längsrichtung an. In Abb. 6.25(a) ist die Kervenkraft im Träger 1 für die drei Fälle Wanderlast auf dem Träger 1, Wanderlast auf dem Träger 2 und Wanderlast auf dem Träger 3 abgebildet. Abb. 6.25(b) zeigt die Kervenkraft im Träger 2 für dieselben drei Fälle, wobei die Kurven für Wanderlasten auf den Trägern 1 und 3 annähernd gleich sind. Maßgebend ist in jedem Fall der äußere Träger 1, da sich in diesem Fall nur ein direkt benachbarter innen liegender Träger am Lastabtrag beteiligt. Wie in Abb. 6.25(a) dargestellt, beträgt der Maximalwert der Kervenkraft (aus dem 3D-Modell) im Träger 1 ca. 71 % des Maximalwertes aus dem 2D-Modell. Befindet sich in diesem Fall die Wanderlast auf dem Träger 2, beträgt die maximale Kervenkraft im Träger 1 noch ca. 25 % des Maximalwertes aus dem 2D-Modell. Der Maximalwert der Kervenkraft im Träger 2, bei einer Wanderlast auf dem Träger 2, beträgt ca. 51 % des Maximalwertes aus dem 2D-Modell (vgl. Abb. 6.25(b)). Es wird deutlich, dass eine Lastverteilung zwischen den einzelnen Trägern vorliegt. Im betrachteten Träger tritt demnach auch eine Schubkraft an der Kerne auf, wenn sich die Wanderlast auf einem der nahe gelegenen Träger befindet.

Grundsätzlich gilt, dass mit zunehmender Spannweite die Steifigkeit des Gesamtsystems

abnimmt und eine bessere Lastverteilung zwischen den Kerven in Längsrichtung und den einzelnen Trägern in Querrichtung gegeben ist. In Tab. 6.6 ist für jede betrachtete Spannweite ein Reduktionsfaktor für die aus einem 2D-Modell berechnete Schubkraft an der maßgebenden Kerne in einem außen liegenden Träger des Querschnittstyps 3 angegeben. Für die Spannweite von 20 m entspricht dieser Reduktionsfaktor dem angegebenen Wert von 71 % in Abb. 6.25(a). In Anhang E.1 sind die entsprechenden Einflusslinien der restlichen Spannweiten dargestellt. Durch einen solchen Reduktionsfaktor für die Schnittgröße aus einem 2D-Modell lässt sich die mittragende Wirkung benachbarter Träger rechnerisch einfach berücksichtigen, ohne dass ein aufwändiges 3D-Modell benötigt wird. Allerdings gelten die in Tab. 6.6 angegebenen Faktoren nur für die gewählten Randbedingungen und eine Wanderlast von 1 kN.



(a) Spannweite 20 m, Kervenkraft im Träger 1 (b) Spannweite 20 m, Kervenkraft im Träger 2

Abbildung 6.25: Einflusslinien der Schubkraft an der ersten Kerne in Längsrichtung (Typ 3)

Tabelle 6.6: Reduktionsfaktoren für die Schubkraft an der maßgebenden Kerne in einem außen liegenden Träger des Querschnittstyps 3 für die Anwendung eines 2D-Modells

Spannweite [m]	Reduktionsfaktor Kervenkraft [-]
10	0,74
15	0,74
20	0,71
25	0,67
30	0,66

In Abb. 6.26 sind Einflusslinien für eine Wanderlast in Querrichtung, die 2 m vom Auflager entfernt ist, dargestellt. Wie in Abb. 6.22(a) zu erkennen ist, ist bei dieser Position die Schubkraft an der maßgebenden Kerne maximal. In allen drei dargestellten Fällen wandert die Einzellast von Träger 1 zu Träger 6 und es wird jeweils die im angegebenen Träger auftretende Schubkraft an der ersten Kerne in Längsrichtung dargestellt. Für die Träger 4 bis 6 gelten dieselben Einflusslinien mit einem gespiegeltem Verlauf. Die Einflusslinien der Träger 2 und 3 zeigen einen ähnlichen Verlauf. Die jeweiligen Maximalwerte der einzelnen Träger entsprechen den Maximalwerten in Abb. 6.25.

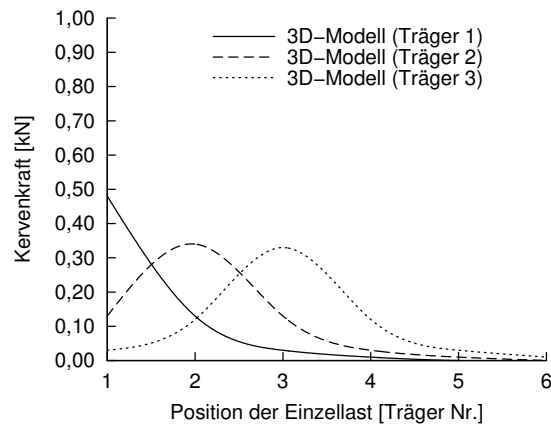


Abbildung 6.26: Einflusslinien der maximalen Schubkraft an der Kerve in Querrichtung (Spannweite 20 m)

6.3.5 Einflusslinien für FLM 3 und FLM 4

Einflusslinien für die Schubkraft an der ersten Kerve in Längsrichtung

Wie bereits in Kap. 6.2.2 erläutert, können aus den Einflusslinien für eine Wanderlast von 1 kN, Einflusslinien für die Lastmodelle FLM 3 und FLM 4 berechnet werden. In Abb. 6.27(a) ist die Einflusslinie der Schubkraft an der Kerve infolge FLM 3 für die Spannweite 15 m dargestellt. Der dargestellte Verlauf entspricht der vollständigen Überfahrt eines Standard-LKW des FLM 3. Jeder Knick im Verlauf der Kurve bedeutet, dass eine weitere der vier Achsen des FLM 3 die Brücke befährt. Das Fahrzeug fährt über die 15 m lange Brücke, bis auch die letzte Achse das Bauwerk wieder verlässt. Aus diesem Grund ist die Einflusslinie länger als 15 m. Die Gesamtlänge der Einflusslinie setzt sich aus 15 m Brückenlänge und 8,4 m Länge des FLM 3 zusammen. Für FLM 3 wird beim Nachweis der Ermüdungsfestigkeit grundsätzlich nur ein Einstufenkollektiv berücksichtigt. Somit wird die maximale Amplitude von 260 kN, was dem Maximalwert der Kurve aus dem 2D-Modell in Abb. 6.27(a) entspricht, in diesem Fall maßgebend.

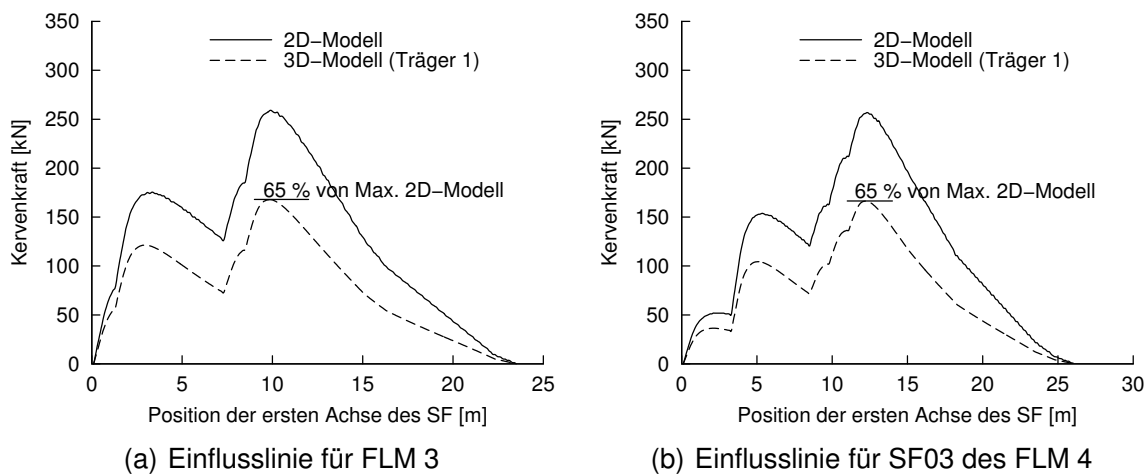


Abbildung 6.27: Einflusslinien der Schubkraft an der Kerve für Spannweite 15 m, mit und ohne Berücksichtigung der Lastverteilung in Querrichtung (Typ 3)

In Abb. 6.27(b) ist die Einflusslinie der Schubkraft an der Kerbe infolge des Fahrzeugs SF03 (vgl. Tab. 6.2) des FLM 4 dargestellt. Beim Ermüdungsnachweis mit FLM 4 erzeugt theoretisch jede Beanspruchungsamplitude, die entsprechend des Vorgehens in Abb. 6.5 ermittelt werden kann, eine Schädigung der Kerbe. Allerdings hat die Auswertung mit den einzelnen Amplituden der lokalen Minima und Maxima ergeben, dass auch für dieses Lastmodell nur die maximale Amplitude von 257 kN eine maßgebliche Schädigung zur Folge hat. Dies gilt ebenfalls bei allen Standardfahrzeugen des FLM 4 für alle anderen Spannweiten, Querschnitts- und LKW-Typen. Es werden in jedem Fall für die Berechnung der Schädigung mit FLM 4 immer nur fünf Beanspruchungsamplituden (jeweils die maximale Amplitude jedes Standardfahrzeugs) berücksichtigt. Weitere Einflusslinien für die Schubkraft an der Kerbe können Anhang E entnommen werden.

Wird für den Typ 3 die Lastverteilung zwischen den Trägern in Querrichtung berücksichtigt, ergeben sich für den Träger 1 die in Abb. 6.27 gestrichelt dargestellten Einflusslinien. Sowohl für FLM 3 als auch SF03 des FLM 4 betragen die Maximalwerte in diesem Fall ca. 65 % des Maximalwertes aus dem 2D-Modell. Durch die Überlagerung mehrerer Einzellasten kann das Verhältnis der Maximalwerte aus 2D- und 3D-Modell anders als bei einer Wanderlast von 1 kN sein. Für eine Wanderlast von 1 kN ergibt sich im 3D-Modell ein Maximalwert von 74 % des 2D-Modells für den Träger 1 (vgl. Tab. 6.6). Wird für die Berücksichtigung der Querverteilung die Beanspruchung für Typ 3 mit einer Spannweite von 15 m unabhängig vom Lastmodell pauschal auf 74 % abgemindert, liegt diese Annahme für FLM 3 und alle Standardfahrzeuge des FLM 4 auf der sicheren Seite. Aus diesem Grund werden im Folgenden die Schädigung unter Ansatz der pauschalen Abminderungsfaktoren berechnet. Auch für alle anderen Spannweiten liegt eine konservative pauschale Abminderung mit Reduktionsfaktoren nach Tab. 6.6 für die Berechnung der Schädigungen auf der sicheren Seite.

6.4 Numerische Parameterstudie zum Ermüdungsnachweis der Kerne

6.4.1 Allgemeines

Im Folgenden wird eine Parameterstudie zu Kernen in Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken hinsichtlich der verschiedenen Ermüdungsnachweise mit FLM 3 und FLM 4 vorgestellt. Dabei werden jeweils das prinzipielle Vorgehen, eine Beispielrechnung und die Ergebnisse erläutert. Bei den Beispielrechnungen wird immer die Berechnung der Schädigung der Kerne für Querschnittstyp 1, für eine Spannweite von 15 m (vgl. Tab. 6.3) und für eine Nutzungsdauer von 100 Jahren schrittweise dargestellt.

6.4.2 Vereinfachter Ermüdungsnachweis mit FLM 3 über das Verhältnis κ

Überblick zum Nachweis mit dem Verhältnis κ

Für einen vereinfachten Nachweis mit FLM 3 darf nach DIN EN 1995-2, Anhang A.1 (3) [6] ein Grenzwert für das Verhältnis κ überprüft werden. Der Grenzwert für Schub beträgt 0,15 und ist in der ersten Spalte von Tab. 6.7 und Tab. 6.8 angegeben. Das bedeutet, dass bei Holzbauteilen, die auf Schub beansprucht werden, die Zusatzbeanspruchung durch Ermüdung (FLM 3) maximal 15 % der Ermüdungsfestigkeit betragen. Wird dieser Grenzwert nicht überschritten, ist nach Norm kein genauere Ermüdungsnachweis erforderlich.

Die in DIN EN 1995-2, Anhang A [6] enthaltenen Grenzwerte beruhen auf der Annahme, dass bei geringeren Beanspruchungen im Laufe der Nutzungsdauer des Bauwerks kein Ermüdungsversagen eintreten kann. Diese Annahme setzt voraus, dass die Wöhlerlinien für die verschiedenen Beanspruchungsrichtungen, die voraussichtliche Nutzungsdauer und die Anzahl der Lastwechsel pro Jahr für den betrachteten Fall bekannt sind. Weiterführende Erläuterungen dazu sind in Kap. 6.5.1 zu finden.

Beispiel zum Nachweis mit dem Verhältnis κ

Die Beanspruchbarkeit der Kerne für eine Schubkraft kann auf der Grundlage des maßgebenden Versagensmechanismus des Vorholzabscherens nach DIN EN 1995-1-1, NCI NA.12.1 [14] berechnet werden. Für den Querschnittstyp 1 für eine Spannweite von 15 m mit einer Trägerbreite von 2,7 m ergibt sich die charakteristische Tragfähigkeit nach Gl. (6.5) zu 2.700 kN je Kerne.

$$\begin{aligned} F_{ult} &= 8 \cdot t_v \cdot b \cdot k_{cr} \cdot f_{v,k} & (6.5) \\ &= 8 \cdot 50 \text{ mm} \cdot 2.700 \text{ mm} \cdot \frac{2,5}{3,5} \cdot 3,5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot \frac{1}{1000} = 2.700 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\frac{F_{ult}}{\gamma_{M,fat}} = \frac{2700 \text{ kN}}{1,0} = 2.700 \text{ kN} \quad (6.6)$$

t_v	Einschnitttiefe der Kerne
b	Breite des Brettschichtholzträgers (vgl. Tab. 6.3)
k_{cr}	Rissfaktor für Beanspruchbarkeit auf Schub [14]
$f_{v,k}$	Charakteristischer Wert der Schubfestigkeit nach DIN EN 14080 [60]
$\gamma_{M,fat}$	Teilsicherheitsbeiwert von Holz für den Ermüdungsnachweis [6]

Die minimale Schubbeanspruchung infolge ermüdungsrelevanter Einwirkungen (Eigengewicht) $F_{d,min}$ beträgt 364 kN und die maximale Schubbeanspruchung infolge ermüdungsrelevanter Einwirkungen (Eigengewicht + FLM 3) $F_{d,max}$ beträgt 624 kN. Aus dem Stabwerkmodell für diese Brücke kann die Schubkraft infolge Eigengewicht direkt abgelesen werden. Für die Berechnung von $F_{d,max}$ wird die Erhöhung der Beanspruchung ΔF durch FLM 3 aus der entsprechenden Einflusslinie abgelesen (vgl. Abb. 6.27(a)). Die maximale Amplitude ΔF beträgt 260 kN.

Nach DIN EN 1995-2, Abschnitt A.1(3) ist ein Ermüdungsnachweis nur erforderlich, wenn das Verhältnis κ , das allgemein nach Gl. (2.11) berechnet wird, einen vorgegebenen Grenzwert überschreitet (vgl. Gl. (6.7) für die Schubkraft an der Kerne).

$$\kappa = \frac{F_{d,max} - F_{d,min}}{\frac{F_{ult}}{\gamma_{M,fat}}} = \frac{624 \text{ kN} - 364 \text{ kN}}{\frac{2700 \text{ kN}}{1,0}} = 0,10 < 0,15 \quad (6.7)$$

Ein Ermüdungsnachweis der Schubbeanspruchung der Kerne ist nach Norm erforderlich, wenn der Grenzwert κ größer als 0,15 ist. In Tab. 6.7 und Tab. 6.8 ist zu erkennen, dass dieser Grenzwert in keinem der betrachteten Fälle überschritten wird. Im Folgenden wird überprüft, ob die in der Norm angegebenen Grenzwerte tatsächlich auf der sicheren Seite liegen und als einziges Kriterium für die Notwendigkeit eines Ermüdungsnachweises ausreichend sind. In Kap. 6.5.1 wird dazu Stellung genommen.

Parameterstudie zum Nachweis mit dem Verhältnis κ

In Tab. 6.7 sind die Verhältnisse κ für den Querschnittstyp 1 dargestellt. Die Werte für den Querschnittstyp 2 sind fast identisch. Lediglich für Typ 2 mit Spannweiten von 20 m und 25 m ergeben sich geringfügig kleinere Werte als bei Typ 1, da in diesen beiden Fällen die Breite der Holzquerschnitte größer ist (vgl. Tab. 6.3). Die Beanspruchung durch FLM 3 ist für die Querschnittstypen 1 und 2 gleich groß, da je blockverklebten Brettschichtholzträger ein Lastmodell angesetzt wird.

Tabelle 6.7: Verhältnis κ der Kerne für Querschnittstyp 1

Spannweite [m]	10	15	20	25	30
$\kappa < 0,15$	0,09	0,10	0,09	0,07	0,06

Bei Querschnittstyp 3 wird die Lastverteilung in Querrichtung berücksichtigt. Typ 3 unterscheidet sich durch ein geringeres Eigengewicht und kleinere Querschnittsabmessungen von den anderen beiden Querschnittstypen. Für die Berücksichtigung der Lastverteilung wird die Schubkraft an der Kerne infolge Eigengewicht direkt aus dem 3D-Modell ausgelesen. Die maximalen Beanspruchungsamplituden werden je Spannweite mit einem konstanten Reduktionsfaktor nach Tab. 6.6 aus dem Maximalwert des 2D-Modells berechnet. Dieser Reduktionsfaktor entspricht der Beanspruchung des äußeren Trägers Nr. 1 bei einer Wanderlast auf demselben Träger, wie beispielsweise in Abb. 6.25(a) für eine Spannweite 20 m dargestellt ist. Wird die Querverteilung für Typ 3 berücksichtigt, ergeben sich für die Verhältnisse κ ungefähr die gleichen Werte wie für Typ 1 (vgl. Tab. 6.8).

Tabelle 6.8: Verhältnisse κ der Kerne für Querschnittstyp 3

Spannweite [m]	10	15	20	25	30
$\kappa < 0,15$	0,08	0,10	0,09	0,06	0,06

Grundsätzlich gilt für alle Querschnittstypen, dass tendenziell mit zunehmender Spannweite die Ausnutzungsgrade des Nachweises geringer werden, was mit der abnehmenden Gesamtsteifigkeit des Tragwerks zusammenhängt. Eine Ausnahme stellt dabei die Spannweite 15 m dar, da hier die Querschnittsausnutzung im Vergleich zur Spannweite 10 m ungünstiger ausfällt.

Anhand der Ergebnisse in Tab. 6.7 und Tab. 6.8 zeigt sich, dass die vorgegebenen pauschalen Grenzwerte für alle Querschnittstypen und Spannweiten eingehalten sind. Somit wären nach aktuellem Stand der Norm keine weiteren Ermüdungsnachweise notwendig. Auch die folgenden Schädigungsuntersuchungen mit FLM 3 und FLM 4 zeigen, dass die Verhältnisse κ bereits gute Bewertungskriterien für die Beurteilung, ob ein genauere Ermüdungsnachweis erforderlich ist, darstellen. Jedoch wird bei diesem einfachen Nachweis der Einfluss der Nutzungsdauer und des Verkehrsaufkommens vernachlässigt, was in wenigen Fällen zu unsicheren Abschätzungen führen kann. Weitere Erläuterungen dazu und einen Vorschlag für eine Anpassung der Grenzwerte sind in Kap. 6.5.1 zu finden.

6.4.3 Genauer Ermüdungsnachweis mit FLM 3

Überblick zum genauen Nachweis mit FLM 3

Die Berechnung der Schädigung infolge FLM 3 wird entsprechend DIN EN 1995-2, Anhang A.3 durchgeführt. Durch Umstellen von Gl. (6.8) lässt sich die Schädigung D entsprechend Gl. (6.10) berechnen. Die Berechnung der Ermüdungstragfähigkeit ist in Kap. 5.2.4 erläutert.

$$F_{d,max} \leq F_{fat,d} = k_{fat} \cdot \frac{F_{ult}}{\gamma_{M,fat}} \quad (6.8)$$

$F_{d,max}$ = $F_{d,min} + \Delta F_{FLM3}$ (Summe aus der minimalen Beanspruchung infolge Eigengewicht und der Zusatzbeanspruchung aus dem Ermüdungslastmodell)

$F_{fat,d}$ Bemessungswert der Ermüdungsfestigkeit

F_{ult} Charakteristische Tragfähigkeit nach Gl. (6.5)

$\gamma_{M,fat}$ Teilsicherheitsbeiwert von Holz für den Ermüdungsnachweis [6]

k_{fat} Beiwert für die Festigkeitsminderung infolge der Anzahl der Lastwechsel für die relevante Beanspruchungsart nach Gl. (6.9)

$$k_{fat} = 1 - \frac{1 - R}{a \cdot (b - R)} \cdot \log(\beta \cdot N_{obs} \cdot t_L) \geq 0 \quad (6.9)$$

R = $F_{d,min} / F_{d,max}$ (Kräfteverhältnis)

N_{obs} Anzahl der jährlichen Lastwechsel mit konstanter Amplitude nach Tab. 6.1

t_L Bemessungsbeiwert der Nutzungsdauer des Tragwerks in Jahren

β = 3 (Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkungen eines Schadens des betrachteten Tragwerkelements)

a, b Beiwerte zur Berücksichtigung der Art der Ermüdungseinwirkung ($a = 6,7$ und $b = 1,3$)

Der Beiwert k_{fat} hängt für alle Beanspruchungsrichtungen von der Nutzungsdauer und der Anzahl der jährlichen Lastwechsel mit konstanter Amplitude, die durch die Verkehrskategorie vorgegeben ist, ab. Entsprechend Tab. 6.4 kommen für die Querschnittstypen 2 und 3 alle Verkehrskategorien in Frage und für Typ 1 sind nur die Verkehrskategorien 3 und 4 mit geringerem Verkehrsaufkommen sinnvoll.

$$D_{FLM3} = \frac{F_{d,max}}{F_{fat,d}} \quad (6.10)$$

$F_{fat,d}$ Bemessungswert der Ermüdungsfestigkeit nach Gl. (6.8)

$F_{d,max}$ = $F_{d,min} + \Delta F_{FLM3}$ (Summe aus der minimalen Beanspruchung infolge Eigengewicht und der Zusatzbeanspruchung aus dem Ermüdungslastmodell)

Beispiel zum genauen Nachweis mit FLM 3

In diesem Schritt wird unabhängig von der Einhaltung des Grenzwertes κ (vgl. Gl. (6.7)) die Schädigung der Kerne infolge FLM 3 für den Querschnittstyp 1 für eine Spannweite von 15 m genau berechnet. Der Beiwert für die Festigkeitsminderung k_{fat} nach Gl. (6.9) wird in Abhängigkeit von der Verkehrskategorie und der Nutzungsdauer berechnet. Nach DIN EN 1995-2 [6] werden die Beiwerte a und b für eine Schubbeanspruchung an der Kerne zu $a = 6,7$ und $b = 1,3$ angenommen. Der Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkungen eines Schadens beträgt für beträchtliche Konsequenzen im Schadensfall $\beta = 3$.

Kräfteverhältnis R (für $F_{d,min}$ und $F_{d,max}$ siehe Kap. 6.4.2):

$$R = \frac{F_{d,min}}{F_{d,max}} = \frac{364 \text{ kN}}{624 \text{ kN}} = 0,58 \quad (6.11)$$

Beiwert k_{fat} nach Gl. (6.9) für Verkehrskategorie 3 und 4 mit der Anzahl an Lastwechseln nach Tab. 6.1 und eine Nutzungsdauer von 100 Jahren:

$$k_{VK4} = 1 - \frac{1 - 0,58}{6,7 \cdot (1,3 - 0,58)} \cdot \log(3 \cdot 50.000 \cdot 100) = 0,38 \quad (6.12)$$

$$k_{VK3} = 1 - \frac{1 - 0,58}{6,7 \cdot (1,3 - 0,58)} \cdot \log(3 \cdot 125.000 \cdot 100) = 0,34 \quad (6.13)$$

Bemessungswert der Ermüdungsfestigkeit für Verkehrskategorie 3 und 4:

$$F_{fat,d,VK4} = k_{VK4} \cdot F_{ult} = 0,38 \cdot 2.700 \text{ kN} = 1.019 \text{ kN} \quad (6.14)$$

$$F_{fat,d,VK3} = k_{VK3} \cdot F_{ult} = 0,34 \cdot 2.700 \text{ kN} = 925 \text{ kN} \quad (6.15)$$

Schädigung für Verkehrskategorie 3 und 4 (vgl. Tab. 6.9, Spalte 4):

$$D_{FLM3,VK4} = \frac{F_{d,max}}{F_{fat,d,VK4}} = \frac{624 \text{ kN}}{1.019 \text{ kN}} = 0,61 < 1,0 \quad (6.16)$$

$$D_{FLM3,VK3} = \frac{F_{d,max}}{F_{fat,d,VK3}} = \frac{624 \text{ kN}}{925 \text{ kN}} = 0,67 < 1,0 \quad (6.17)$$

Für beide Verkehrskategorien ist die Schädigung nach dem genauen Nachweis mit FLM 3 kleiner als 100 %. Somit gäbe es nach DIN EN 1995-2, Anhang A keinen Anlass gemäß der Anmerkung zu Absatz A.1 (1) einen „zutreffenderen Ermüdungsnachweis“ beispielsweise mit FLM 4 durchzuführen. Im Folgenden wird dennoch die Genauigkeit des Nach-

weises mit FLM 3 durch einen detaillierten Nachweis mit FLM 4 überprüft.

Parameterstudie zum genauen Nachweis mit FLM 3

Alle im Folgenden berechneten Schädigungen entsprechen einer Nutzungsdauer von 100 Jahren. Darüber hinaus wurden die Schädigungen für Nutzungsdauern von 80, 120 und 140 Jahren berechnet. Die entsprechenden Werte sind Anhang F zu entnehmen. Die Schädigung der Kerve wird in allen Fällen analog zu Gl. (6.16) berechnet. In Tab. 6.9 sind die Schädigungen der Kerve für die verschiedenen Spannweiten für die Querschnittstypen 1 und 2 aufgeführt. Die Ausnutzungsgrade der beiden Typen sind für die Verkehrskategorien 3 und 4 sehr ausgeglichen.

Tabelle 6.9: Schädigung für FLM 3, Querschnittstypen 1 und 2, Nutzungsdauer 100 Jahre

Querschnittstyp	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
Spannweite [m]	10	10	15	15	20	20	25	25	30	30
D_{VK4}	0,59	0,60	0,61	0,64	0,59	0,58	0,54	0,53	0,51	0,53
D_{VK3}	0,65	0,66	0,67	0,69	0,64	0,62	0,57	0,56	0,54	0,56
D_{VK2}		0,78		0,80		0,70		0,61		0,60
D_{VK1}		0,95		0,94		0,79		0,67		0,64

Außerdem ergibt sich in keinem Fall eine Schädigung größer 1,0, was bedeutet, dass in keinem Fall mit einem Ermüdungsversagen zu rechnen ist. Es zeichnen sich dennoch folgende Tendenzen ab: Je höher das Verkehrsaufkommen ist (Verkehrskategorie 1 = hohes LKW-Aufkommen mit 2 Mio. LKW pro Jahr, Verkehrskategorie 4 = niedriges LKW-Aufkommen mit 50.000 LKW pro Jahr), umso größer ist die Schädigung. Dieser Zusammenhang lässt sich mit der Anzahl an Lastwechseln begründen. Deshalb wird die Schädigung auch mit zunehmender Nutzungsdauer größer (vgl. z.B. Tab. F.6 für eine Nutzungsdauer von 140 Jahren in Anhang F), wobei der Einfluss der Verkehrskategorie auf die Schädigung deutlich stärker ausgeprägt ist. Für die Schubspannungsnachweise an der Kerve gilt außerdem, dass die Schädigung mit zunehmender Spannweite geringer wird. Eine Ausnahme stellt in einigen Fällen die Spannweite 15 m dar.

Wie bereits in Kap. 6.4.2 erläutert, wird für die Berechnung der Schädigung der Kerve bei Typ 3 die Lastverteilung in Querrichtung berücksichtigt. Hierbei wird die Beanspruchung ΔF infolge FLM 3 mit den pauschalen Reduktionsfaktoren nach Tab. 6.6 aus den Einflusslinien des 2D-Modells berechnet. Für eine Spannweite von 15 m ergibt sich bei hohem LKW-Aufkommen (Verkehrskategorien 1) für den Ermüdungsnachweis der Kerve eine Schädigungen von über 100 % (fett gedruckt), was ein Versagen bedeuten würde.

Vergleich zwischen dem Nachweis mit dem Verhältnis κ und dem genauen Nachweis mit FLM 3

Wie in Tab. 6.7 und Tab. 6.8 zusammenfassend dargestellt ist, wird nach dem vereinfachten Nachweis mit dem Verhältnis κ in keinem Fall ein genauer Ermüdungsnachweis erforderlich. Auch die Schädigungen, die nach dem genauen Nachweis mit FLM 3 ermittelt wurden, deuten in nur einem Fall für Querschnittstyp 3 bei Verkehrskategorie 1 auf ein

Tabelle 6.10: Schädigung für FLM 3, Querschnittstyp 3, Nutzungsdauer 100 Jahre (VK = Verkehrskategorie)

Spannweite [m]	10	15	20	25	30
D_{VK4}	0,51	0,63	0,57	0,45	0,44
D_{VK3}	0,58	0,70	0,62	0,48	0,47
D_{VK2}	0,72	0,84	0,72	0,53	0,52
D_{VK1}	0,95	1,06	0,87	0,60	0,57

Ermüdungsversagen hin. Allerdings basieren auch beide Nachweisformate auf demselben Ermüdungslastmodell. Im Folgenden zeigt der Vergleich der Ergebnisse des genauen Nachweises mit FLM 3 und des detaillierten Nachweises mit FLM 4, dass FLM 3 in den meisten Fällen sehr hohe Werte für die Schädigung liefert.

6.4.4 Detaillierter Ermüdungsnachweis mit FLM 4

Überblick zum detaillierten Ermüdungsnachweis mit FLM 4

Die Berechnung der Schädigung infolge FLM 4 wird für veränderliche Spannungsamplituden auf der Grundlage der linearen Schadensakkumulation (Palmgren-Miner-Regel) nach Gl. (6.18) durchgeführt. Dieses Vorgehen ist nach DIN EN 1995-2, Anhang A.1 (1) [6] zulässig. In Kap. 2.4 ist das Vorgehen allgemein erläutert.

$$D_{FLM4} = \sum_{i=1}^n \frac{n_i}{N_i} \leq 1 \quad (6.18)$$

- n Anzahl an Laststufen mit verschiedenen Amplituden
- n_i Tatsächlich aufgebrachte Lastwechsel bei einer Amplitude
- N_i Bruchlastspielzahl entsprechend der Wöhlerlinie

Bei einem Ermüdungsnachweis mit Hilfe der linearen Schadensakkumulationshypothese für verschiedene Beanspruchungsamplituden ist das Spannungs- oder Kräfteverhältnis R nicht konstant und die Beanspruchbarkeit muss für jede Amplitude getrennt ermittelt werden. Die erwartete Anzahl an Lastwechseln N_i bis zum Ermüdungsversagen kann durch Umstellen von Gl. (6.9) nach Gl. (6.19) berechnet werden und ist von der Art der Ermüdungsbeanspruchung abhängig. Des Weiteren ist die Anzahl an Lastwechseln von der Verkehrsart und dem LKW-Typ abhängig, da dadurch der LKW-Anteil festgelegt ist (vgl. Tab. 6.2).

$$N_i = 10^{\frac{a \cdot (b-R)}{1-R} \cdot (1-k)} \cdot \frac{1}{\beta} \quad \text{mit } k = \frac{F_{d,max}}{F_{ult}} \quad (6.19)$$

- R = $F_{d,min} / F_{d,max}$ (Kräfteverhältnis)
- β = 3 (Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkungen eines Schadens des betrachteten Tragwerkelements)
- a, b Beiwerte zur Berücksichtigung der Art der Ermüdungseinwirkung ($a = 6,7$ und $b = 1,3$)
- $F_{d,max}$ = $F_{d,min} + \Delta F_{FLM4}$ (Summe aus der minimalen Beanspruchung infolge Eigengewicht und der Zusatzbeanspruchung aus dem Ermüdungslastmodell)
- F_{ult} Charakteristische Tragfähigkeit nach Gl. (6.5)

Das Verhältnis k stellt die Festigkeitsminderung für eine Schädigung von 100 %, also für den Fall des Ermüdungsversagens, dar. Das Kräfteverhältnis R wird für jeden der fünf LKW-Typen des FLM 4 aus der jeweiligen Amplitude ermittelt. Die Anzahl der tatsächlich aufgebrachten Lastwechsel bei einer konstanten Amplitude n_i ist von der Verkehrsart, der Verkehrskategorie und der Nutzungsdauer abhängig. Für die verschiedenen Verkehrsarten werden die Verkehrskategorien entsprechend Tab. 6.5 berücksichtigt.

Beispiel zum detaillierten Ermüdungsnachweis mit FLM 4

Für den Nachweis mit FLM 4 wird zunächst die Schädigung infolge jedes einzelnen LKW des Lastmodells ermittelt. Hier wird beispielhaft die Schädigung der Kerbe für den Fahrzeugtyp SF03 (vgl. Tab. 6.2) für den Querschnittstyp 1 für eine Spannweite von 15 m berechnet. Es werden Verkehrsart Ortsverkehr und Verkehrskategorie 4 gewählt. Für die Berechnung von $F_{d,max}$ wird die Erhöhung der Beanspruchung ΔF durch SF03 aus der entsprechenden Einflusslinie abgelesen (vgl. Abb. 6.27). Die maximale Amplitude ΔF beträgt 257 kN. Alle weiteren, auch in Abb. 6.27 erkennbaren Amplituden, liefern nur einen sehr geringen Beitrag zur Schädigung und können in jedem Fall vernachlässigt werden.

Maximale Beanspruchung:

$$F_{d,max} = F_{d,min} + \Delta F_{SF03} = 364 \text{ kN} + 257 \text{ kN} = 621 \text{ kN} \quad (6.20)$$

Festigkeitsminderung für eine Schädigung von 100 % nach Gl. (6.19):

$$k_{SF03} = \frac{F_{d,max}}{F_{ult}} = \frac{621 \text{ kN}}{2.700 \text{ kN}} = 0,23 \quad (6.21)$$

Kräfteverhältnis R:

$$R_{SF03} = \frac{F_{d,min}}{F_{d,max}} = \frac{364 \text{ kN}}{621 \text{ kN}} = 0,59 \quad (6.22)$$

Anzahl der ertragbaren Lastwechsel, bis ein Ermüdungsversagen eintritt nach Gl. (6.19):

$$N_{i,SF03} = \frac{1}{3} \cdot 10^{\frac{6,7 \cdot (1,3 - 0,59)}{1 - 0,59} \cdot (1 - 0,23)} = 2,64 \cdot 10^8 \quad (6.23)$$

Anhand Tab. 6.1 und Tab. 6.2 kann die Anzahl der tatsächlich aufgetragenen Lastwechsel bei einer konstanten Amplitude für SF03 berechnet werden. Für Verkehrskategorie 4 werden 50.000 LKW pro Jahr angesetzt und 5 % (2.500 LKW) der Verkehrszusammensetzung sind LKW des Typs SF03. Für eine Nutzungsdauer von 100 Jahren wird demnach für SF03 mit $n_{i,SF03} = 250.000$ aufgetragenen Lastwechseln gerechnet.

Schädigung für SF03 (Verkehrskategorie 4):

$$\left(\frac{n_i}{N_i} \right)_{SF03} = \frac{2,5 \cdot 10^5}{2,64 \cdot 10^8} = 9,47 \cdot 10^{-4} \quad (6.24)$$

Schädigung für FLM 4 nach Gl. (6.18) (Verkehrskategorie 4):

$$\begin{aligned}
 D_{FLM4, VK4} &= \sum_{i=1}^5 \frac{n_i}{N_i} = \left(\frac{n_i}{N_i} \right)_{SF01} + \left(\frac{n_i}{N_i} \right)_{SF02} + \left(\frac{n_i}{N_i} \right)_{SF03} \\
 &\quad + \left(\frac{n_i}{N_i} \right)_{SF04} + \left(\frac{n_i}{N_i} \right)_{SF05} \\
 &= \frac{4 \cdot 10^6}{1,20 \cdot 10^{11}} + \frac{2,5 \cdot 10^5}{1,39 \cdot 10^9} + \frac{2,5 \cdot 10^5}{2,64 \cdot 10^8} + \frac{2,5 \cdot 10^5}{3,37 \cdot 10^9} + \frac{2,5 \cdot 10^5}{2,54 \cdot 10^9} \\
 &= 1,3 \cdot 10^{-3}
 \end{aligned} \tag{6.25}$$

Bei der Berechnung der Schädigung mit FLM 4 sind die Werte für $F_{d,\min}$, $F_{d,\max}$, R , k und N_i je LKW-Typ konstant für alle Verkehrskategorien und Verkehrsarten. Nur die Berechnung der tatsächlich aufgetragenen Lastwechsel n_i je LKW-Typ erfolgt für jede Verkehrsart und die entsprechend angesetzte Verkehrskategorie getrennt. Anhand der Werte aus Tab. 6.2 wird die Verkehrszusammensetzung für jede Verkehrsart einzeln berechnet.

An diesem Beispiel wird deutlich, dass die berechneten Schädigungen für das einfache FLM 3 und das detaillierte FLM 4 sehr unterschiedliche Werte liefern. Während für FLM 4 in diesem Fall nahezu keine Schädigung vorhanden ist, ergibt die Berechnung mit FLM 3 bereits eine Schädigung der Kerve von 61 % (vgl. Kap. 6.4.3). Zwar ist der Nachweis in beiden Fällen eingehalten, aber es sollte bei der Bemessung berücksichtigt werden, dass die Ausnutzung für das genauere FLM 4 deutlich geringer ist.

Parameterstudie zum detaillierten Ermüdungsnachweis mit FLM 4

Alle im Folgenden berechneten Schädigungen entsprechen einer Nutzungsdauer von 100 Jahren. Darüber hinaus wurden die Schädigungen für Nutzungsdauern von 80, 120 und 140 Jahren berechnet. Die entsprechenden Werte sind Anhang F zu entnehmen. In den folgenden Tabellen sind lediglich Schädigungen aufgeführt, die größer oder gleich 10 % der Ermüdungsfestigkeit sind. Bei Ortsverkehr (Entfernung < 50 km) ergeben sich für FLM 4 in keinem Fall relevante Schädigungen und es ist grundsätzlich nicht mit einem Ermüdungsversagen eines Holzbauteils zu rechnen.

Für mittlere Entfernung (50 - 100 km) werden die Verkehrskategorien 2, 3 und 4 berücksichtigt. Für die Querschnittstypen 1 und 2 ergeben sich keine nennenswerten Schädigungen der Kerve. Die Schädigung der Kerve für Querschnittstyp 3 wird analog zu Gl. (6.25) berechnet. Auch in diesem Fall ergeben sich unter Berücksichtigung der Querverteilung nur sehr geringe Schädigungen bei 10 m und 15 m Spannweite (vgl. Tab. 6.11). Bei Spannweiten größer 20 m sowie der Verkehrskategorie 3 und 4 besteht auch für den Typ 3 keine Ermüdungsgefahr der Kerve.

Für große Entfernungen (> 100 km) werden die Verkehrskategorien 1 und 2 sowie die Querschnittstypen 2 und 3 berücksichtigt. Für den Querschnittstyp 2 ergeben sich bei Spannweiten größer 15 m auch bei dieser Verkehrsart trotz des hohen LKW-Aufkommens

Tabelle 6.11: Schädigung der Kerve für mittlere Entfernung, Querschnittstyp 3, Nutzungsdauer 100 Jahre

Spannweite [m]	10	15
D_{VK2}	0,10	0,11

keine nennenswerten Schädigungen. Dasselbe gilt für Querschnittstyp 3 mit mindestens 25 m Spannweite. Für die in Tab. 6.12 dargestellten Fälle zwischen 10 und 20 m Spannweite sind die Schädigungen deutlich geringer als für FLM 3 (vgl. Tab. 6.9 und Tab. 6.10).

Tabelle 6.12: Schädigung der Kerve für große Entfernung, Querschnittstypen 2 und 3, Nutzungsdauer 100 Jahre

Querschnittstyp	2		3		
	10	15	10	15	20
D_{VK2}	0,12		0,13	0,17	
D_{VK1}	0,46	0,30	0,53	0,69	0,21

6.4.5 Zusammenfassung der Ergebnisse der Ermüdungsnachweise mit FLM 3 und FLM 4

Unabhängig vom Ermüdungslastmodell und dem gewählten Nachweisformat zeigt sich, dass je höher das Verkehrsaufkommen ist (Verkehrskategorie 1 = hohes LKW-Aufkommen mit $2 \cdot 10^6$ LKW pro Jahr, Verkehrskategorie 4 = niedriges LKW-Aufkommen mit 50.000 LKW pro Jahr), umso größer ist eine Schädigung. Dieser Zusammenhang lässt sich mit der Anzahl an Lastwechseln begründen. Deshalb wird die Schädigung auch mit zunehmender Nutzungsdauer größer, wobei der Einfluss der Verkehrskategorie auf die Schädigung deutlich stärker ausgeprägt ist.

Vergleichende Untersuchungen mit verschiedenen Ermüdungslastmodellen zeigen, dass die Schädigungen infolge des genaueren FLM 4 in allen Fällen geringer sind als infolge des pauschalen FLM 3.

Entsprechend den Ergebnissen in Tab. 6.11 und in Tab. 6.12 führen die Schädigungen gemäß dem Nachweis mit FLM 4 für eine Nutzungsdauer von 100 Jahren in keinem Fall zu einem Ermüdungsversagen. Lediglich für Querschnittstyp 3 ergeben sich bei Verkehrskategorie 1 und große Entfernungen für 10 und 15 m Spannweite nennenswerte Schädigungen von über 50 %. Insbesondere für Ortsverkehr sowie mittlere Entfernungen und die Verkehrskategorien 3 und 4 ist generell nicht mit einem Ermüdungsversagen der Kerve zu rechnen. Darüber hinaus besteht grundsätzlich keine Ermüdungsgefahr für Brücken mit Spannweiten größer oder gleich 25 m bei einer Nutzungsdauer bis maximal 140 Jahren.

6.5 Vereinfachte Bemessungsregeln

6.5.1 Zielsetzung

Allgemeines

Im Folgenden wird anhand der Ergebnisse der Parameterstudie diskutiert, für welche Randbedingungen Ermüdungsnachweise für Kerfen in Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken zu führen sind. Dabei wird zwischen einem vereinfachten Ermüdungsnachweis, der der Überprüfung von Grenzwerten entspricht, und einem genauen Ermüdungsnachweis unterschieden. Die in Kap. 6.4 dargestellten Ergebnisse verdeutlichen die Einflüsse verschiedener Spannweiten, Nutzungsdauern und Verkehrskategorien auf die Ermüdungsbeanspruchbarkeit. Unter Berücksichtigung dieser Abhängigkeiten wird im Folgenden ein vereinfachtes, weiterentwickeltes Bemessungsverfahren für Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken mit Kerfen vorgeschlagen.

Definition von Grenzwerten für den Ermüdungsnachweis der Kerfe

Die in DIN EN 1995-2, Anhang A.1 [6] angeführten Grenzwerte für das Verhältnis κ (vgl. Kap. 6.4.2) zeigen nach aktuellem Stand der Norm auf, ob ein Ermüdungsnachweis erforderlich ist. Beispielsweise sollte demnach für Holzbauteile unter Schubbeanspruchung kein Ermüdungsnachweis gemäß DIN EN 1995-2, Anhang A.3 [6] geführt werden, wenn die Beanspruchung infolge ermüdungsrelevanter Einwirkungen (FLM 3) kleiner als 15 % der charakteristischen Schubfestigkeit ist. Ein solcher Grenzwert bedeutet, dass von einer Dauerfestigkeit des Holzes unter der jeweiligen Beanspruchungsrichtung ausgegangen wird. Eine Dauerfestigkeitsgrenze würde bedeuten, dass bei maximalen Spannungen infolge ermüdungsrelevanter Einwirkungen, die unterhalb dieser Grenze liegen, theoretisch eine unendliche Zahl an Lastwechseln ertragen werden kann. Allerdings wurden bislang keine eindeutigen Dauerfestigkeitsgrenzen für Holz wissenschaftlich belegt.

Bei der Überprüfung des Kriteriums für das Verhältnis κ entsprechend Kap. 6.4.2 ist keine Berücksichtigung der Anzahl der jährlichen Lastwechsel, der Nutzungsdauer und des Kräfteverhältnisses R enthalten. Somit gibt es keinen direkten Bezug zur jeweiligen Wöhlerlinie und der Festigkeitsminderung infolge der Anzahl an Lastwechseln. Es wird deshalb vorgeschlagen, diese Einflüsse auch bei einem vereinfachten Nachweis zu berücksichtigen, da ein Nachweis mit dem Verhältnis κ nicht in jedem Fall auf der sicheren Seite liegt. Um eine einfache Abschätzung der Ermüdungsbeanspruchbarkeit zu ermöglichen, wird ein Moore-Kommers-Jasper-Diagramm vorgeschlagen. Hierbei wird die ertragbare Maximalkraft oder der Beiwert für die Festigkeitsminderung k_{fat} in Abhängigkeit vom Kräfteverhältnis R dargestellt. Für die beim Ermüdungsnachweis betrachtete Beanspruchungsart ist als Grundlage die zu erwartende Maximal- und Minimalkraft und das Kräfteverhältnis R zu berechnen. Sofern die einwirkende Maximalkraft unterhalb der Kurve für die Ermüdungsfestigkeit liegt, ist die entsprechende Anzahl an Lastwechseln, die der Kurve zugrunde liegt, ertragbar (vgl. Abb. 6.29(b)).

Abb. 6.28 zeigt den Beiwert für die Ermüdungsbeanspruchbarkeit k_{fat} für Schub nach Gl. (6.26) bei $2 \cdot 10^6$ und $2 \cdot 10^8$ Lastwechseln (entspricht $N_{obs} \cdot t_L$) in Abhängigkeit von R . Es werden folgende Parameter für Gl. (6.26) gewählt: $\beta = 3$, $a = 6,7$ und $a = 1,3$.

$$k_{fat} = 1 - \frac{1 - R}{a \cdot (b - R)} \cdot \log(\beta \cdot N_{obs} \cdot t_L) \quad (6.26)$$

R = $F_{d,min} / F_{d,max}$ (Kräfteverhältnis)

N_{obs} Anzahl der jährlichen Lastwechsel mit konstanter Amplitude

t_L Bemessungsbeiwert der Lebensdauer des Tragwerks in Jahren

β Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkungen eines Schadens des betrachteten Tragwerkelements

a, b Beiwerte zur Berücksichtigung der Art der Ermüdungseinwirkung (vgl. Tab. 2.6 bzw. Tabelle A.1 in [6])

Die Kurve für $2 \cdot 10^6$ Lastwechsel entspricht Verkehrskategorie 1 mit einem Jahr Nutzungsdauer. Die Kurve für $2 \cdot 10^8$ Lastwechsel entspricht derselben Verkehrskategorie mit 100 Jahren Nutzungsdauer. Die Kurven für eine Nutzungsdauer von 80 Jahren ($1,6 \cdot 10^8$ Lastwechsel) und für 140 Jahre Nutzungsdauer ($2,8 \cdot 10^8$ Lastwechsel) sind mit der Kurve für $2 \cdot 10^8$ Lastwechsel nahezu identisch. Der Beiwert für die Schubfestigkeitsminderung kann somit bei einer Straßenbrücke der Verkehrskategorie 1 für eine Nutzungsdauer von bis zu 140 Jahren an der Kurve für $2 \cdot 10^8$ Lastwechsel abgelesen werden.

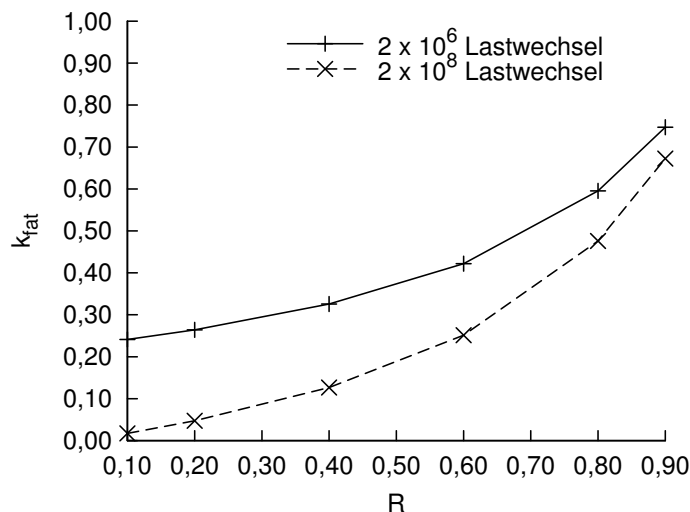


Abbildung 6.28: Beiwert für die Schubfestigkeitsminderung für $2 \cdot 10^6$ und $2 \cdot 10^8$ Lastwechsel

In Abb. 6.29(a) sind die Beiwerte für die Festigkeitsminderung und in Abb. 6.29(b) die entsprechenden Ermüdungsschubfestigkeiten in Abhängigkeit von R für Verkehrskategorie 1 bis 4 für eine Nutzungsdauer von 100 Jahren dargestellt. Für die höchste Verkehrskategorie 1 ($2 \cdot 10^8$ Lastwechsel in 100 Jahren) ist bei demselben Kräfteverhältnis R eine deutlich geringere Maximalschubspannung ertragbar als bei der niedrigsten Verkehrskategorie 4

($5 \cdot 10^6$ Lastwechsel in 100 Jahren) (vgl. Abb. 6.29(b)). Die Werte in Abb. 6.29(b) können mit Hilfe der Werte für k_{fat} und der charakteristischen Schubfestigkeit berechnet werden. Gl. (6.27) stellt die Berechnung der Ermüdungsschubfestigkeit für Brettschichtholz aus Nadelholz aller Festigkeitsklassen nach DIN EN 14080 [60], DIN EN 1995-1-1 [14] und DIN EN 1995-2 [6] dar.

$$f_{fat,v,d} = k_{fat} \cdot k_{cr} \cdot \frac{f_{v,k}}{\gamma_{M,fat}} \quad \text{mit } f_{v,k} = 3,5 \text{ N/mm}^2 \text{ und } k_{cr} = \frac{2,5}{f_{v,k}} = 0,71 \quad (6.27)$$

Die der Ermüdungsschubfestigkeit entsprechende ertragbare Schubkraft an der Kerne kann nach Gl. (6.28) berechnet werden.

$$F_{fat,v,d} = k_{fat} \cdot \frac{F_{ult}}{\gamma_{M,fat}} \quad \text{mit } F_{ult} \text{ nach Gl. (6.29)} \quad (6.28)$$

$$F_{ult} = 8 \cdot t_v \cdot b \cdot k_{cr} \cdot f_{v,k} \quad (6.29)$$

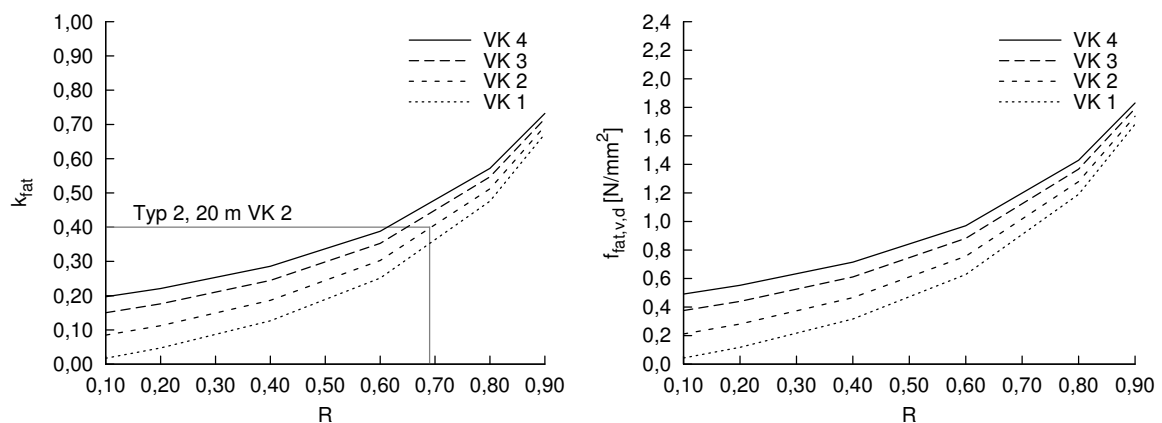
t_v Einschnitttiefe der Kerne

b Breite des Brettschichtholzträgers

k_{cr} Rissfaktor für Beanspruchbarkeit auf Schub [14]

$f_{v,k}$ Charakteristischer Wert der Schubfestigkeit nach DIN EN 14080 [60]

$\gamma_{M,fat}$ Teilsicherheitsbeiwert für Ermüdung = 1,0



(a) Beiwert für Schubfestigkeitsminderung k_{fat}

(b) Ermüdungsschubfestigkeit $f_{fat,v,d}$

Abbildung 6.29: Schubfestigkeitsminderung für eine geplante Nutzungsdauer von 100 Jahren in Abhängigkeit der zu Grunde gelegten Verkehrskategorie (VK)

Die in Tab. 6.13 und Tab. 6.14 enthaltenen Werte $k_{v,max}$ entsprechen dem Verhältnis der maximalen Schubkraft an der Kerne infolge ermüdungsrelevanter Einwirkungen (Eigengewicht + FLM 3) zu der ertragbaren Schubkraft F_{ult} und können nach Gl. (6.30) berechnet werden.

$$k_{v,max} = \frac{F_{d,max}}{F_{ult}} \leq k_{fat} \quad (6.30)$$

Beispielsweise darf bei diesem vereinfachten Ermüdungsnachweis für Typ 2 mit einer Spannweite von 20 m das Verhältnis $k_{v,max}$ einen Wert von 0,4 für k_{fat} ($R \approx 0,7$) nicht übersteigen, damit für diese Straßenbrücke hinsichtlich des Nachweises der Kerve Verkehrskategorie 2 zulässig ist. Da das Verhältnis $k_{v,max}$ in diesem Fall 0,266 beträgt, ist der Grenzwert eingehalten und die Ermüdungsbeanspruchbarkeit ist sichergestellt (vgl. Abb. 6.29(a)). In Tab. 6.13 sind die Grenzwerte k_{fat} für Verkehrskategorie 1 ebenfalls angegeben.

Tabelle 6.13: Einwirkungen an der Kerve infolge Eigengewicht und FLM 3 für Querschnittstypen 1 und 2

Querschnittstyp	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
Spannweite [m]	10	10	15	15	20	20	25	25	30	30
F_{ult} [kN]	2.520	2.520	2.700	2.700	3.060	3.240	3.240	3.420	3.600	3.600
$F_{d,min}$ [kN]	288	340	364	443	515	595	615	689	772	852
$\Delta F_{FLM\ 3}$ [kN]	238	238	260	260	266	266	234	234	223	223
$F_{d,max}$ [kN]	526	578	624	703	781	861	849	923	995	1.075
R [-]	0,548	0,588	0,583	0,630	0,659	0,691	0,724	0,746	0,776	0,793
$k_{v,max}$ [-]	0,209	0,229	0,231	0,260	0,255	0,266	0,262	0,270	0,276	0,299
k_{fat} VK 1 [-]	0,212	0,242	0,238	0,277	0,303	0,335	0,373	0,400	0,440	0,464

Tabelle 6.14: Einwirkungen an der Kerve infolge Eigengewicht und FLM 3 für Querschnittstyp 3

Spannweite [m]	10	15	20	25	30
F_{ult} [kN]	900	900	1.080	1.260	1.260
$F_{d,min}$ [kN]	72	107	144	181	204
$\Delta F_{FLM\ 3}$ [kN]	76	91	95	79	74
$F_{d,max}$ [kN]	148	198	239	260	278
R [-]	0,486	0,540	0,603	0,696	0,734
$k_{v,max}$ [-]	0,164	0,220	0,221	0,206	0,221
k_{fat} VK 1 [-]	0,173	0,207	0,253	0,341	0,384

Die Verhältnisse $k_{v,max}$ übersteigen für Typ 3 unter Berücksichtigung der Querverteilung in nur einem Fall die Ermüdungsbeanspruchbarkeit. Für Verkehrskategorie 1 bei einer Spannweite von 15 m ist der Nachweis knapp überschritten (vgl. Abb. 6.29(a) und Tab. 6.14). In allen anderen Fällen wäre kein genauere Ermüdungsnachweis der Kerve zu führen.

Dieser vereinfachte Nachweis ermöglicht im Gegensatz zum Nachweis gemäß DIN EN 1995-2, Anhang A.1 [6] eine Einbeziehung der anzusetzenden Verkehrskategorie. Ob die geplante Nutzungsdauer 80, 100, 120 oder 140 Jahre beträgt, hat deutlich weniger Einfluss auf die Ermüdungsbeanspruchbarkeit als die Verkehrskategorie. Durch die Ergeb-

nisse, die in Tab. 6.13 und Tab. 6.14 zusammengefasst sind, in Zusammenhang mit den Kurven in Abb. 6.29(a), werden die Erkenntnisse aus Kap. 6.4.5 gestützt. Ermüdungsnachweise sollten bei kürzeren Spannweiten von 10 oder 15 m und bei einem hohen Verkehrsaufkommen entsprechend den Verkehrskategorien 1 und 2 geführt werden.

Herleitung von Anpassungsfaktoren λ für den Ermüdungsnachweis mit FLM 3

Ein vereinfachter Nachweis mit dem Verhältnis $k_{v,max}$ wird mit FLM 3 ohne Berücksichtigung der genauen Verkehrszusammensetzung durchgeführt. Die Ergebnisse der Parameterstudie in Kap. 6.4 haben allerdings gezeigt, dass die Schädigungen infolge des detaillierteren FLM 4 deutlich geringer sind. Für einen genaueren Nachweis unter Berücksichtigung von FLM 4 können λ -Faktoren für die Anpassung des Ermüdungsnachweises mit FLM 3 hergeleitet werden. Diese λ -Faktoren, durch die die Beanspruchungsamplitude der Schubkraft an einer Kerbe ΔF infolge FLM 3 angepasst wird, können aus den Schädigungen infolge FLM 4 berechnet werden. Eine Einführung zum Vorgehen bei einem vereinfachten Ermüdungsnachweis mit λ -Faktoren ist in Kap. 2.4.4 gegeben. Ähnlich zum Ermüdungsnachweis im Stahlbau, bei dem eine schadensäquivalente, $2 \cdot 10^6$ Schwingspiele umfassende Spannungsschwingbreite mit dem Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit der Wöhlerlinie bei $2 \cdot 10^6$ Schwingspielen (= Kerbfall) verglichen wird, kann der Nachweis der Kerbe ebenfalls mit einem festgesetzten Wert für die Festigkeitsminderung der ertragbaren Schubkraft geführt werden. Die Bestimmung dieser äquivalenten Festigkeitsminderung setzt voraus, dass eine einheitliche Wöhlerlinie als Bezugswert für die Beanspruchbarkeit definiert wird.

Für die wenigen Fälle, für die ein genauer Ermüdungsnachweis interessant ist, werden λ -Faktoren für den Nachweis der Kerbe unter Schubbeanspruchung ermittelt. Diese Anpassungsfaktoren umgehen für die betrachteten Fälle den genauen Nachweis mit FLM 4 und der linearen Schadensakkumulationshypothese, aber berücksichtigen indirekt die Schädigungen infolge FLM 4 beim Nachweis mit FLM 3. Für den neuen Nachweis mit FLM 3 wird immer derselbe Kennwert (oder Kerbfall) für die Ermüdungsbeanspruchbarkeit auf Schub zugrunde gelegt und es ist im Einzelfall keine Ermittlung von k_{fat} nach Gl. (6.26) notwendig. Eine Berücksichtigung der Parameter R , N_{obs} und t_L erfolgt dann nicht mehr über k_{fat} auf der Seite der Beanspruchbarkeit, sondern über den λ -Faktor auf der Seite der Beanspruchung.

Für die Herleitung der λ -Faktoren für den Nachweis der Kerbe wird die Wöhlerlinie mit $R = 0,4$ und der Bezugswert für die Festigkeit bei 500.000 Lastwechseln gewählt. Das Kräfteverhältnis $R = 0,4$ wurde gewählt, da dieser Wert für die betrachteten Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken und Lastmodelle eine realistische Spannungsschwingbreite abbildet. Der Bezugswert von 500.000 Lastwechseln wurde gewählt, weil diese Anzahl dem jährlichen LKW-Aufkommen entsprechend Verkehrskategorie 2 entspricht.

Somit ergeben sich folgende Parameter:

$$R = \frac{F_{d,min}}{F_{d,max}} = 0,4$$

$$\beta = 3$$

$$t_K = 1 \text{ a}$$

$$a = 6,7$$

$$b = 1,3$$

$$N_{obs} = 0,5 \cdot 10^6 \quad (\text{entspricht Verkehrskategorie 2})$$

Die Auswahl dieser Bezugswerte ist willkürlich, wie auch das Beispiel in Kap. 6.5.1 verdeutlichen soll. Es soll in erster Linie das prinzipielle Vorgehen bei der Ermittlung von λ -Faktoren, das auf Ermüdungsnachweise anderer Beanspruchungsrichtungen und Verbindungen im Holzbau übertragbar ist, verdeutlicht werden. Werden andere Bezugswerte gewählt, ergeben sich auch für die äquivalente Festigkeitsminderung, die entsprechende Ermüdungsbeanspruchbarkeit und die λ -Faktoren andere Werte.

Aus den gewählten Eingangswerten wird entsprechend Gl. (6.26) eine äquivalente Festigkeitsminderung für den Schubspannungsnachweis an der Kerne ermittelt:

$$k_{equ} = 1 - \frac{1 - R}{a \cdot (b - R)} \cdot \log(\beta \cdot N_{obs} \cdot t_L) \quad (6.31)$$

$$k_{equ} = 1 - \frac{1 - 0,4}{6,7 \cdot (1,3 - 0,4)} \cdot \log(3 \cdot 0,5 \cdot 10^6 \cdot 1)$$

$$k_{equ} = 0,385$$

Für den Ermüdungsnachweis mit dem modifizierten FLM 3 wird die Verkehrsbeanspruchung infolge FLM 4 mit verschiedenen Beanspruchungsamplituden und Häufigkeiten in ein schadensäquivalentes, 500.000 Lastwechsel umfassendes Einstufenkollektiv überführt. Diese schadensäquivalente Last ist für ein Beispiel in Abb. 6.30 veranschaulicht. Die Beanspruchbarkeit der Kerne entspricht der abgeminderten statischen Tragfähigkeit bei 500.000 Lastwechseln. Der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{M,fat}$ wird für Ermüdung zu 1,0 gesetzt. Die Wöhlerlinie in Abb. 6.30 ist mit den oben genannten Randbedingungen erstellt und markiert ist die der schadensäquivalenten Last entsprechende Beanspruchbarkeit F_{equ} nach Gl. (6.32).

$$F_{equ} = k_{equ} \cdot \frac{F_{ult}}{\gamma_{M,fat}} = 0,385 \cdot \frac{3.060 \text{ kN}}{1,0} = 1.178 \text{ kN} \quad (6.32)$$

mit

$$\begin{aligned}
 F_{ult} &= 8 \cdot t_v \cdot b \cdot k_{cr} \cdot f_{v,k} \\
 &= 8 \cdot 50 \text{ mm} \cdot 3.060 \text{ mm} \cdot \frac{2,5}{3,5} \cdot 3,5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 10^{-3} = 3.060 \text{ kN}
 \end{aligned} \quad (6.33)$$

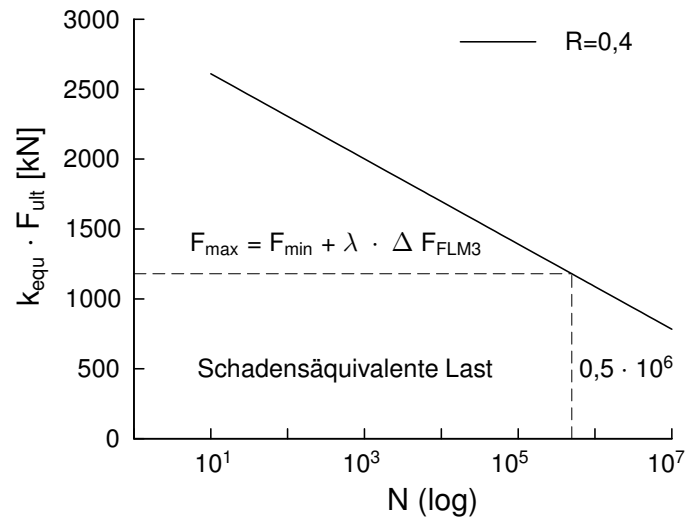


Abbildung 6.30: Nachweis der schadensäquivalenten Beanspruchung anhand der Wöhlerlinie (Beispiel Typ 1, Spannweite 20 m, $F_{ult} = 3.060 \text{ kN}$)

Mit Hilfe der äquivalenten Festigkeitsminderung kann eine äquivalente Ermüdungsbeanspruchbarkeit berechnet werden. Diese äquivalente Ermüdungsbeanspruchbarkeit wird auch für die Herleitung der λ -Faktoren genutzt (vgl. Gl. (6.34) bis Gl. (6.37)). Beim Nachweis wird die Amplitude infolge des Einzelfahrzeugs aus FLM 3 mit einem Anpassungsfaktor λ multipliziert (wie es auch bei anderen Bauweisen gemacht wird), der die Beanspruchung infolge FLM 3 derart modifiziert, dass die resultierende Schädigung der Schädigung aus FLM 4 entspricht.

$$F_{d,max} = F_{d,min} + \lambda \cdot \Delta F_{FLM3} \quad (6.34)$$

$$F_{d,max} \leq k_{equ} \cdot \frac{F_{ult}}{\gamma_{M,fat}} \quad (6.35)$$

Für die Berechnung eines λ -Faktors wird das Verhältnis der maximalen Beanspruchung infolge Eigengewicht und FLM 3 zur Ermüdungsbeanspruchbarkeit gleich der Schädigung D_{FLM4} gesetzt. In jedem Wert für die Schädigung D_{FLM4} sind die Einflüsse der tatsächlich vorhandenen Parameter für das Kräfteverhältnis R infolge der LKW des FLM 4, die Nutzungsdauer, die Spannweite, die Verkehrsart und die Verkehrskategorie enthalten.

$$D_{FLM4} = \frac{F_{d,max}}{k_{equ} \cdot \frac{F_{ult}}{\gamma_{M,fat}}} = \frac{F_{d,min} + \lambda \cdot \Delta F_{FLM3}}{k_{equ} \cdot \frac{F_{ult}}{\gamma_{M,fat}}} \quad (6.36)$$

Umstellen nach λ :

$$\lambda = \frac{D_{FLM4} \cdot k_{equ} \cdot F_{ult} - F_{d,min}}{\Delta F_{FLM3}} \quad \text{mit } \lambda \geq 0 \quad (6.37)$$

Der Nachweis mit λ -Faktor wird nach Gl. (6.34) und Gl. (6.35) geführt. Gl. (6.34) entspricht dem schädigungsäquivalenten Ersatzkollektiv. λ -Faktoren kleiner als Null sind nicht zulässig, da das eine Abminderung der ständig vorhandenen Beanspruchung infolge Eigengewicht bedeuten würde. Ein λ -Faktor kleiner eins bedeutet, dass die Beanspruchung infolge FLM 3 abgemindert wird und ein λ -Faktor größer eins bedeutet, dass die Beanspruchung infolge FLM 3 erhöht wird.

Eine allgemeingültige Herleitung von λ -Faktoren, beispielsweise in Abhängigkeit des Querschnittstyps, der Nutzungsdauer oder der Spannweite, ist nicht möglich. Die Untersuchungen zeigen, dass sich in vielen Fällen negative λ -Faktoren ergeben würden, deren Anwendung nicht sinnvoll ist. Des Weiteren ist die Ermüdungsbeanspruchbarkeit im konkreten Fall immer vom Kräfteverhältnis R , der Anzahl an Lastwechseln N_{obs} und der Nutzungsdauer abhängig, sodass eine Isolierung dieser Einflüsse auf der Seite der Einwirkungen nicht umsetzbar ist.

Beispiel für die Berechnung eines Anpassungsfaktors λ

In diesem Abschnitt wird für das Beispiel des Querschnittstyps 2 mit einer Spannweite von 10 m und einer Nutzungsdauer von 100 Jahren ein λ -Faktor für den Ermüdungsnachweis der Kerve berechnet. Es wird von Verkehrskategorie 1 und der Verkehrsart große Entfernungen ausgegangen. In beiden Beispielen werden alle Parameter für die Wöhlerlinie entsprechend Kap. 6.5.1 gewählt. Dann wird für Beispiel 1 der Bezugswert zu 500.000 Lastwechseln und für Beispiel 2 zu $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln gesetzt.

Als Eingangswerte werden für beide Beispiele die statische Tragfähigkeit F_{ult} , die Beanspruchung infolge Eigengewicht $F_{d,min}$ und die Zusatzbeanspruchung infolge FLM 3 ΔF_{FLM3} der Kerve benötigt.

Die statische Tragfähigkeit kann nach Gl. (6.38) berechnet werden (Breite b nach Tab. 6.3).

$$\begin{aligned} F_{ult} &= 8 \cdot t_v \cdot b \cdot k_{cr} \cdot f_{v,k} \\ &= 8 \cdot 50 \text{ mm} \cdot 2.520 \text{ mm} \cdot \frac{2,5}{3,5} \cdot 3,5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 10^{-3} = 2.520 \text{ kN} \end{aligned} \quad (6.38)$$

Die Beanspruchung infolge Eigengewicht $F_{d,min}$ nach Gl. (6.39) kann Tab. 6.13 (Spalte 3) entnommen werden.

$$F_{d,min} = 340 \text{ kN} \quad (6.39)$$

Die Zusatzbeanspruchung infolge FLM 3 ΔF_{FLM3} nach Gl. (6.40) kann ebenfalls Tab. 6.13

(Spalte 3) entnommen werden.

$$\Delta F_{FLM3} = 238 \text{ kN} \quad (6.40)$$

Die relevante Schädigung $D_{FLM4} = 0,46$, der die Schädigung infolge des modifizierten FLM 3 entsprechen soll, ist in Tab. 6.12 (Spalte 2) zu finden.

Beispiel 1: $N_{obs} = 500.000$

Der Wert der äquivalenten Festigkeitsminderung $k_{equ,1} = 0,385$ entspricht Gl. (6.31).

Die äquivalente Ermüdungsbeanspruchbarkeit wird nach Gl. (6.41) berechnet.

$$\begin{aligned} F_{equ,1} &= k_{equ,1} \cdot \frac{F_{ult}}{\gamma_{M,fat}} \\ &= 0,385 \cdot \frac{2.520 \text{ kN}}{1,0} = 970 \text{ kN} \end{aligned} \quad (6.41)$$

Der λ -Faktor wird nach Gl. (6.42) berechnet.

$$\begin{aligned} \lambda_1 &= \frac{D_{FLM4} \cdot k_{equ,1} \cdot F_{ult} - F_{d,min}}{\Delta F_{FLM3}} \\ &= \frac{0,46 \cdot 0,385 \cdot 2.520 \text{ kN} - 340 \text{ kN}}{238 \text{ kN}} = 0,45 \approx 0,5 \quad (\text{vgl. Tab. 6.15}) \end{aligned} \quad (6.42)$$

Die modifizierte Beanspruchung ergibt sich nach Gl. (6.43).

$$\begin{aligned} F_{d,max,1} &= F_{d,min} + \lambda_1 \cdot \Delta F_{FLM3} \\ &= 340 \text{ kN} + 0,45 \cdot 238 \text{ kN} = 447 \text{ kN} \end{aligned} \quad (6.43)$$

Nachweis:

$$\frac{F_{d,max,1}}{F_{equ,1}} = \frac{447 \text{ kN}}{970 \text{ kN}} = 0,46 = D_{FLM4} < 1 \quad \checkmark \quad (6.44)$$

Beispiel 2: $N_{\text{obs}} = 2 \cdot 10^6$

Der Wert der äquivalenten Festigkeitsminderung $k_{\text{equ},2}$ wird analog zu Gl. (6.31) nach Gl. (6.45) berechnet.

$$k_{\text{equ},2} = 1 - \frac{1 - 0,4}{6,7 \cdot (1,3 - 0,4)} \cdot \log(3 \cdot 2,0 \cdot 10^6 \cdot 1) \quad (6.45)$$

$$k_{\text{equ},2} = 0,326$$

Die äquivalente Ermüdungsbeanspruchbarkeit wird nach Gl. (6.46) berechnet.

$$\begin{aligned} F_{\text{equ},2} &= k_{\text{equ},2} \cdot \frac{F_{\text{ult}}}{\gamma_{M,\text{fat}}} \\ &= 0,326 \cdot \frac{2.520 \text{ kN}}{1,0} = 821 \text{ kN} \end{aligned} \quad (6.46)$$

Der λ -Faktor wird nach Gl. (6.47) berechnet.

$$\begin{aligned} \lambda_2 &= \frac{D_{FLM4} \cdot k_{\text{equ},2} \cdot F_{\text{ult}} - F_{d,\text{min}}}{\Delta F_{FLM3}} \\ &= \frac{0,46 \cdot 0,326 \cdot 2.520 \text{ kN} - 340 \text{ kN}}{238 \text{ kN}} = 0,16 \end{aligned} \quad (6.47)$$

Die modifizierte Beanspruchung ergibt sich nach Gl. (6.48).

$$\begin{aligned} F_{d,\text{max},2} &= F_{d,\text{min}} + \lambda_2 \cdot \Delta F_{FLM3} \\ &= 340 \text{ kN} + 0,16 \cdot 238 \text{ kN} = 378 \text{ kN} \end{aligned} \quad (6.48)$$

Nachweis:

$$\frac{F_{d,\text{max},2}}{F_{\text{equ},2}} = \frac{378 \text{ kN}}{821 \text{ kN}} = 0,46 = \frac{F_{d,\text{max},1}}{F_{\text{equ},1}} = D_{FLM4} < 1 \quad \checkmark \quad (6.49)$$

Durch diese zwei Beispiele kann gezeigt werden, dass sich in beiden Fällen ein anderer λ -Faktor und eine andere äquivalente Ermüdungsbeanspruchbarkeit ergibt, am Ende aber dieselbe resultierende Schädigung infolge des jeweils modifizierten FLM 3 entsteht. Die Wahl der Wöhlerlinie und des Bezugswertes für die Ermüdungsbeanspruchbarkeit kann also frei gewählt werden. In Kap. 6.5.2 werden die λ -Faktoren entsprechend Beispiel 1 berechnet. Beispiel 2 wird nicht weiter verfolgt.

6.5.2 Vorgehen beim vereinfachten Ermüdungsnachweis von Kerven in Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken

Schritt 1: Überprüfung des Grenzwertes für die Notwendigkeit eines Ermüdungsnachweises

In Abb. 6.31 ist das Bemessungsschema für den vereinfachten Ermüdungsnachweis der Kerne dargestellt. Dieses Schema gilt ausschließlich für die in Kap. 6.4 untersuchten Fälle.

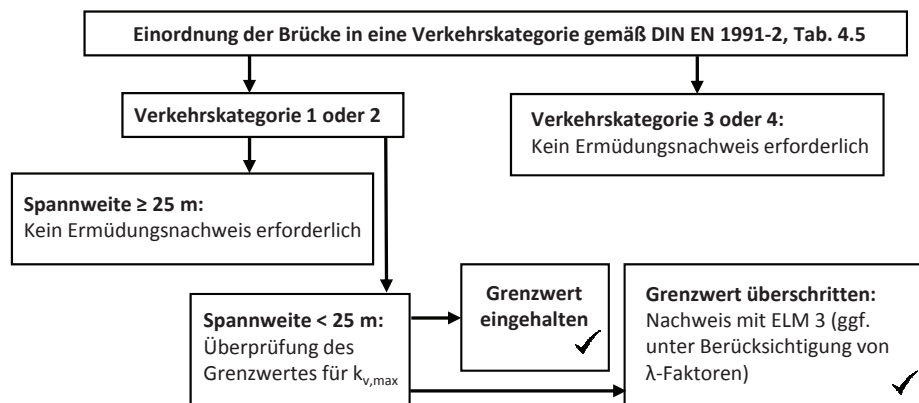


Abbildung 6.31: Bemessungsschema für den vereinfachten Ermüdungsnachweis der Kerne

Für den Ermüdungsnachweis der maximal beanspruchten Kerne der Holz-Beton-Verbundbrücke, wird für Verkehrskategorien 1 oder 2 und Spannweiten kleiner als 25 m die Überprüfung des Grenzwertes für das Verhältnis $k_{v,max}$ gemäß Kap. 6.5.1 empfohlen. Der Nachweis erfolgt nach Gl. (6.50).

$$k_{v,max} \leq k_{fat} \quad (6.50)$$

Der Wert $k_{v,max}$ entspricht dem Verhältnis der maximalen Schubkraft an der Kerne infolge ermüdungsrelevanter Einwirkungen (Eigengewicht + FLM 3) zu der ertragbaren Schubkraft F_{ult} und kann nach Gl. (6.51) berechnet werden. Die ertragbare Schubkraft wird nach Gl. (6.52) bestimmt und der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{M,fat}$ beträgt 1,0.

$$k_{v,max} = \frac{F_{d,min} + \Delta F_{FLM3}}{\frac{F_{ult}}{\gamma_{M,fat}}} = \frac{F_{d,max}}{\frac{F_{ult}}{\gamma_{M,fat}}} \quad (6.51)$$

mit

$$F_{ult} = 8 \cdot t_v \cdot b \cdot k_{cr} \cdot f_{v,k} \quad (6.52)$$

- t_v Einschnitttiefe der Kerne
- b Breite des Brettschichtholzträgers
- k_{cr} Rissfaktor für Beanspruchbarkeit auf Schub [14]
- $f_{v,k}$ Charakteristischer Wert der Schubfestigkeit nach DIN EN 14080 [60]

Die Schubkraft an der Kerne infolge Eigengewicht $F_{d,min}$ kann direkt aus einem Stabwerkmodell abgelesen werden und die Beanspruchung infolge FLM 3 wird mit Hilfe einer Einflusslinie, wie in Kap. 6.3.5 erläutert, ermittelt.

Der Grenzwert k_{fat} für das Verhältnis $k_{v,max}$ kann für die Verkehrskategorien 1 und 2 in Abb. 6.32 abgelesen werden. Die Herleitung des Grenzwertes ist in Kap. 6.5.1 erläutert. Das Kräfteverhältnis R , das für das Ablesen im Diagramm benötigt wird, berechnet sich aus $R = F_{d,min} / F_{d,max}$.

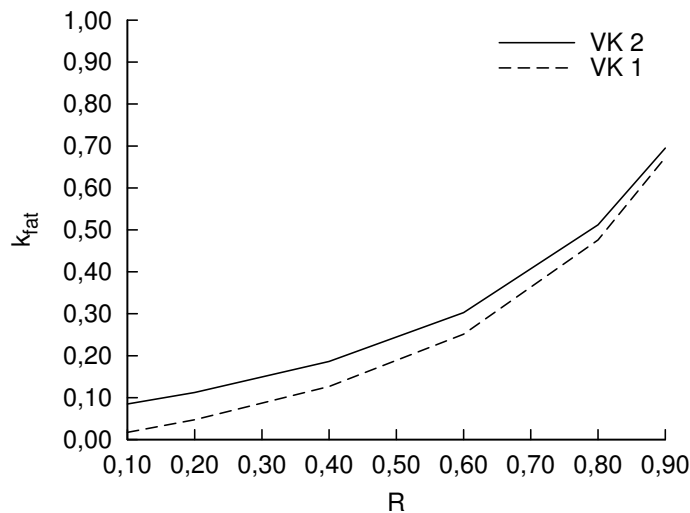


Abbildung 6.32: Beiwert für die Schubfestigkeitsminderung für eine Nutzungsdauer von 100 Jahren in Abhängigkeit der Verkehrskategorie

Schritt 2: Ermüdungsnachweis der Kerne mit Hilfe eines schädigungsäquivalenten Ersatzkollektivs

Ist der Grenzwert für des Verhältnisses $k_{v,max}$ für den Ermüdungsnachweis der Schubkraft an der Kerne nicht eingehalten oder soll ein genauere Nachweis geführt werden, kann ein schädigungsäquivalentes Ersatzkollektiv angewandt werden. Ein Ermüdungsnachweis mit Hilfe eines schädigungsäquivalenten Ersatzkollektivs wird nach Gl. (6.55) geführt.

$$F_{d,max} = F_{d,min} + \lambda \cdot \Delta F_{FLM3} \quad (6.53)$$

$$F_{d,max} \leq k_{equ} \cdot \frac{F_{ult}}{\gamma_{M,fat}} \quad (6.54)$$

$$F_{d,max} \leq 0,385 \cdot \frac{F_{ult}}{\gamma_{M,fat}} \quad (6.55)$$

$F_{d,min}$ Schubkraft an der Kerne infolge Eigengewicht

λ Anpassungsfaktor

ΔF_{FLM3} Schubkraft an der Kerne infolge FLM 3, vgl. Kap. 6.3.5

k_{equ} Beiwert für die äquivalente Festigkeitsminderung nach Gl. (6.31)

F_{ult} Statische Tragfähigkeit der Kerne nach Gl. (6.52)

$\gamma_{M,fat}$ Teilsicherheitsbeiwert für Ermüdung = 1,0

Im Rahmen der untersuchten Parameter ist eine Berechnung von λ -Faktoren für den Nachweis der Kerne mit Verkehrskategorie 1, große Entfernungen bei Typ 2 mit 10 m Spannweite und Typ 3 mit 10 und 15 m Spannweite zielführend. In allen anderen Fällen sind die Schädigungen infolge FLM 4 sehr gering. Die Querschnittstypen sind in Kap. 6.3.1 erläutert. In Tab. 6.15 sind λ -Faktoren für Verkehrskategorie 1 und große Entfernungen zusammengefasst.

Tabelle 6.15: λ -Faktoren für Verkehrskategorie 1 und große Entfernungen

Querschnittstyp	2	3	3
Spannweite [m]	10	10	15
80 a	0,1	0,8	0,7
100 a	0,5	1,2	1,0
120 a	0,8	1,5	1,4
140 a	1,2	1,9	1,8

6.6 Zusammenfassung

Es wurde ein Ermüdungsnachweiskonzept für Kerven als Verbindungsmittel in Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken hergeleitet. Als Grundlage des neuen Konzeptes wurde eine Parameterstudie an Brücken mit verschiedenen Querschnittstypen und Spannweiten zwischen 10 m und 30 m durchgeführt, um die Schädigungen der Kerven infolge einer Schwerverkehrsbeanspruchung untersuchen zu können. Es wurden ausschließlich Einfeldträgerbrücken für einstreifige und zweistreifige Straßen berücksichtigt. Die drei gewählten Querschnittstypen unterscheiden sich hinsichtlich der Gesamtbreite der Brücke, dem anzusetzenden Verkehrsaufkommen und der Anordnung von entweder wenigen breiten blockverklebten oder mehreren schmalen Holzträgern. Der Querschnittstyp mit einer Gesamtbreite von 4,5 m ist für eine einstreifige Wirtschaftswegebrücke geeignet. Die anderen beiden Querschnittstypen mit einer Gesamtbreite von 10,0 m (RQ 7,5) bzw. 10,5 m (RQ 9,5), die sich nur durch die Anordnung der Holzträger unterscheiden, sind für zweistreifige zwischengemeindliche und flächenerschließende Straßenverbindungen geeignet. Die Wahl des Querschnittstyps steht in direktem Zusammenhang mit der bei einem Ermüdungsnachweis zu berücksichtigenden Verkehrskategorie und der Verkehrsart nach DIN EN 1991-2 [26]. Die betrachteten Wirtschaftswegebrücken und die zweistreifigen Straßenbrücken mit den Regelquerschnitten RQ 7,5 oder RQ 9,5 sind für die Verkehrskategorien 3 und 4 geeignet. Für großräumige oder überregionale Straßenverbindungen (z.B. Autobahnen) in Zusammenhang mit den Verkehrskategorien 1 oder 2 sind normalerweise andere Querschnitte zu wählen [42]. Dennoch wurden alle Verkehrskategorien bei der Parameterstudie berücksichtigt, damit das komplette Spektrum der möglichen Verkehrsbeanspruchung abgedeckt ist. Neben der Verkehrskategorie und der Verkehrsart, die für die Anzahl der jährlichen Lastwechsel relevant sind, wurden im Rahmen der Parameterstudie auch die Nutzungsdauer und das für die Beanspruchung relevante Ermüdungslastmodell variiert.

Für die Berechnung der Ermüdungsbeanspruchung wurden Ermüdungslastmodell 3 und Ermüdungslastmodell 4 nach DIN EN 1991-2 [26] berücksichtigt. Ermüdungslastmodell 3 stellt ein einzelnes Fahrzeug dar und Ermüdungslastmodell 4 besteht aus einem Lastenzug aus fünf verschiedenen standardisierten LKW-Typen. Bei beiden Ermüdungslastmodellen ist die Anzahl an LKW pro Jahr, die eine Brücke überqueren, von der Verkehrskategorie abhängig. Der Prozentsatz der einzelnen LKW am gesamten Schwerverkehrsaufkommen von Ermüdungslastmodell 4 ist darüber hinaus von der Verkehrsart, die die Entfernung zwischen den zwei zu verbindenden Orten erfasst, abhängig.

Die Ermittlung der Schubkräfte an den Kerven infolge der Ermüdungslastmodelle erfolgte mit Hilfe von Stabwerkmodellen. Bei dem Querschnittstyp mit mehreren einzelnen Holzträgern wurde dabei auch die Lastverteilung in Querrichtung zwischen den Trägern mit einem 3D-Modell erfasst. Aus den Stabwerkmodellen wurden Einflusslinien infolge von Wanderlasten berechnet. Die einzelnen Amplituden der Einflusslinien wurden mit einem Rainflow-Algorithmus klassifiziert, gezählt und zu einem Beanspruchungskollektiv zusammengestellt.

Die Berechnung der Ermüdungsbeanspruchbarkeit erfolgte nach DIN EN 1995-2 [6], da die Gültigkeit der hier enthaltenen Wöhlerlinie für Holz auf Schub bezogen auf Kerven bestätigt werden konnte [1]. Eine Wöhlerlinie berücksichtigt die Festigkeitsminderung in-

folge der Anzahl an Lastwechseln. Als maßgebendes Versagen der gewählten Kerne mit einer Tiefe von 50 mm und einer Vorholzlänge von 400 mm wurde ein Abscheren des Vorholzes zu Grunde gelegt.

Für die Herleitung eines geeigneten Ermüdungsnachweiskonzeptes für die Kerne wurden drei verschiedene Ermüdungsnachweise untersucht. **Nachweis 1:** Der vereinfachte Ermüdungsnachweis nach DIN EN 1995-2, Anhang A [6] mit dem Verhältnis κ , der mit Ermüdungslastmodell 3 geführt wird, war in keinem Fall überschritten. Allerdings werden bei diesem Nachweis die Anzahl der jährlichen Lastwechsel, die Nutzungsdauer und die Beanspruchungsamplitude nicht berücksichtigt und es wird von einer Dauerfestigkeitsgrenze ausgegangen, die für Holz generell bislang nicht bestätigt wurde. Aus diesem Grund wird empfohlen, das Verhältnis κ nicht als Kriterium für die Notwendigkeit eines genaueren Ermüdungsnachweises zu verwenden.

Nachweis 2: Die Schädigung der Kerne wurde für den genauen Nachweis mit Ermüdungslastmodell 3, bei dem die Beanspruchbarkeit nach DIN EN 1995-2 [6] mit einer Wöhlerlinie erfasst wird, berechnet. Bei diesem Nachweis ergab sich nur in sehr wenigen Fällen bei Verkehrskategorie 1 und einer Nutzungsdauer von mindestens 100 Jahren eine geringfügige Überschreitung der Ermüdungsfestigkeit der Kerne. Im Vergleich mit einer detaillierten Ermüdungsberechnung mit Ermüdungslastmodell 4 zeigt sich allerdings, dass die mit Ermüdungslastmodell 3 berechneten Schädigungen sehr konservativ sind.

Nachweis 3: Mit Hilfe von Ermüdungslastmodell 4 und der linearen Schadenakkumulationshypothese nach Palmgren und Miner wurde die Schädigung detailliert berechnet. Die Berechnung der tatsächlich aufgetragenen Lastwechsel ist hierbei vom LKW-Typ, der Verkehrsart und der Verkehrskategorie abhängig. Die ertragbare Anzahl an Lastwechseln wird ebenfalls mit der Wöhlerlinie berechnet. Mit Ermüdungslastmodell 4 ergeben sich insgesamt sehr geringe Schädigungen, sodass ein Ermüdungsversagen der Kerne in keinem Fall eintritt.

Das neue Ermüdungsnachweiskonzept für die Kerne, bei dem die Wöhlerlinie in jedem Fall berücksichtigt wird, wurde auf der Grundlage von Nachweis 2 und Nachweis 3 hergeleitet und sieht ein zweistufiges Vorgehen vor. Im ersten Schritt kann im Rahmen eines vereinfachten Ermüdungsnachweises der Grenzwert für das Verhältnis aus maximaler Ermüdungsbeanspruchung infolge Ermüdungslastmodell 3 und Ermüdungstragfähigkeit überprüft werden. Bei der Berechnung des Grenzwertes ist die Festigkeitsminderung in Abhängigkeit der Beanspruchungsamplitude und der Lastwechselanzahl relevant. Im Gegensatz zum Nachweis mit dem Verhältnis κ nach DIN EN 1995-2 [6] wird bei dem neuen vereinfachten Nachweis die Verkehrskategorie, die Nutzungsdauer und die Beanspruchungsamplitude berücksichtigt. Wird der Grenzwert im Rahmen des vereinfachten Nachweises überschritten, kann im zweiten Schritt ein genauer Nennspannungsnachweis mit einem schädigungsäquivalenten Ersatzkollektiv und einem Bezugswert für die Ermüdungsfestigkeit geführt werden. Das schädigungsäquivalente Ersatzkollektiv entspricht einem mit Anpassungsfaktoren modifizierten Ermüdungslastmodell 3. Dieses Einstufenkollektiv ruft dieselbe Schädigung wie Ermüdungslastmodell 4 hervor, aber ein komplexer Ermüdungsnachweis mit Hilfe der linearen Schadenakkumulationshypothese kann entfallen. Durch die Anpassungsfaktoren (λ -Faktoren) wird die Beanspruchungsamplitude, die Nutzungsdauer, die Verkehrskategorie und die Anzahl jährlicher Lastwechsel berücksichtigt.

Das Ermüdungsnachweiskonzept bezieht sich auf die untersuchten Querschnittstypen und ist ausschließlich für Kerben in Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken der Verkehrskategorie 1 und der Verkehrskategorie 2 für Spannweiten < 25 m anzuwenden. Für Brücken der Verkehrskategorie 3 und der Verkehrskategorie 4 ist generell kein Ermüdungsnachweis der Kerbe erforderlich, da die Schädigungen sehr gering sind. Für Verkehrskategorie 1 und Verkehrskategorie 2 ist für Spannweiten ≥ 25 m ebenfalls kein Ermüdungsnachweis der Kerbe erforderlich. Die Parameterstudie ergab, dass die Schädigungen der Kerben mit zunehmender Spannweite geringer werden, da die Gesamtsteifigkeit des Trägers abnimmt.

Bei den bevorzugten Anwendungsbereichen von Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken für Pilotprojekte, womit Wirtschaftswegebrücken und Straßenbrücken mit einem geringen LKW-Aufkommen gemeint sind, sind die Ermüdungsnachweise nicht relevant. Trotzdem können die Untersuchungen deutlich machen, dass auch ein sehr hohes Verkehrsaufkommen und selbst Nutzungsdauern von mehr als 100 Jahren hinsichtlich der Ermüdung ohne Probleme erreicht werden können. Die Dimensionierung von typischen Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken mit bis zu 30 m Spannweite wird vorwiegend durch die statischen Kurzzeit- und Langzeitnachweise bestimmt.

7 Zusammenfassung und Ausblick

7.1 Zusammenfassung

Das Ziel der Arbeit war es, die Eigenschaften und die Tragfähigkeit einer Kerne als Verbindungsmittel in Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken zu charakterisieren. Als wichtigste Eigenschaften sollten die Geometrie und der Verschiebungsmodul einer typischen Kerne festgelegt werden. Die Tragfähigkeit wurde sowohl unter statischer Beanspruchung als auch unter Ermüdungsbeanspruchung untersucht.

Die Eigenschaften einer Kerne für Straßenbrücken und die Berechnung der Tragfähigkeit wurden aus Versuchsergebnissen und numerischen Untersuchungen aus der Literatur, selbst durchgeführten Versuchsserien und einer weiterführenden numerischen Simulation abgeleitet. Das Trag- und Verformungsverhalten sowie der maßgebende Versagensmodus einer Kerne wird durch zahlreiche Randbedingungen, wie beispielsweise die Vorholzlänge, die Kerventiefe oder verschiedene Materialeigenschaften beeinflusst.

Die **Push-Out- und Trägerversuche** sowie die numerischen Simulationen lieferten wichtige Erkenntnisse zu den Materialeigenschaften, der Kervengeometrie, der Anwendung zusätzlicher Schrauben in Kernen, der Tragfähigkeit, dem Verschiebungsmodul und dem maßgebenden Versagensmodus. Es zeigte sich bei den Versuchen immer ein Druckversagen in Faserrichtung an den Kernen und kein Abscheren des Vorholzes. Dieser Versagensmodus wurde vorrangig durch die gewählte Vorholzlänge, die Holzgüte und die Hochkantanordnung der Lamellen im Brettschichtholzelement begünstigt. Im Rahmen der **numerischen Simulation** eines Push-Out Versuchs mit nicht-linearen Materialmodellen konnte das Last-Verschiebungsverhalten einer Kerne erstmals vollständig, auch unter Berücksichtigung des Entfestigungsverhaltens, untersucht werden. Mit Hilfe des neu erarbeiteten Finite-Elemente Modells war es möglich, die Einflüsse verschiedener Geometriegrößen und Materialparameter auf das Tragverhalten, den Verschiebungsmodul und das Versagen einer Kerne zu untersuchen. Beispielsweise wurde der Verschiebungsmodul in Abhängigkeit der Kerventiefe und des E-Moduls des Holzes ausgewertet. Durch die Trägerversuche konnte das Tragverhalten und das Versagen der Kernen, das bei den Push-Out Versuchen beobachtet wurde, bestätigt werden. Außerdem bildeten die Trägerversuche eine Grundlage für weiterführende Untersuchungen zum Verschiebungsmodul einer Kerne an Stabwerkmodellen. Mit den Stabwerkmodellen war unter anderem eine Auswertung der Durchbiegungen und der Schubkräfte an den Kernen in Abhängigkeit des Verschiebungsmoduls möglich. Es zeigte sich, dass wenn ein Verschiebungsmodul der Kerne von mindestens 1.000 kN/mm/m gewählt wird, ändern sich die Schnittgrößen bei einer weiteren Erhöhung des Verschiebungsmoduls nicht mehr. Insgesamt stimmten die Ergebnisse aus den Trägerversuchen und den Stabwerkmodellen gut überein.

Folgende **Empfehlungen** konnten für Kerwen als Verbindungsmittel in Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken abgeleitet werden. Aufgrund des begrenzten Anwendungsbereichs der Untersuchungen sind die Empfehlungen einzuschränken. Als Holzgüte ist mindestens GL 28c und als Betongüte mindestens C 35/45 zu verwenden. Für eine Anwendung im Brückenbau werden eine Kervertiefe von mindestens 40 mm und eine Kerwenlänge von 200 mm empfohlen. Die Vorholzlänge sollte mindestens zu der 10-fachen Kervertiefe gewählt werden und ein Mindestmaß von 400 mm nicht unterschreiten. Ein Winkel von 90° sollte für die Neigung der Kerwenflanke vorgesehen werden. Es wird empfohlen in den Kerwen konstruktiv zusätzliche Schrauben als Abhebesicherung mit einem Durchmesser von mindestens 8 mm und einem möglichst großen Kopfdurchmesser vorzusehen. Zwar wird die Tragfähigkeit, der Verschiebungsmodul und das Versagen einer Kerwe nicht durch zusätzliche Schrauben beeinflusst, aber für Kerwen ohne Schrauben können bei Holz-Beton-Verbundträgern vor allem unter einer Beanspruchung durch Einzellasten eine höhere Durchbiegung, größere Verschiebungen an den Kerwen und ein Abheben von Holz und Beton auftreten. Da bei Straßenbrücken mit hohen Einzellasten aufgrund der Achslasten von Schwerfahrzeugen zu rechnen ist, ist der Einsatz zusätzlicher Schrauben in den Kerwen grundsätzlich empfehlenswert. Diese Angaben stellen insgesamt wichtige Ergänzungen der wenigen in DIN EN 1995-2 [6] enthaltenen Regelungen zu Holz-Beton-Verbundbrücken mit Kerwen dar.

Für alle statischen Nachweise und Ermüdungsnachweise wird für die genannten Randbedingungen ein **Verschiebungsmodul** der Kerwe von 1.600 kN/mm/m empfohlen. Sowohl unter statischer Beanspruchung als auch unter Ermüdungsbeanspruchung kann bei den genannten Randbedingungen von einem maßgebenden Versagen der Kerwe durch Abscheren des Vorholzes ausgegangen werden. Die entsprechende statische Tragfähigkeit kann nach DIN EN 1995-1-1 [14] analog zu einem Versatz berechnet werden.

Abschließend wurde für typische Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken mit Spannweiten zwischen 10 m und 30 m ein neues **Ermüdungsnachweiskonzept** für das Verbindungsmittel Kerwe entwickelt. Die Herleitung des Verfahrens basiert auf einer Parameterstudie mit verschiedenen Brückenquerschnitten, Verkehrsbeanspruchungen und Nutzungsdauern. Es wurden Ermüdungslastmodelle, Verkehrskategorien und Verkehrsarten nach DIN EN 1991-2 [26] berücksichtigt. Für verschiedene Parameterkonstellationen wurden die Schädigungen der Kerwe unter Ermüdungsbeanspruchung berechnet. Zum Einen war dafür eine Berechnung der Schnittgrößen erforderlich und zum Anderen wurde die Ermüdungstragfähigkeit einer Kerwe benötigt. Die Ermittlung der Schubkräfte an den Kerwen infolge der Ermüdungslastmodelle erfolgte mit Hilfe von Stabwerkmodellen und daraus berechneten Einflusslinien. Die Erkenntnisse zum Ermüdungstragverhalten der Kerwe basieren hauptsächlich auf einer in Kuhlmann & Aldi [1] vorgestellten Versuchsserie. Es zeigte sich, dass die Ermüdungstragfähigkeit einer Kerwe für Holz auf Schub nach DIN EN 1995-2 [6] berechnet werden kann. Anhand der Ermüdungsversuche an Kerwen konnte die in der Norm vorgeschlagene Festigkeitsminderung unter Ermüdungsbeanspruchung für das maßgebende Versagen des Vorholzabscherens bestätigt werden. Die entsprechende Wöhlerlinie wurde bei der Berechnung der Schädigungen und den Ermüdungsnachweisen berücksichtigt.

Das neue Ermüdungsnachweiskonzept sieht ein zweistufiges Verfahren vor, bei dem Ermüdungslastmodell 3 nach DIN EN 1991-2 [26] verwendet wird. Im ersten Schritt wird ein Grenzwert überprüft. Sofern dieser Wert überschritten wird, kann im zweiten Schritt ein

genauer Ermüdungsnachweis mit einem schädigungsäquivalenten Ersatzkollektiv durchgeführt werden. Dieses Nachweiskonzept ist allerdings nur bei einer sehr hohen Schwerverkehrsbeanspruchung von mindestens 500.000 LKW pro Jahr und für Spannweiten kleiner als 25 m anzuwenden. Bei einer geringeren Verkehrsbeanspruchung (Verkehrskategorie 3 oder 4) sowie für größere Spannweiten sind die Schädigungen der Kerven so gering, dass ein Ermüdungsnachweis entfallen kann. Hinsichtlich der statischen Nachweise und der Ermüdungsnachweise spricht demnach nichts gegen eine uneingeschränkte Anwendung von Kerven in Wirtschaftswegebbrücken und Brücken für Straßen mit einem LKW-Aufkommen mit unter 500.000 LKW pro Jahr.

Im Rahmen der Arbeit konnte gezeigt werden, dass die Kerbe als Verbindungsmittel in Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken sehr gut geeignet ist, da sie über eine sehr hohe Steifigkeit und eine hohe Tragfähigkeit sowohl unter statischer Beanspruchung als auch unter Ermüdungsbeanspruchung verfügt.

7.2 Ausblick

Im Rahmen dieser Arbeit wurde die Kerbe vorrangig als Verbindungsmittel in Straßenbrücken untersucht, aber es lassen sich auch wichtige, allgemeine Erkenntnisse für die Anwendung in Deckentragwerken ableiten. Für die **Holzbaunormen** DIN EN 1995-1-1 und DIN EN 1995-2 der nächsten Generation sind erstmals Bemessungsregeln zu Holz-Beton-Verbundtragwerken vorgesehen und die Kerbe wird voraussichtlich als Verbindungsmittel in die Normen integriert werden. Aus den experimentellen und numerischen Untersuchungen abgeleitete Angaben zu den Geometriegrößen und den Eigenschaften einer Kerbe, wie zum Beispiel den Kennwert des Verschiebungsmoduls, können in Vorbereitung der neuen Normengeneration eingebracht werden. Es ist empfehlenswert, die Berechnung der Tragfähigkeit einer Kerbe unter statischer Beanspruchung und unter Ermüdungsbeanspruchung in Zukunft normativ zu regeln. In diesem Zusammenhang sollte auch ein Nachweis der Betonnocke in der Kerbe unter Schubbeanspruchung erarbeitet werden, da dieser Versagensmodus bislang nicht umfassend untersucht wurde.

Die vorgestellten Untersuchungen beziehen sich ausschließlich auf die Verwendung von Normalbeton und Brettschichtholz oder Brettstapelholz aus Nadelholz. **Neue Werkstoffe**, wie zum Beispiel ultrahochfester Beton, Brettsperrholz oder Furnierschichtholz aus Buche, die ebenfalls für Holz-Beton-Verbundtragwerke mit Kerven geeignet sind, werden in Zukunft das Anwendungsspektrum erweitern. Durch die Verwendung neuer Werkstoffe können sich für die Kerbe andere Werte der Tragfähigkeit und des Verschiebungsmoduls sowie andere maßgebende Versagensmodi ergeben, was experimentell oder analytisch untersucht werden sollte.

Das **Ermüdungstragverhalten** der Kerbe basiert bislang auf einer einzelnen Versuchsreihe, die unter einer konstanten Spannungsschwingbreite durchgeführt wurde. Die Übertragbarkeit der Ergebnisse auf andere Spannungsschwingbreiten und die Gültigkeit einer linearen Schadenakkumulation wurden für die Untersuchungen zu den Ermüdungsnachweisen vorausgesetzt. Es ist empfehlenswert, das Ermüdungstragverhalten der Kerbe

darüber hinaus unter einer Beanspruchung durch eine Sequenz verschiedener Spannungsschwingbreiten experimentell zu untersuchen. Dadurch könnte überprüft werden, ob eine lineare Schadenakkumulation realistisch ist und ob die Reihenfolge verschiedener Spannungsschwingbreiten einen Einfluss auf die Schädigung der Kerne hat.

Im Rahmen dieser Arbeit wurden **Brückenquerschnitte** für die Überführung ländlicher Wege und von Straßen mit geringem Schwerverkehrsaufkommen berücksichtigt. Da die entsprechenden Ermüdungsnachweise geringe Schädigungen der Kerne unter Ermüdungsbeanspruchung ergaben, wäre auch eine Untersuchung von Straßenbrückenquerschnitten für Bundesstraßen oder Autobahnen und von Eisenbahnbrücken sinnvoll.

8 Literaturverzeichnis

- [1] KUHLMANN, U. ; ALDI, P.: Forschungsvorhaben AiF/iVTH 15052 - Ermüdungsfestigkeit von Holz-Beton-Verbundträgern im Straßenbrückenbau / Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Nr. 2010-60X. 2010. – Forschungsbericht
- [2] SCHMITT, V. ; SEIDL, G. ; VOGEL, C.: Statistische Grundlage zum Forschungsprojekt: Untersuchungen zum verstärkten Einsatz von Stahlverbundkonstruktionen bei Brücken kleiner und mittlerer Stützweiten. Forschungsvorhaben FOSTA P 629 / Schmitt Stumpf Frühauf und Partner Ingenieurgesellschaft für Bauwesen mbH, München. 2003. – Forschungsbericht
- [3] SPERLEIN, K.: Die Brückenfamilie ist komplett - der mehrstegige Plattenbalken. In: *2. Internationale Holzbrückentage, 19. - 20. April Bad Wörishofen, 2012*
- [4] QUALITÄTSGEMEINSCHAFT HOLZ-BRÜCKENBAU E.V.: <http://www.holzbrueckenbau.com>, zuletzt aufgerufen am 09.06.2016
- [5] GEROLD, M.: *Musterzeichnungen Holzbrücken / Harrer Ingenieure im Auftrag der Deutschen Gesellschaft für Holzforschung e.V.*, August 2012
- [6] DIN EN 1995-2: *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 2 mit NA (2011): Brücken*. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2010
- [7] DIBT: *Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-9.1-557: Holz-Beton-Verbundsystem mit eingeklebten HBV-Schubverbindern*, TiComTec GmbH. Goethestr. 60, 63808 Haibach: Deutsches Institut für Bautechnik, 2012
- [8] ZUKUNFT HOLZ: *Statusbericht zum aktuellen Stand der Verwendung von Holz und Holzprodukten im Bauwesen und Evaluierung künftiger Entwicklungspotentiale*. Hochschule Biberach, Institut für Holzbau, 2011
- [9] KÖNIG, G. (Hrsg.) ; HOLSCHMACHER, K. (Hrsg.) ; DEHN, F. (Hrsg.): *Holz-Beton-Verbund: Innovationen im Bauwesen*. Bauwerk, 2004
- [10] SCHÄFERS, M.: *Entwicklung von hybriden Bauteilen aus Holz und hochfesten bzw. ultrahochfesten Betonen*, Universität Kassel, Schriftenreihe Bauwerkserhaltung und Holzbau, Heft 4, Diss., 2010
- [11] *Kapitel Holz-Beton-Verbund*. In: HOLSCHMACHER, K. ; SELLE, R. ; SCHMIDT, J. ; KIESLICH, H.: *Betonkalender: Lebensdauer und Instandsetzung, Brandschutz*. Ernst & Sohn, 2013, S. 241 – 288
- [12] SCHÄNZLIN, J.: *Zum Langzeitverhalten von Brettstapel-Beton-Verbunddecken*, Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, ISSN 1439-3751, Mitteilung Nr. 2003-2, Diss., 2003
- [13] SCHÄNZLIN, J. ; FRAGIACOMO, M.: Extension of EC5 Annex B formulas for the design of timber-concrete composite structures. In: *Meeting forty of the Working Commission W18 - Timber Structures, CIB, International Council for Research and Innovation, Bled (Slovenia), 2007*

- [14] DIN EN 1995-1-1: *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1 mit NA (2013): Allgemeines- Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau*. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2010
- [15] DIN EN 1992-1-1: *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton und Spannbetontragwerken - Teil 1-1 mit NA (2013): Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2011
- [16] SIMON, A.: *Analyse zum Trag- und Verformungsverhalten von Straßenbrücken in Holz-Beton-Verbundbauweise*, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Bauhaus-Universität Weimar, Diss., 2008
- [17] KUHLMANN, U. ; AICHER, S. ; MICHELFELDER, B.: Forschungsvorhaben DGfH/AiF 13204 N/1 - Trag- und Verformungsverhalten von Kernen mit Schlüsselschrauben als Schubverbindung bei Holz-Beton-Verbunddecken / Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Nr. 2004-8X. 2004. – Forschungsbericht
- [18] YEOH, D.: *Behaviour and Design of Timber-Concrete Composite*, University of Canterbury, Diss., 2010
- [19] GLASER, R.: *Zum Kurz- und Langzeitverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen*, Brandenburgische Technische Universität Cottbus, Schriftenreihe Massivbau, Diss., 2005
- [20] SCHÖNBORN, F.: *Holz-Beton-Fertigteilelemente*, Leopold-Franzens-Universität Innsbruck, Diss., 2006
- [21] DIN EN 1992-2: *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton und Spannbetontragwerken - Teil 2 mit NA (2013): Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln*. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2010
- [22] MICHELFELDER, B.: *Trag- und Verformungsverhalten von Kernen bei Brettstapel-Beton-Verbunddecken*, Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, ISSN 1439-3751, Mitteilung Nr. 2006-1, Diss., 2006
- [23] KUHLMANN, U. ; ALDI, P.: Forschungsvorhaben DGfH/AiF 14497N - Schubübertragung in Brettstapel-Beton-Verbunddecken ohne mechanische Verbindungsmittel zur Abhebesicherung / Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Nr. 2008-8X. 2008. – Forschungsbericht
- [24] MÜLLER, J.: *Trag- und Verformungsverhalten spezieller Verbundelemente für Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken unter Kurzzeit-, Ermüdungs- und Langzeitbeanspruchung*, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Bauhaus-Universität Weimar, Diss., 2014
- [25] 13/0029, ETA: *European Technical Approval: Self-tapping screws for use in wood-concrete slab kits*, Adolf Würth GmbH & Co. KG. Reinhold Würth Str. 12 - 17, 74650 Künzelsau: European Organisation for Technical Approvals, 2013
- [26] DIN EN 1991-2: *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2 mit NA (2012): Verkehrslasten auf Brücken*. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2010
- [27] GROSSE, M. ; HARTNACK, R. ; LEHMANN, S. ; RAUTENSTRAUCH, K.: Modellierung von diskontinuierlich verbundenen Holz-Beton-Verbundkonstruktionen - Teil 1: Kurzzeittragverhalten. In: *Bautechnik* 80, Heft 8 (2003), S. 534 – 541
- [28] OREGON STATE HIGHWAY COMMISSION: Loading Tests on a New Composite

- Bridge-type Short Span Highway Bridge Combining Concrete and Timber in Flexure / Ausgabe 1 von Technical bulletin (Oregon. State Highway Department). 1941. – Forschungsbericht
- [29] N., N.: Straßenbrücke in Neuseeland. In: *Bauen mit Holz* (7/1976), S. 330 – 333
- [30] BUCHANAN, A.: *Timber Design Guide*. New Zealand Industry Federation Inc., 2007
- [31] MINDER, W.: *SWISS TIMBER BRIDGES - Die Schweizerischen Holzbrücken*, <http://www.swiss-timber-bridges.ch>, zuletzt aufgerufen am 15.06.2016
- [32] MIEBACH, F.: Machbarkeitsstudie Holz-Beton-Verbundbrücken - Die ersten Ansätze. In: *4. Internationale Holzbrückentage, 08. - 09. Juni Filderstadt, 2016*
- [33] GRAF, J.: Integrale HBV-Brücken zur Landesgartenschau. In: *Bauen mit Holz* 4 (2014), S. 16 – 23
- [34] RODRIGUES, J. N. ; DIAS, A. M. P. G. ; PROVIDENCIA, P.: Timber-Concrete Composite Bridges: State-of-the-Art Review. In: *BioResources* 8 (4) (2013), S. 6630 – 6649
- [35] BATHON, L. ; BATHON, T.: *Holz-Beton-Verbundsysteme aus Holzbauteilen, Zwischenschichten und Betonbauteilen; Europäische Patentschrift Dokumentenidentifikation EP1528171B1, Veröffentlichungstag der Anmeldung 04.05.2005 Patentblatt 2005/18, 2005*
- [36] JUTILA, A. ; SALOKANGAS, L.: Wood-Concrete Composite Bridges - Finnish Speciality in the Nordic Countries. In: MALO, K. A. (Hrsg.) ; KLEPPE, O. (Hrsg.) ; DYKEN, T. (Hrsg.): *International Conference on Timber Bridges (ICTB)* Bd. Lillehammer, Norway, 2010, S. 383 – 392
- [37] JUTILA, A.: Findings and points of interest of the Nordic Timber Bridge Projects. In: *9. Internationales Holzbau-Forum, 10. - 12. Dezember Garmisch-Partenkirchen, 2003*
- [38] MEYER, L. ; MORZIER, C. ; TISSOT, J.-B.: Holz-Beton-Verbundbrücken für den 40t-Verkehr im Kanton Freiburg. In: *11. Internationales Holzbau-Forum, 07. - 09. Dezember Garmisch-Partenkirchen, 2005*
- [39] RAUTENSTRAUCH, K.: Holz-Beton-Verbund-Bauweise bei Schwerlastbrücken - Zum Tragverhalten und dem gebauten Pilotprojekt. In: *Ingenieurholzbau; Karlsruher Tage* (2009), S. 32 – 44
- [40] SCHAFFITZEL + MIEBACH: *SCHAFFITZEL + MIEBACH Faszination Brücken*, <http://www.schaffitzel-miebach.com>, zuletzt aufgerufen am 19.01.2015
- [41] BUNDESMINISTERIUM FÜR VERKEHR, BAU- UND WOHNUNGSWESEN ; ARGELAND-ENTWICKLUNG, Geschäftsstelle der (Hrsg.): *Grundsätze für die Gestaltung ländlicher Wege bei Baumaßnahmen an Bundesstraßen - Anlage zum Allgemeinen Rundschreiben Straßenbau Nr. 28/2003 vom 29. August 2003*. Bund-Länder-Arbeitsgemeinschaft Landentwicklung (ArgeLandentwicklung), 2003
- [42] FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR STRASSEN- UND VERKEHRSWESEN - ARBEITSGRUPPE STRASSENENTWURF: Richtlinien für die Anlage von Straßen RAS Teil Querschnitte RAS-Q 96 / Bundesministerium für Verkehr. 1996. – Forschungsbericht
- [43] BOCCADORO, Lorenzo: *Timber-Concrete Composite Slabs Made of Beech Lamina-*

- ted Veneer Lumber with Notched Connections*, ETH Zürich, Diss. ETH No. 23577, Diss., 2016
- [44] SCHÖNBORN, F. ; FLACH, M. ; FEIX, J.: Bemessungsregeln und Ausführungshinweise für Schubkerven im Holz-Beton-Verbundbau. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 106 (2011), S. 385 – 393
- [45] GROSSE, M.: *Zur numerischen Simulation des physikalisch nichtlinearen Kurzzeittragverhaltens von Nadelholz am Beispiel von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen*, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Bauhaus-Universität Weimar, Diss., 2005
- [46] KUHLMANN, U. ; MÖNCH, S. ; KUDLA, K. ; GÖTZ, T. ; VOLK, D.: *Entwicklung einer Schwerlast-Holz-Beton-Verbunddecke mit Bemessungsgrundlage*. – ZIM Kooperationsprojekt KF3166401AT3 (Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf) und KF3154501AT3 (PIRMIN JUNG Deutschland GmbH), Laufzeit seit 01.01.2014
- [47] TÖPLER, J.: *Auswertung und Modellierung von Versuchen an Holz-Beton-Verbundelementen unter Berücksichtigung elastoplastischer Materialmodelle*, Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Diplomarbeit, 2015
- [48] GUTKOWSKI, R. M. ; BROWN, K. ; SHIGIDI, A. ; NATTERER, J.: Investigation of Notched Composite Wood Concrete Connections. In: *Journal of Structural Engineering* (2004), S. 1553 – 1561
- [49] DIAS, A.: *Mechanical Behaviour of Timber-Concrete Joints*, Technische Universiteit Delft, Diss., 2005
- [50] BLASS, H.J. ; EHLBECK, J. ; LINDEN, M.L.R. van d. ; SCHLAGER, M.: *Trag- und Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen / Universität Karlsruhe*. 1995. – Forschungsbericht
- [51] CREWS, K. ; GERBER, C.: *Development of Design Procedures for Timber Concrete Composite Floors in Australia and New Zealand*. In: *Meeting forty three of the Working Commission W18 - Timber Structures, CIB, International Council for Research and Innovation, Nelson (New Zealand)*, 2010
- [52] FRANGI, A. ; FONTANA, M.: *Versuche zum Tragverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken bei Raumtemperatur und Normbrandbedingungen / Institut für Baustatik und Konstruktion, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich*. 2000. – Forschungsbericht
- [53] FRANGI, A.: *Brandverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken*, Institut für Baustatik und Konstruktion, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Diss., 2001. – ISBN 3-7643-6681-8
- [54] BOCCADORO, L. ; FRANGI, A.: Experimentelle Untersuchungen zum Tragverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken aus Buche. In: *Bautechnik 92, Heft 11* (2015), S. S. 783 – 789
- [55] DIN EN 1990: *Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung - mit NA (2010)*. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2010
- [56] JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY: *Properties of Timber*. In: *Part 3: Resistance Models* (2006), S. 1 – 16
- [57] DIN EN 26891: *Holzbauwerke - Verbindungen mit mechanischen Verbindungs-*

- mitteln, Allgemeine Grundsätze für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens.* DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 1991
- [58] STEPHAN, R.: *Beitrag zur Spannungsermittlung beim Versatzanschluss im Holzbau*, Fakultät für Bauwesen, Technische Hochschule Hannover, Diss., 1950
- [59] DIN EN 338: *Bauholz für tragende Zwecke - Festigkeitsklassen.* DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2010
- [60] DIN EN 14080: *Holzbauwerke - Brettschichtholz und Balkenschichtholz - Anforderungen.* DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2013
- [61] LUKASZEWSKA, E. ; FRAGIACOMO, M. ; FRANGI, A.: Evaluation of the slip modulus for ultimate limit state verifications of timber-concrete composite structures. In: *Meeting forty of the Working Commission W18 - Timber Structures, CIB, International Council for Research and Innovation, Bled (Slovenia), 2007.* – S. 1 - 14
- [62] DIN EN 1993-2: *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 2 mit NA (2012): Stahlbrücken.* DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2010
- [63] DIN EN 1994-2: *Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 2 mit NA (2010): Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für Brücken.* DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2010
- [64] GUDEHUS, H. ; ZENNER, H.: *Leitfaden für eine Betriebsfestigkeitsrechnung.* Verlag Stahleisen GmbH, Düsseldorf, 1999
- [65] HANSWILLE, G. ; PORSCH, M. ; ÜSTÜNDAG, C.: SFB 398 - Projekt C8 - Teil 1: Versuchsbericht über die Durchführung von 77 Push-Out-Versuchen / Bergische Universität Wuppertal, Institut für konstruktiven Ingenieurbau. 2007. – Forschungsbericht
- [66] MENSINGER, M.: *Zum Ermüdungsverhalten von Kopfbolzendübeln im Verbundbau*, Universität Kaiserslautern, Diss., 2000
- [67] DIN EN 1993-1-9: *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-9 mit NA (2010): Ermüdung.* DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2010
- [68] MINER, A.: Cumulative Damage in Fatigue. In: *Journal of Applied Mechanics* 12 (1945), S. 159 – 164
- [69] SMITH, I. ; LANDIS, E. ; GONG, M.: *Fracture and Fatigue in Wood.* John Wiley & Sons Ltd, 2003
- [70] KÖNIG, G. ; DANIELEWICZ, I. ; DAFSTB (Hrsg.): *Ermüdungsfestigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen mit Erläuterungen zu den Nachweisen gemäß CEB-FIP Model Code 1990.* Beuth Verlag, 1994
- [71] MOHR, B.: *Zur Interaktion der Einflüsse aus Dauerstands- und Ermüdungsbeanspruchung im Ingenieurholzbau*, Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau, Technische Universität München, Diss., 2001
- [72] ANSELL, M.P.: Fatigue design for timber and wood-based materials. In: *STEP lecture E22*, 1995
- [73] HANSWILLE, G. ; PORSCH, M. ; ÜSTÜNDAG, C.: Neue Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von Kopfbolzendübeln. In: *Stahlbau* 75, Heft 4 (2006), S. 303 – 316
- [74] BRULS, A. ; CALGARO, J.-A. ; MATHIEU, H. ; PRAT, M.: ENV 1991 Part 3: The main

- models of traffic loads on road bridges - Background studies. In: *IABSE CONFERENCE DELFT*, 1996, S. 215 – 227
- [75] KASCHNER, R. ; BUSCHMEYER, W. ; SCHNELLENBACH-HELD, M. ; LUBASCH, P.: Auswirkungen des Schwerlastverkehrs auf die Brücken der Bundesfernstraßen. In: *Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) - Brücken- und Ingenieurbau B 68* (2009), S. 17 – 127
- [76] BATHON, L. ; BLETZ-MÜHLDOERFER, O.: Ermüdungsbetrachtungen von hölzernen Straßenbrücken - Chancen und Möglichkeiten der Holz-Beton-Verbundbauweise. In: *1. Internationale Holzbrückentage, 25. - 26. März Bad Wörishofen*, 2010
- [77] LEWIS, W. C.: Fatigue of Wood and Glued Joints Used in Laminated Construction / Forest Products Laboratory, Forest Service, U.S. Department of Agriculture. 1951. – Forschungsbericht
- [78] ROTH, W. von: Planung und Auswertung von Dauerschwinguntersuchungen an hölzernen Bauteilen. In: *Holz als Roh- und Werkstoff* 36 (1978), S. 261 – 268
- [79] CLORIUS, C.O. ; PEDERSEN, M.U. ; HOFFMEYER, P. ; DAMKILDE, L.: Compressive fatigue in wood. In: *Wood Science and Technology* 34 (2000), S. 21 – 37
- [80] TSAI, K.T. ; ANSELL, M.P.: The fatigue properties of wood in flexure. In: *Journal of Materials Science* 25 (1990), S. 865 – 878
- [81] BONFIELD, P.W. ; ANSELL, M.P.: Fatigue properties of wood in tension, compression and shear. In: *Journal of Materials Science* 26 (1991), S. 4765 – 4773
- [82] *Kapitel Fatigue of wood and wood panel products*, Ansell, M.P. In: HARRIS, B.: *Fatigue in composites*. Woodhead Publishing Ltd, 2003, S. 339 – 361
- [83] *Kapitel Ermüdungsnachweis bei Massivbrücken*. In: ZILCH, K. ; ZEHETMAIER, G. ; GLÄSER, C.: *Betonkalender: Brücken, Parkhäuser*. Ernst & Sohn, 2004, S. 311 – 406
- [84] DIBT: *SPAX Schrauben als Holzverbindungsmittel, SPAX International GmbH & Co. KG*. Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-9.1-449: Deutsches Institut für Bautechnik, 2012
- [85] DIN EN 1994-1-1: *Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 1-1 mit NA (2010): Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau*. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2010
- [86] ANSYS INC.: *ANSYS Mechanical APDL Release 15.0, 2013*
- [87] ING.-SOFTWARE DLUBAL GMBH: *RSTAB Programm-Version 8.01.0083, 2012*
- [88] DYNARDO (DYNAMIC SOFTWARE AND ENGINEERING) GMBH: *multiPlas Release 5.1.0 - Elastoplastic Material Models for ANSYS 14.5.7 and 15.0, 2014*
- [89] GEROLD, M. ; KUHLMANN, U. ; RISIO, T. D. ; SULZBERGER, L. ; SCHÄNZLIN, J.: Verformungs- und Dehnungsmessungen von Brettstapel-Beton-Verbunddecken / Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Nr. 2001-5X. 2001. – Forschungsbericht
- [90] BUNDESANSTALT FÜR STRASSENWESSEN: *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten*. 2013
- [91] KUHLMANN, U. ; STEPHAN, K.: Forschungsvorhaben AiF/iVTH 17070 N - Verein-

- fachter Ermüdungsnachweis von Holz- und Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken / Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Nr. 2015-5X. 2015. – Forschungsbericht
- [92] SPECKER, A.: *Der Einfluss der Fugen auf die Querkraft- und Torsionstragfähigkeit extern vorgespannter Segmentbrücken*, Technische Universität Hamburg-Harburg, Diss., 2001
- [93] KUHLMANN, U. ; EULER, M. ; KUDLA, K.: Forschungsvorhaben DASt/AiF 15380 N/1 - Weiterentwicklung und Spezifizierung der Ermüdungsnachweise für Straßen- und Eisenbahnbrücken aus Stahl / Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Nr. 2011-11X. 2011. – Forschungsbericht
- [94] KÖHLER, M. ; PÖTTER, K. ; JENNE, S. ; ZENNER, H.: *Zählverfahren und Lastannahme in der Betriebsfestigkeit*. Springer-Verlag, ISBN 978-3-642-13163-9, 2012
- [95] BUNDESANSTALT FÜR STRASSENWESEN: *Richtzeichnungen für Ingenieurbauten (RiZ-ING)*. 2013
- [96] ING.-SOFTWARE DLUBAL GMBH: *RFEM Programm-Version 5.01.0083*, 2012
- [97] DIN EN 408: *Holzbauwerke - Bauholz für tragende Zwecke und Brettschichtholz - Bestimmung einiger physikalischer und mechanischer Eigenschaften*. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2012
- [98] DIN EN 12390-13: *Prüfung von Festbeton - Teil 13: Bestimmung des Elastizitätsmoduls unter Druckbelastung (Sekantenmodul)*. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2013
- [99] DIN EN 12390-3: *Prüfung von Festbeton - Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern*. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2009
- [100] DIN EN 12390-5: *Prüfung von Festbeton - Teil 5: Biegezugfestigkeit von Probekörpern*. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2009

A Biegeproben Holz

Es wurden insgesamt drei Biegeproben am Holz der Festigkeitsklasse GL 24h durchgeführt, um den globalen Biege-Elastizitätsmodul und die Biegefestigkeit zu ermitteln. Die Wahl der Geometrie, die Durchführung der Prüfung und die Auswertung erfolgt nach DIN EN 408 [97]. Es wurden 4-Punkt-Biegeversuche entsprechend dem Versuchsaufbau in Abb. A.1 durchgeführt. Die Belastung wurde verformungsgesteuert mit 2 mm/min aufgebracht.

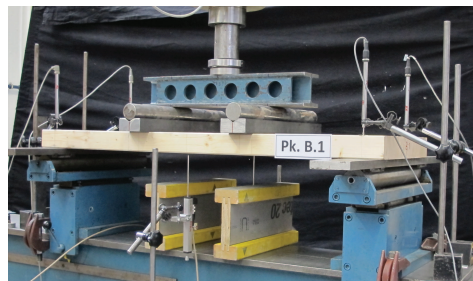


Abbildung A.1: Versuchsaufbau Biegeprobe Holz

In Abb. A.2 sind die Last-Durchbiegungskurven der drei Biegeproben dargestellt. Die Messwerte der Durchbiegung w entsprechen hierbei den Mittelwerten von jeweils zwei Wegaufnehmern in Trägermitte. Maßgebend für die Höchstlast F_{\max} je Probekörper ist der erste Lastabfall in Abb. A.2. Für alle Probekörper war ein Biegezugversagen im Holz zu beobachten.

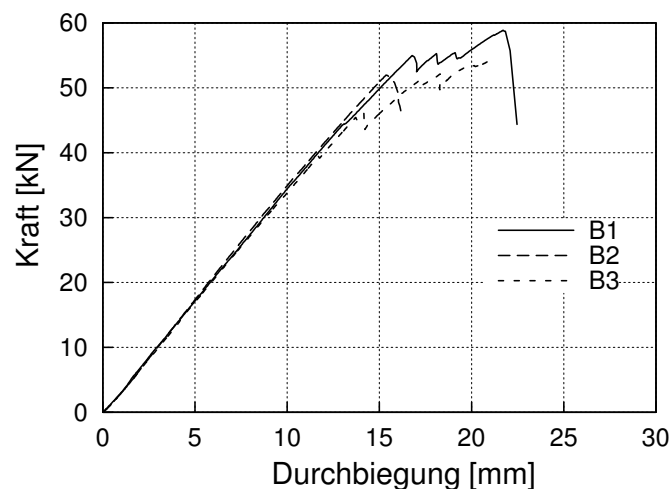


Abbildung A.2: Last-Durchbiegungskurven der einzelnen Biegeproben aus GL 24h

Die Berechnung des globalen Biege-Elastizitätsmoduls $E_{m,g}$ erfolgte nach DIN EN 408, 10.3 [97] ohne Berücksichtigung des Schubmoduls ($G = \infty$). Hierbei wurde für die Ermittlung des E-Moduls je Probe mit dem Kurvenabschnitt, der zwischen $0,1 F_{est}$ (F_1 und w_1) und $0,4 F_{est}$ (F_2 und w_2) liegt, eine Regressionsanalyse durchgeführt. Die Berechnung der Biegefestigkeit f_m erfolgte nach DIN EN 408, 19.3 [97].

Folgende Kennwerte liegen den in Tab. A.1 zusammengefassten Ergebnissen für jede Probe zugrunde:

F_{est}	= 60 kN	Geschätzte Höchstlast
F_1	= 6 kN	10 % der geschätzten Höchstlast
F_2	= 24 kN	40 % der geschätzten Höchstlast
l	= 1080 mm	Länge der Biegeprobe
b	= 400 mm	Breite der Biegeprobe
h	= 60 mm	Höhe der Biegeprobe
a	= 360 mm	Abstand Mitte Auflager zu Mitte Lasteinleitung
Gewicht	= 12,55 kg	
ρ_{mean}	= 436 kg/m ³	

Tabelle A.1: Versuchsergebnisse der einzelnen Probekörper

	B1	B2	B3
Holzfeuchte [%]	10,9	11,0	11,3
w_1 [mm] bei F_1	1,8	1,9	1,9
w_2 [mm] bei F_2	7,0	6,9	7,0
$E_{m,g}$ [N/mm ²]	10727	11223	10831
F_{max} [kN]	55	51	46
f_m [N/mm ²]	41	38	35

In Tab. A.2 sind die Mittelwerte, die Standardabweichungen und die Variationskoeffizienten des E-Moduls und der Biegefestigkeit aus drei Proben zusammengefasst.

Tabelle A.2: Mittelwerte, Standardabweichungen und Variationskoeffizienten des E-Moduls und der Biegefestigkeit

	E-Modul $E_{m,g}$	Biegefestigkeit f_m
Mittelwert [N/mm ²]	10927	38
Standardabw. [N/mm ²]	261	3
VarK	0,024	0,087

B Betonproben

B.1 Push-Out Versuche

Parallel zu den Push-Out Versuchen wurden Materialprüfungen am Beton der Festigkeitsklasse C 30/37 durch die Materialprüfungsanstalt Universität Stuttgart (Referat Betontechnologie) durchgeführt.

Die Bestimmung des Elastizitätsmoduls unter Druckbelastung und der Zylinderdruckfestigkeit erfolgte nach DIN EN 12390-13 [98]. Für die Ermittlung des stabilisierten Elastizitätsmoduls wurde Verfahren B gemäß DIN EN 12390-13 angewandt. Insgesamt wurden drei Proben getestet. Die relevanten Maße der zylindrischen Probekörper, die je Probekörper erzielte Bruchkraft, die Zylinderdruckfestigkeit und der E-Modul können Tab. B.1 entnommen werden.

In Tab. B.2 sind die Mittelwerte, die Standardabweichungen und die Variationskoeffizienten der Zylinderdruckfestigkeit und des E-Moduls zusammengefasst.

Tabelle B.1: Messwerte Zylinderdruckfestigkeit und E-Modul C30/37, Prüfung nach DIN EN 12390-13 [98]

Probe Nr.	Prüfalter [d]	Durchmesser [mm]	Höhe [mm]	Masse [g]	Bruchkraft [kN]	Rohdichte [kg/m ³]	Zylinderdruckfestigkeit [N/mm ²]	E - Modul [N/mm ²]
1	33	151	291,4	12390	819,3	2370	45,8	28700
2	33	151	294,6	12395	807,4	2350	45,1	28400
3	33	151	291,4	12358	803,3	2370	44,9	29000

Tabelle B.2: Mittelwerte, Standardabweichungen und Variationskoeffizienten der Zylinderdruckfestigkeit und des E-Moduls

	Zylinderdruckfestigkeit	E-Modul
Mittelwert [N/mm ²]	45,27	28700
Standardabw. [N/mm ²]	0,47	300
VarK	0,010	0,010

Die Bestimmung der Würfeldruckfestigkeit erfolgte nach DIN EN 12390-3 [99]. An jedem Tag, an dem Push-Out Versuche durchgeführt wurden, wurden jeweils drei Probewürfel getestet. Die relevanten Maße der Probekörper, die je Probekörper erzielte Bruchkraft und die Würfeldruckfestigkeit können Tab. B.3 entnommen werden.

Tabelle B.3: Messwerte Würfeldruckfestigkeit C30/37, Prüfung nach DIN EN 12390-3 [99]

Prüfnummer	Probe Nr.	Betreffende Prüfkörper	Prüfalter [d]	Achse x (x _m) [mm]	Achse y (y _m) [mm]	Achse z (z _m) [mm]	Masse [g]	Bruchkraft [kN]	Rohdichte [kg/m ³]	Würfeldruckfestigkeit [N/mm ²]
J32	8	1.3, 1.4,	32	150	148	150	7767	1126	2330	50,6
	9	1.5, 1.7,		150	149	150	7813	1167	2340	52,3
	14	2.3		150	148	150	7758	1072	2320	48,1
J38	7	1.2, 1.6,	34	150	149	150	7740	1072	2320	48,2
	12	2.1, 2.2,		150	149	150	7812	1161	2330	51,8
	15	3.3, 4.2		150	149	150	7785	1148	2320	51,3
J34	3	1.1, 3.1,	33	150	150	150	7766	1157	2310	51,5
	4	4.1, 5.1		150	150	150	7782	1147	2310	51,1
	5			150	149	150	7792	1122	2320	50,2
J40	2	3.2, 4.3	39	150	150	150	7752	1180	2310	48,5
	10	4.4, 5.2,		150	149	150	7782	1173	2330	48,4
	11	5.3		150	149	150	7817	1190	2340	49

In Tab. B.4 sind die Mittelwerte, die Standardabweichungen und die Variationskoeffizienten der Würfeldruckfestigkeit sowohl für jeden Tag der Prüfung einzeln als auch für alle Probekörper insgesamt zusammengefasst.

Tabelle B.4: Mittelwerte, Standardabweichungen und Variationskoeffizienten der Würfeldruckfestigkeit nach Prüfnummer

	J32	J38	J34	J40	Alle Würfel J32, J38, J34, J40
Mittelwert [N/mm ²]	50,33	50,43	50,93	48,63	50,08
Standardabw. [N/mm ²]	2,11	1,95	0,67	0,32	1,56
VarK	0,042	0,039	0,013	0,007	0,031

Die Bestimmung der Biegezugfestigkeit erfolgte nach DIN EN 12390-5 [100]. Jeweils am ersten und am letzten Tag, an dem Push-Out Versuche durchgeführt wurden, wurden jeweils drei Prismen getestet. Die relevanten Maße der Probekörper, die je Probekörper erzielte Bruchkraft und die Biegezugfestigkeit können Tab. B.5 entnommen werden.

Tabelle B.5: Messwerte Biegezugfestigkeit C30/37, Prüfung nach DIN EN 12390-5 [100]

Prüfnummer	Probe Nr.	Prüfalter [d]	Länge (x_m) [mm]	Breite (y_m) [mm]	Höhe [mm]	Masse [g]	Bruchkraft [kN]	Rohdichte [kg/m³]	Biegezugfestigkeit [N/mm²]
J40	1	39	701	150	151	37063	26,4	2340	3,5
	2		701	150	150	36535	29,0	2310	3,8
	3		701	150	150	36890	30,1	2340	4,0
J32	4	32	700	150	150	37260	32,2	2370	4,2
	5		700	150	150	36780	34,2	2320	4,5
	6		700	150	150	36800	35,4	2330	4,7

In Tab. B.6 sind die Mittelwerte, die Standardabweichungen und die Variationskoeffizienten der Biegezugfestigkeit sowohl für jeden Tag der Prüfung einzeln als auch für alle Probekörper insgesamt zusammengefasst.

Die zentrische Zugfestigkeit f_{ctm} kann nach DIN EN 1992-1-1, 3.1.8 [15] aus der versuchs-technisch ermittelten Biegezugfestigkeit berechnet werden.

Tabelle B.6: Mittelwerte, Standardabweichungen und Variationskoeffizienten der Biegezugfestigkeit nach Prüfnummer

	J40	J32	Alle Prismen J32, J40
Mittelwert [N/mm ²]	3,77	4,47	4,12
Standardabw. [N/mm ²]	0,25	0,25	0,44
VarK	0,067	0,056	0,108

B.2 Trägerversuche

Parallel zu den Trägerversuchen wurden Materialprüfungen am Beton der Festigkeitsklasse C 30/37 durch die Materialprüfungsanstalt Universität Stuttgart (Referat Betontechnologie) durchgeführt.

Die Bestimmung des Elastizitätsmoduls unter Druckbelastung und der Zylinderdruckfestigkeit erfolgte nach DIN EN 12390-13 [98]. Für die Ermittlung des stabilisierten Elastizitätsmoduls wurde Verfahren B gemäß DIN EN 12390-13 angewandt. Insgesamt wurden für die Schubträger und für die Biegeträger jeweils drei Proben getestet, da einige Tage zwischen den Trägerversuchen lagen. Die relevanten Maße der zylindrischen Probekörper, die je Probekörper erzielte Bruchkraft, die Zylinderdruckfestigkeit und der E-Modul können Tab. B.7 entnommen werden.

In Tab. B.8 sind die Mittelwerte, die Standardabweichungen und die Variationskoeffizienten der Zylinderdruckfestigkeit und des E-Moduls zusammengefasst.

Tabelle B.7: Messwerte Zylinderdruckfestigkeit und E-Modul C30/37, Prüfung nach DIN EN 12390-13 [98]

Prüfnummer	Probe Nr.	Prüfalter [d]	Durchmesser [mm]	Höhe [mm]	Masse [g]	Bruchkraft [kN]	Rohdichte [kg/m ³]	Zylinderdruckfestigkeit [N/mm ²]	E - Modul [N/mm ²]
K03 (Schub- träger)	1	35	152,3	295	12975	704	2410	38,6	25700
	2		152	297	12255	658	2270	36,3	25600
	3		152,5	294	12228	665	2280	36,4	26400
K18 (Biege- träger)	1	48	152,3	294	12256	700,6	2290	38,5	24900
	2		152,3	295,5	12149	706,4	2260	38,8	26000
	3		152,3	295,5	12283	695,5	2280	38,2	24900

Tabelle B.8: Mittelwerte, Standardabweichungen und Variationskoeffizienten der Zylinderdruckfestigkeit und des E-Moduls

	K03		K18	
	Zylinderdruckfestigkeit	E-Modul	Zylinderdruckfestigkeit	E-Modul
Mittelwert [N/mm ²]	37,10	25900,00	38,50	25266,67
Standardabw. [N/mm ²]	1,30	435,89	0,30	635,09
VarK	0,035	0,017	0,008	0,025

Die Bestimmung der Würfeldruckfestigkeit erfolgte nach DIN EN 12390-3 [99]. An jedem Tag, an dem Trägerversuche durchgeführt wurden, wurden jeweils drei Probewürfel getestet. Die relevanten Maße der Probekörper, die je Probekörper erzielte Bruchkraft und die Würfeldruckfestigkeit können Tab. B.9 entnommen werden.

Tabelle B.9: Messwerte Würfeldruckfestigkeit C30/37, Prüfung nach DIN EN 12390-3 [99]

Prüfnummer	Probe Nr.	Betreffende Prüfkörper	Prüfalter [d]	Achse x (x _m) [mm]	Achse y (y _m) [mm]	Achse z (z _m) [mm]	Masse [g]	Bruchkraft [kN]	Rohdichte [kg/m ³]	Würfeldruckfestigkeit [N/mm ²]
J99 (Schubträger)	5	10.1, 40.1, Serie 50	32	150	150	150	7765	938	2300	41,7
	12			150	150	150	7752	907	2290	40,2
	17			150	151	150	7817	915	2300	40,4
K03 (Schubträger)	1	10.2, 10.3, 40.2, 40.3	33	150	151	150	7801	964	2300	42,6
	6			150	150	150	7744	892	2280	39,4
	11			151	150	150	7771	951	2300	42,2
K18 (Biegeträger)	2	Serie 11, Serie 12, Serie 41	46	150	152	150	7767	1097	2280	48,1
	4			150	150	150	7762	1077	2300	47,8
	8			150	150	150	7888	1058	2320	46,8

In Tab. B.10 sind die Mittelwerte, die Standardabweichungen und die Variationskoeffizienten der Würfeldruckfestigkeit sowohl für jeden Tag der Prüfung einzeln als auch für alle den Schubträgern zugehörigen Probekörper insgesamt zusammengefasst.

Tabelle B.10: Mittelwerte, Standardabweichungen und Variationskoeffizienten der Würfeldruckfestigkeit nach Prüfnummer

	J99	K03	K18	Alle Würfel J99, K03
Mittelwert [N/mm ²]	40,77	41,40	47,57	41,08
Standardabw. [N/mm ²]	0,81	1,74	0,68	1,27
VarK	0,020	0,042	0,014	0,031

Die Bestimmung der Biegezugfestigkeit erfolgte nach DIN EN 12390-5 [100]. Parallel zu den Schubträgerversuchen und parallel zu den Biegeträgerversuchen wurden jeweils drei Prismen getestet. Die relevanten Maße der Probekörper, die je Probekörper erzielte Bruchkraft und die Biegezugfestigkeit können Tab. B.11 entnommen werden.

Tabelle B.11: Messwerte Biegezugfestigkeit C30/37, Prüfung nach DIN EN 12390-5 [100]

Prüfnummer	Probe Nr.	Prüfalter [d]	Länge (x _m) [mm]	Breite (y _m) [mm]	Höhe [mm]	Masse [g]	Bruchkraft [kN]	Rohdichte [kg/m ³]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]
J99 (Schub- träger)	1	32	701	150	152	36177	31	2270	4,1
	2		700	150	149	35984	33,4	2300	4,4
	3		700	151	149	35891	32,2	2280	4,3
K18 (Biege- träger)	4	46	700	150	151	36200	30,4	2280	4,4
	5		700	150	149	36120	32,9	2310	4
	6		700	151	149	36180	29,5	2300	3,9

In Tab. B.12 sind die Mittelwerte, die Standardabweichungen und die Variationskoeffizienten der Biegezugfestigkeit für jeden Tag der Prüfung einzeln zusammengefasst.

Die zentrische Zugfestigkeit f_{ctm} kann nach DIN EN 1992-1-1, 3.1.8 [15] aus der versuchstechnisch ermittelten Biegezugfestigkeit berechnet werden.

Tabelle B.12: Mittelwerte, Standardabweichungen und Variationskoeffizienten der Biegezugfestigkeit nach Prüfnummer

	J99	K18
Mittelwert [N/mm ²]	4,27	4,10
Standardabw. [N/mm ²]	0,15	0,26
VarK	0,036	0,065

C Berechnung der 5%-Fraktilwerte der Höchstlasten im Push-Out Versuch

Die Berechnung der 5%-Fraktilwerte erfolgte nach DIN EN 1990, Tab. D.1 [55] mit den Gleichungen Gl. (C.1) bis Gl. (C.4). Die Werte der einzelnen Versuchskörper und Serien können Tab. C.1 und Tab. C.2 entnommen werden.

$$X_k = \exp [m_y - k_n \cdot s_y] \quad (\text{C.1})$$

$$m_y = \frac{1}{n} \sum \ln(X_i) \quad (\text{C.2})$$

$$s_y = \sqrt{\ln(V_x^2 + 1)} \approx V_x \quad \text{für } V_x \text{ bekannt} \quad (\text{C.3})$$

$$s_y = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum (\ln X_i - m_y)^2} \quad \text{für } V_x \text{ unbekannt} \quad (\text{C.4})$$

X_k Charakteristischer Wert unter Berücksichtigung der statistischen Ungenauigkeit infolge der Probenzahl n

X_i Wert des Versuchskörpers i

n Probenanzahl der Versuchsserie

V_x Variationskoeffizient für X

k_n Fraktilenfaktor für charakteristische Werte

In Tab. C.1 sind die bei den Push-Out Versuchen erzielten Höchstlasten X_i für eine Kerve je Versuchskörper aufgelistet. Tab. C.2 zeigt, sowohl für jede Versuchskörperserie einzeln als auch für den Serien 1 bis 4 insgesamt, die berechneten 5%-Fraktilwerte der Höchstlasten und entsprechende Eingangswerte für die Berechnung, die für die Gleichungen Gl. (C.1) bis Gl. (C.4) benötigt werden. Die Auswertung erfolgte einmal unter der Voraussetzung, dass der Variationskoeffizient unbekannt sei und einmal unter der Voraussetzung, dass der Variationskoeffizient einen Wert von 0,2 aufweist.

Tabelle C.1: Höchstlasten aus den Versuchen je Versuchskörper für 1 Kerbe bezogen auf 20 cm Breite

Versuchskörper	Höchstlast X_i [kN]	$\ln(X_i)$
1.1	109	4,6913
1.2	107	4,6728
1.3	103	4,6347
1.4	105	4,6540
1.5	111	4,7095
1.6	109	4,6913
1.7	113	4,7274
2.1	120	4,7875
2.2	127	4,8442
2.3	114	4,7362
3.1	105	4,6540
3.2	131	4,8752
3.3	113	4,7274
4.1	100	4,6052
4.2	97	4,5747
4.3	104	4,6444
4.4	106	4,6634
5.1	124	4,8203
5.2	138	4,9273
5.3	135	4,9053

Tabelle C.2: 5%-Fraktilewerte inkl. Eingangswerten für die Berechnung

Serie	n	m_y	k_n		V_x	X_k [kN] unbekannt	X_k [kN] bek. für $V_x = 0,2$
			bekannt	unbekannt			
1	7	4,6162	1,76	2,1	0,0314	95	71
2	3	4,7084	1,89	3,37	0,0529	91	76
3	3	4,6745	1,89	3,37	0,1153	72	73
4	4	4,5699	1,83	2,63	0,0404	79	67
5	3	4,8843	1,89	3,37	0,0565	109	90
1-4	17	4,6996	1,69	1,81	0,0815	95	78

D Brückenquerschnitte

D.1 Allgemeines

Im Rahmen der Verkehrssimulation für die Untersuchung des Ermüdungsnachweises wurden typische Straßenbrückenquerschnitte und Spannweiten, die dem praktischen Anwendungsbereich entsprechen, gewählt. Es wurden Spannweiten von 10 m, 15 m, 20 m, 25 m und 30 m berücksichtigt. Für jede Spannweite wurden drei verschiedene Querschnittstypen untersucht: Ein einstreifiger Querschnitt mit einem blockverklebten Träger (Typ 1), ein zweistreifiger Querschnitt mit zwei blockverklebten Trägern (Typ 2) und ein zweistreifiger Querschnitt mit mehreren einzelnen Trägern (Typ 3). Im Folgenden sind die Maße der Brückenquerschnitte, basierend auf der statischen Vorbemessung, für jede Spannweite gegeben. Des Weiteren ist für jede Spannweite die Seitenansicht einer Brücke dargestellt (halbes System), die für alle drei Querschnittstypen gleich gewählt wurde. Aus dieser Seitenansicht gehen die Abstände der Kerven hervor.

D.2 Spannweite 10 m

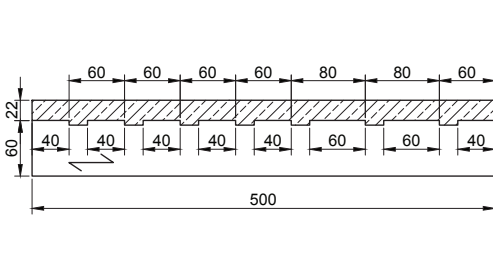


Abbildung D.1: Seitenansicht (Typ 1) - 10 m, Maße in cm

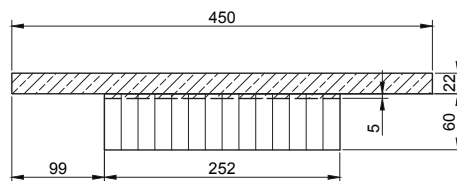


Abbildung D.2: Querschnitt (Typ 1) - 10 m, Maße in cm

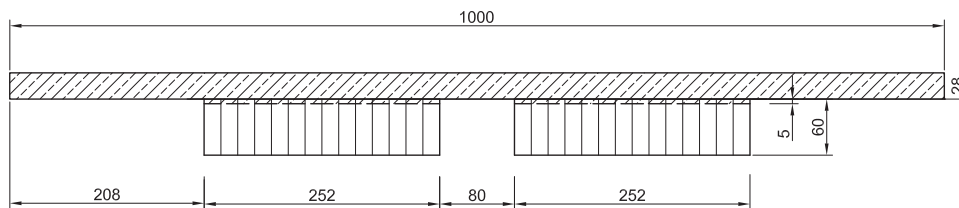


Abbildung D.3: Querschnitt (Typ 2) - 10 m, Maße in cm

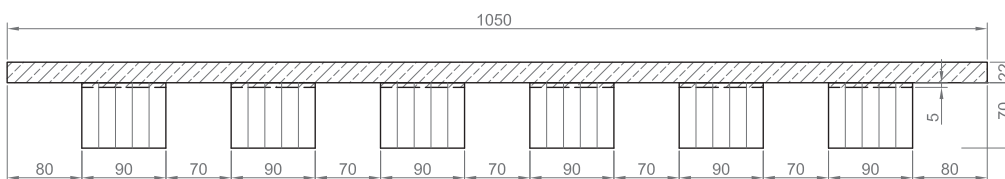


Abbildung D.4: Querschnitt (Typ 3) - 10 m, Maße in cm

D.3 Spannweite 15 m

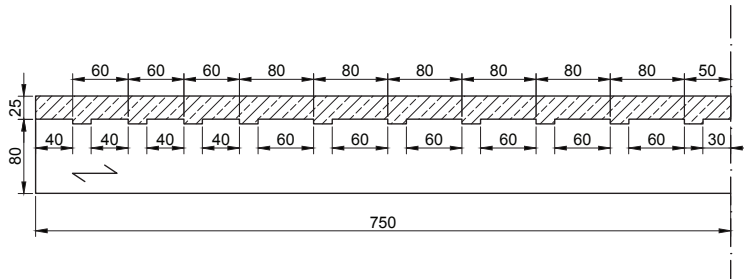


Abbildung D.5: Seitenansicht - 15 m, Maße in cm

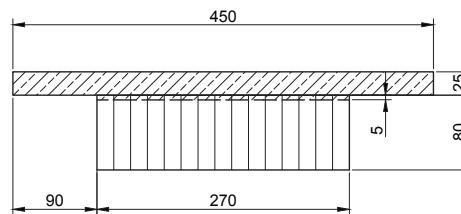


Abbildung D.6: Querschnitt (Typ 1) - 15 m, Maße in cm

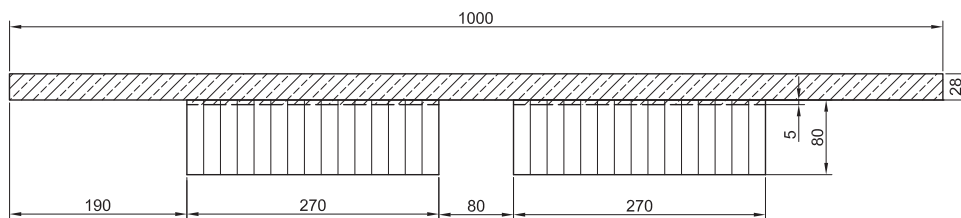


Abbildung D.7: Querschnitt (Typ 2) - 15 m, Maße in cm

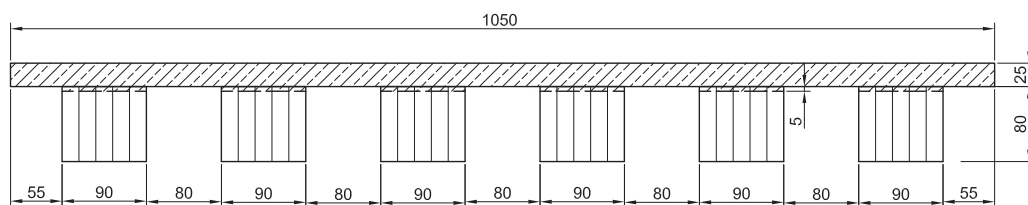


Abbildung D.8: Querschnitt (Typ 3) - 15 m, Maße in cm

D.4 Spannweite 20 m

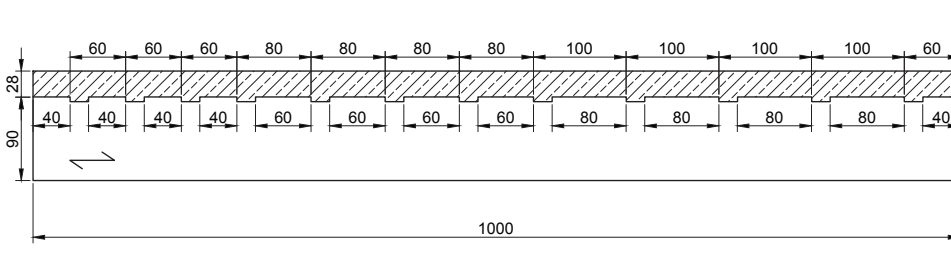


Abbildung D.9: Seitenansicht - 20 m, Maße in cm

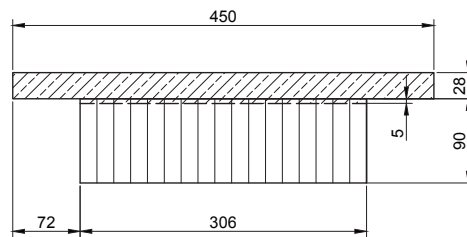


Abbildung D.10: Querschnitt (Typ 1) - 20 m, Maße in cm

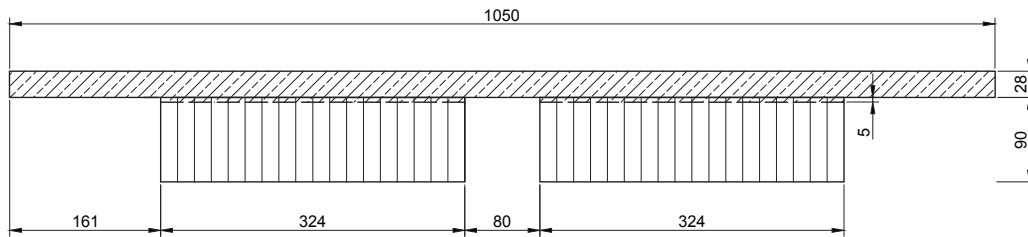


Abbildung D.11: Querschnitt (Typ 2) - 20 m, Maße in cm

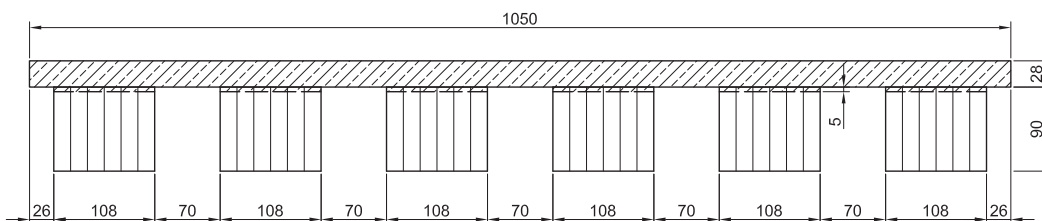


Abbildung D.12: Querschnitt (Typ 3) - 20 m, Maße in cm

D.5 Spannweite 25 m

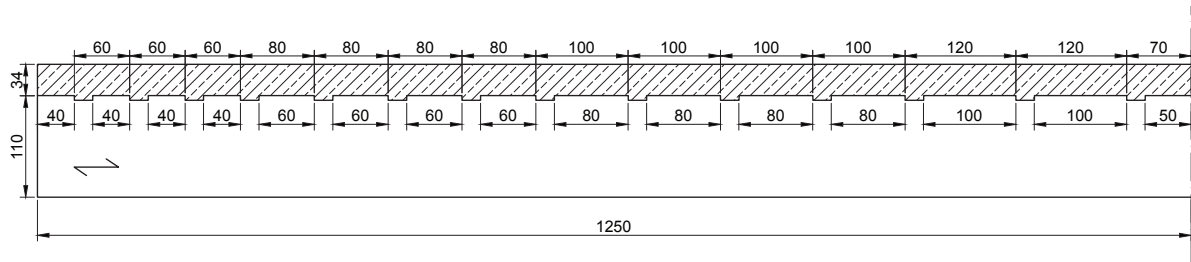


Abbildung D.13: Seitenansicht - 25 m, Maße in cm

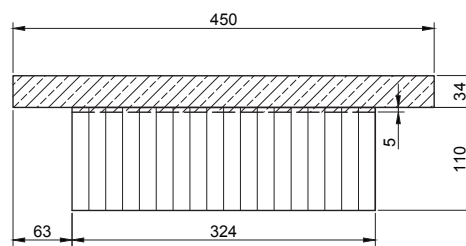


Abbildung D.14: Querschnitt (Typ 1) - 25 m, Maße in cm

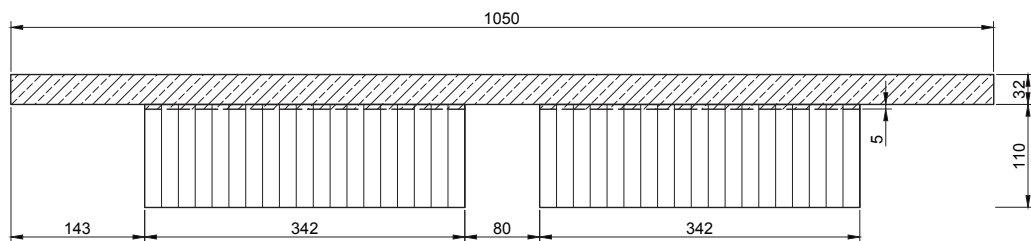


Abbildung D.15: Querschnitt (Typ 2) - 25 m, Maße in cm

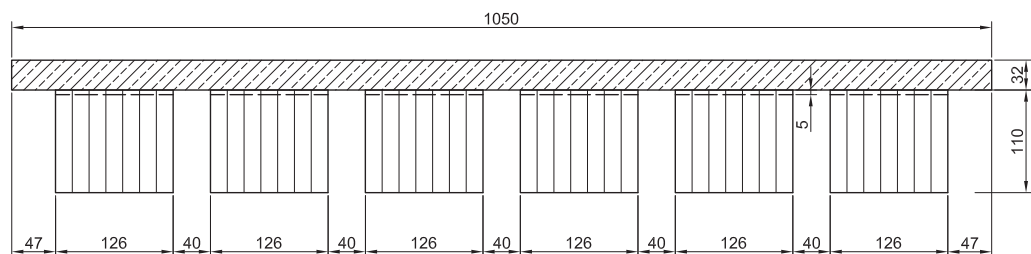


Abbildung D.16: Querschnitt (Typ 3) - 25 m, Maße in cm

D.6 Spannweite 30 m

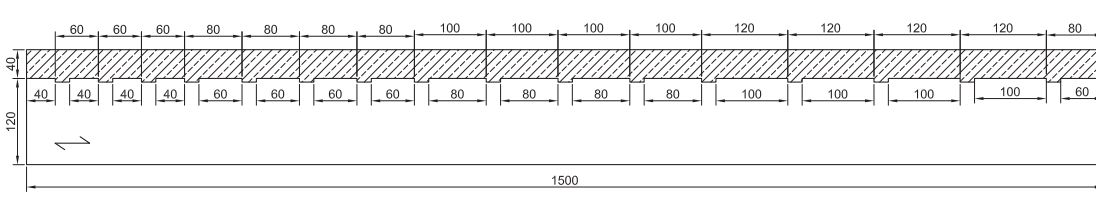


Abbildung D.17: Seitenansicht - 30 m, Maße in cm

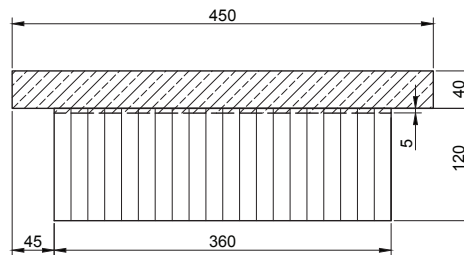


Abbildung D.18: Querschnitt (Typ 1) - 30 m, Maße in cm

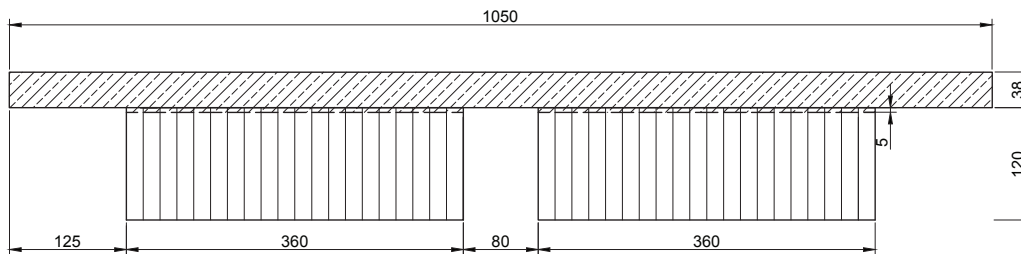


Abbildung D.19: Querschnitt (Typ 2) - 30 m, Maße in cm

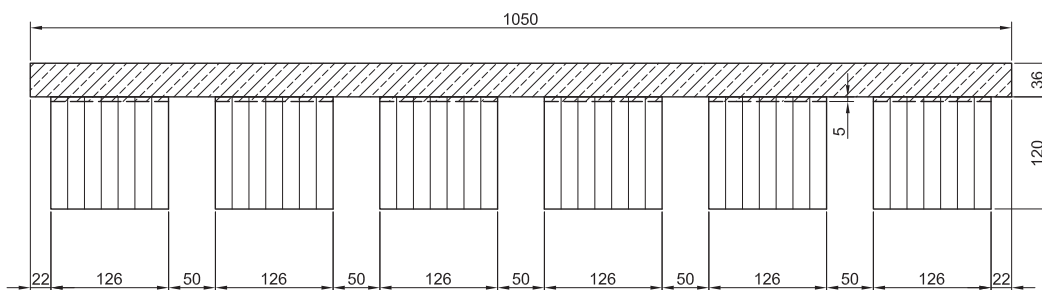


Abbildung D.20: Querschnitt (Typ 3) - 30 m, Maße in cm

E Einflusslinien der Kerve

E.1 Einflusslinien für 1 kN (Typ 3)

Für Querschnittstyp 3 wurde anhand von Einflusslinien die mittragende Wirkung nebeneinander liegender Brettschichtholzträger berechnet. Der Einfluss benachbarter Träger auf die Schubkraft der maximal beanspruchten ersten Kerve in Längsrichtung wurde bei der Berechnung der Schädigung berücksichtigt. In Abb. E.1 und Abb. E.2 sind für die vier berücksichtigten Spannweiten die Einflusslinie in Längsrichtung aus dem 3D-Modell und die Einflusslinie aus dem 2D-Modell im Vergleich dargestellt. Bei den Einflusslinien aus dem 3D-Modell ist jeweils der außen liegende Träger 1 gewählt worden, der maßgebend ist. In jedem Diagramm ist der Maximalwert der Kervenkraft (aus dem 3D-Modell) im Träger 1 als Prozentsatz des Maximalwertes aus dem 2D-Modell angegeben.

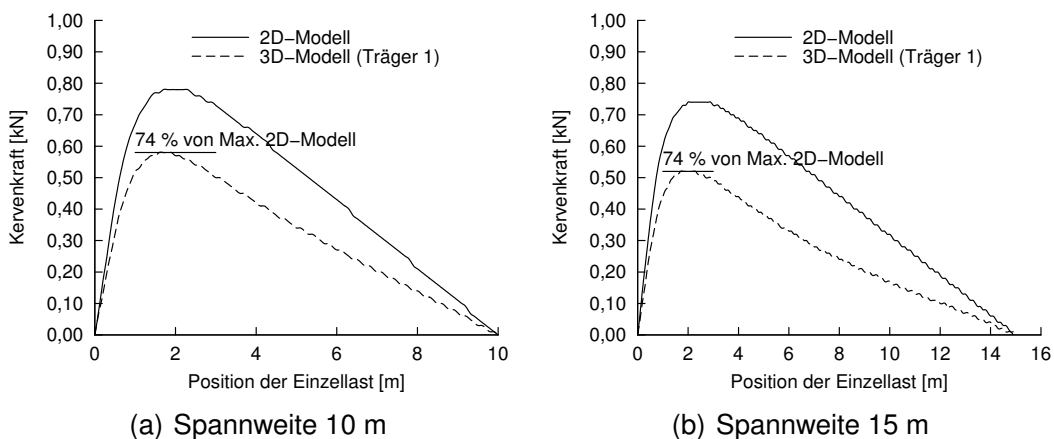


Abbildung E.1: Einflusslinien der Schubkraft an der außen liegenden Kerve (Typ 3)

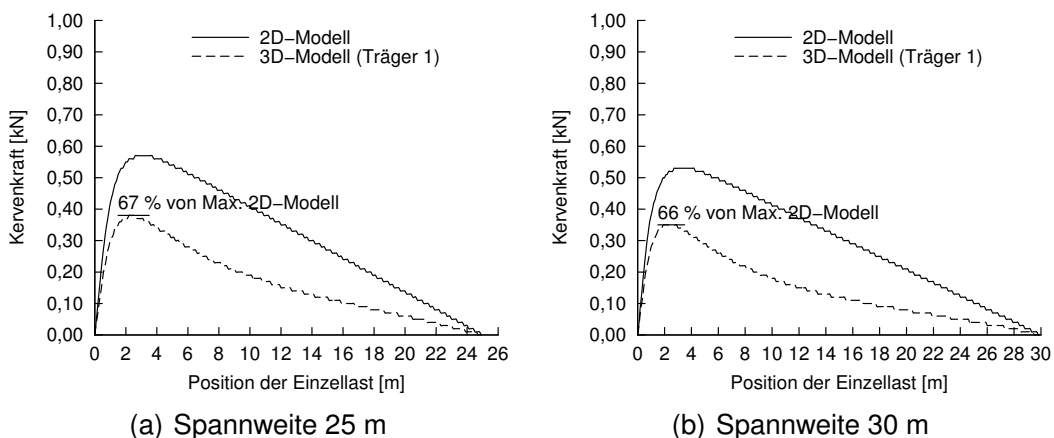


Abbildung E.2: Einflusslinien der Schubkraft an der außen liegenden Kerve (Typ 3)

E.2 Einflusslinien für FLM 3

Aus den Einflusslinien für eine Wanderlast von 1 kN wurden Einflusslinien für das Lastmodell FLM 3 berechnet. In Abb. E.3 ist die Einflusslinie der Schubkraft an der Kerve infolge FLM 3 jeweils für Typ 1 und Typ 3 für die Spannweite 10 m dargestellt. Die Einflusslinie für Typ 2 entspricht Abb. E.3(a). Die dargestellten Verläufe entsprechen der vollständigen Überfahrt eines Standard-LKW des FLM 3. In Abb. E.4 und Abb. E.5 sind die Einflusslinien infolge FLM 3 für die weiteren Spannweiten dargestellt. Für Spannweiten von 15 m, 20 m, 25 m und 30 m sind die Einflusslinien für alle drei Querschnittstypen identisch.

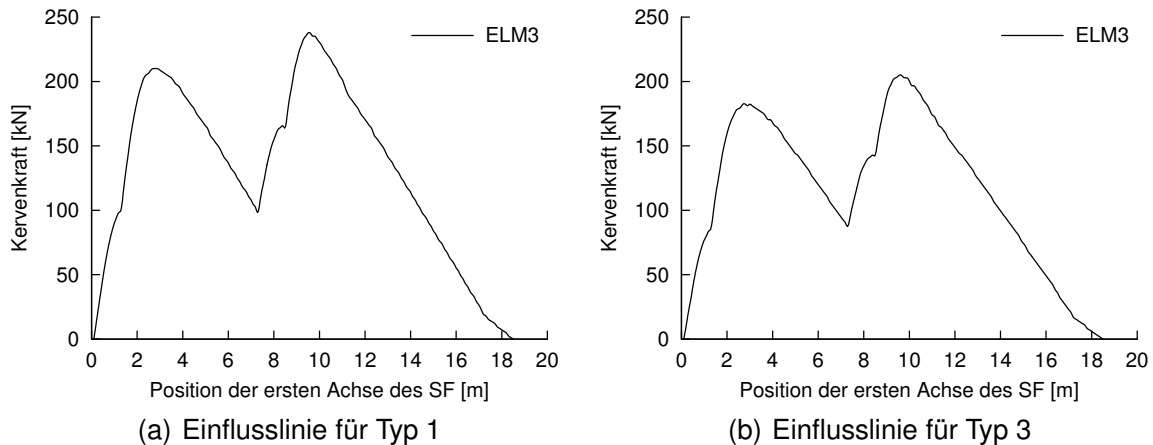


Abbildung E.3: Einflusslinien der Schubkraft an der Kerve (FLM 3) - 10 m

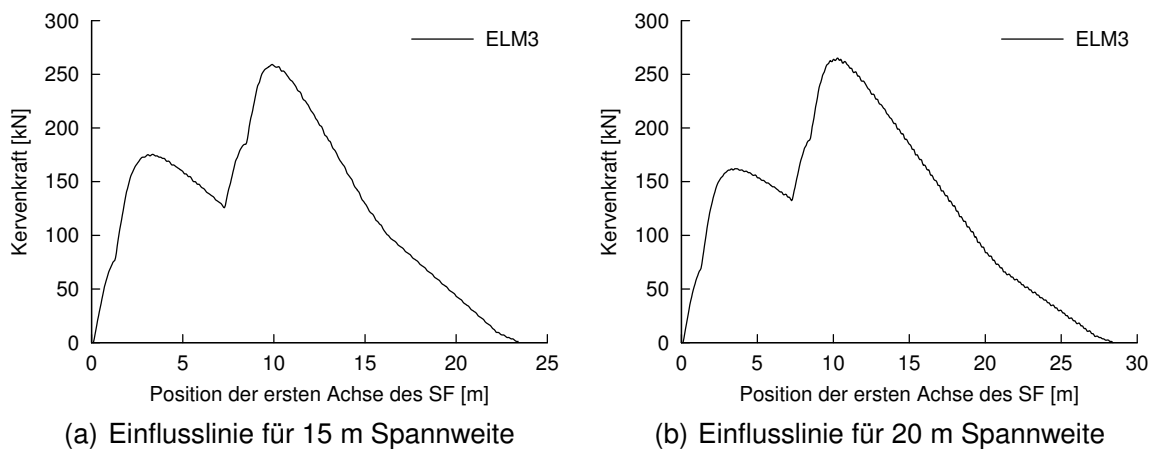


Abbildung E.4: Einflusslinien der Schubkraft an der Kerve (FLM 3) - 15 m und 20 m

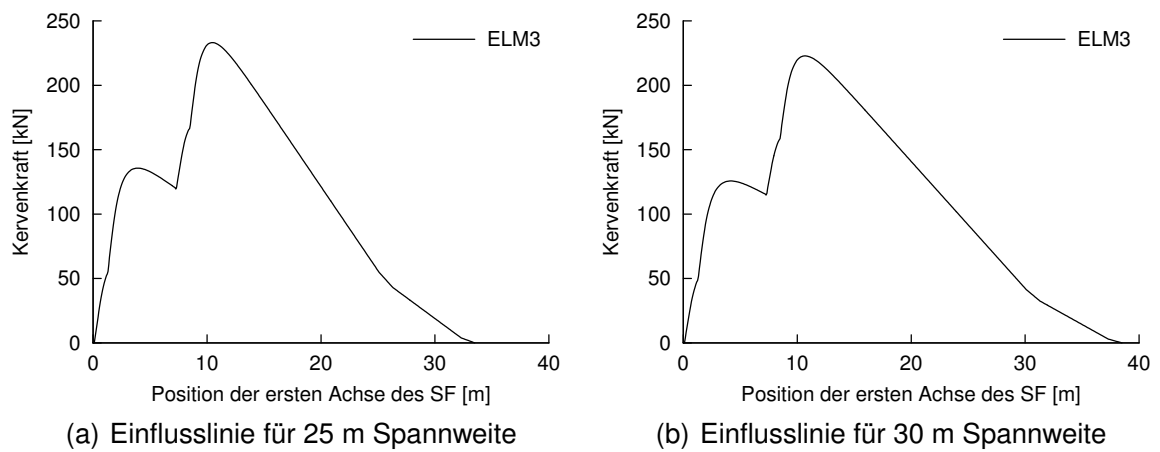


Abbildung E.5: Einflusslinien der Schubkraft an der Kerwe (FLM 3) - 25 m und 30 m

E.3 Einflusslinien für FLM 4

Aus den Einflusslinien für eine Wanderlast von 1 kN wurden ebenfalls Einflusslinien für das Lastmodell FLM 4 berechnet. In Abb. E.6, Abb. E.7 und Abb. E.8 sind die Einflusslinien der Schubkraft an der Kerve infolge der fünf verschiedenen Standard-LKW des FLM 4 für die Spannweite 15 m dargestellt. In Abb. E.9 und Abb. E.10 sind die Einflusslinien infolge der fünf verschiedenen Standard-LKW des FLM 4 für die weiteren Spannweiten in je einem Diagramm dargestellt.

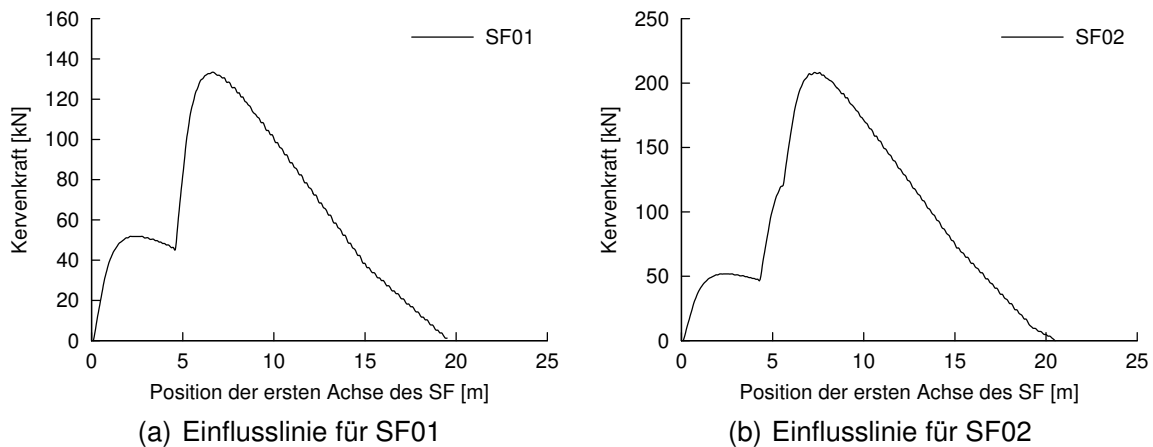


Abbildung E.6: Einflusslinien der Schubkraft an der Kerve (FLM 4) - 15 m, SF01 und SF02

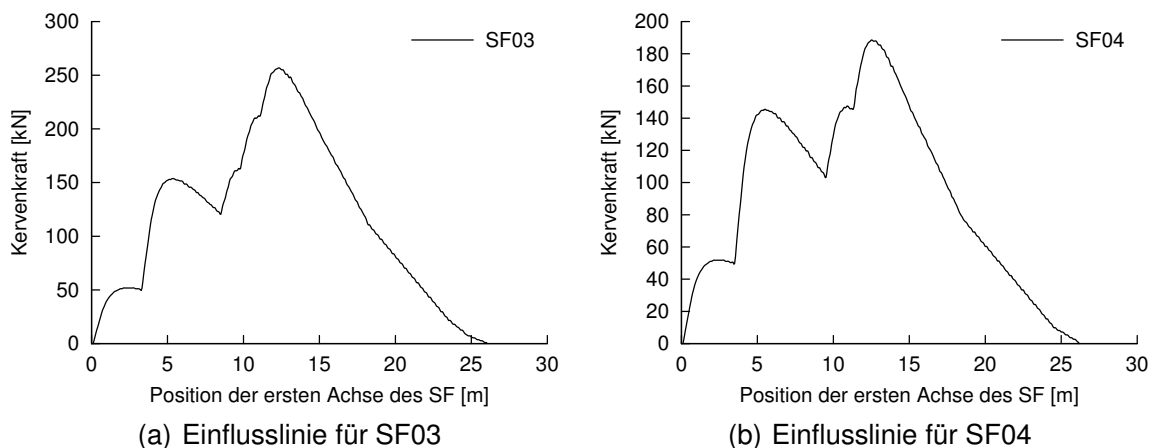


Abbildung E.7: Einflusslinien der Schubkraft an der Kerve (FLM 4) - 15 m, SF03 und SF04

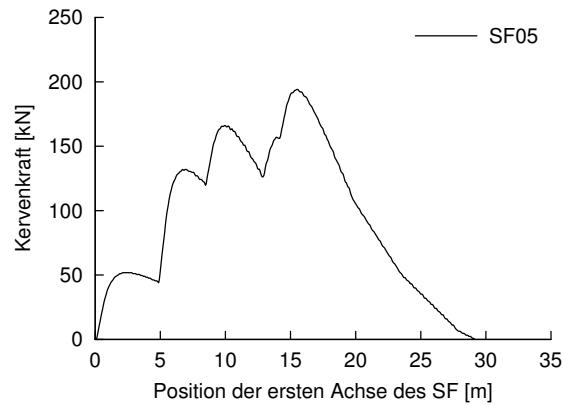


Abbildung E.8: Einflusslinien der Schubkraft an der Kerbe (FLM 4) - 15 m, SF05

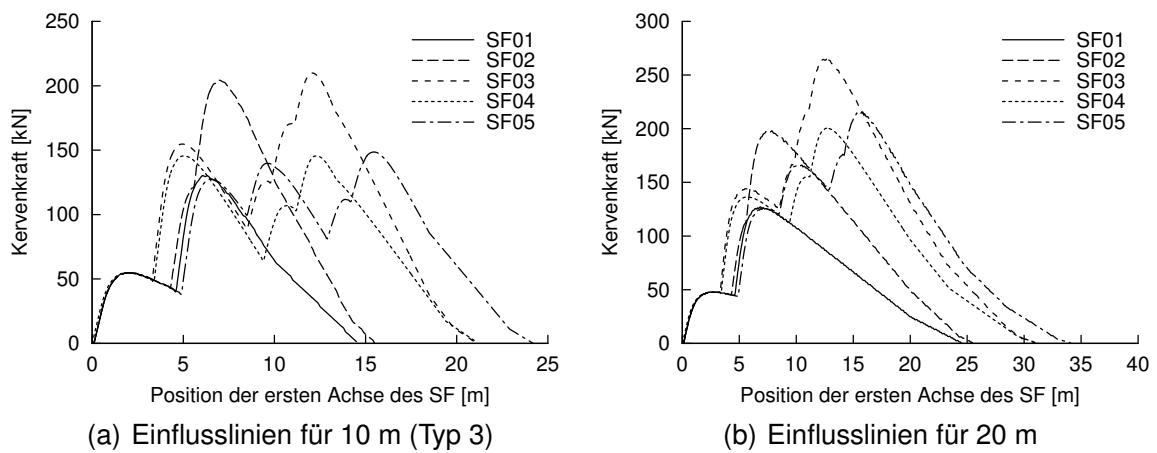


Abbildung E.9: Einflusslinien der Schubkraft an der Kerbe (FLM 4) - 10 m und 20 m

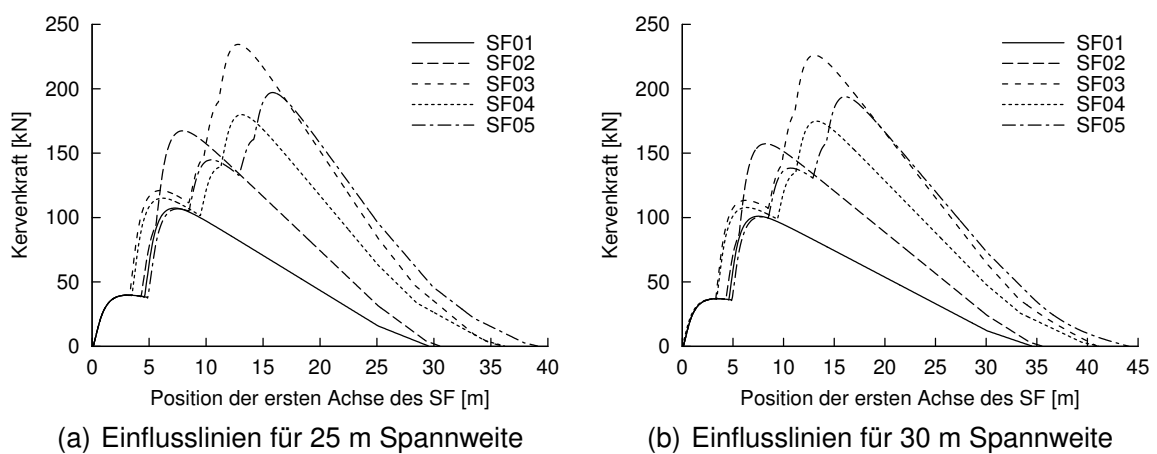


Abbildung E.10: Einflusslinien der Schubkraft an der Kerbe (FLM 4) - 25 m und 30 m

F Schädigungen der Kerne

F.1 Schädigungen infolge FLM 3

In Tab. F.1 bis Tab. F.3 sind die Schädigungen der Kerne für die verschiedenen Spannweiten für die Querschnittstypen 1 und 2 für verschiedene Nutzungsdauern aufgeführt. Es wird deutlich, dass die Schädigung mit zunehmender Nutzungsdauer größer wird.

Tabelle F.1: Schädigung für FLM 3, Querschnittstypen 1 und 2, Nutzungsdauer 80 Jahre

Querschnittstyp	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
Spannweite [m]	10	10	15	15	20	20	25	25	30	30
D_{VK4}	0,57	0,59	0,60	0,62	0,58	0,57	0,53	0,52	0,50	0,53
D_{VK3}	0,63	0,65	0,66	0,68	0,63	0,61	0,56	0,55	0,53	0,55
D_{VK2}		0,76		0,78		0,68		0,60		0,59
D_{VK1}		0,92		0,91		0,78		0,66		0,63

Tabelle F.2: Schädigung für FLM 3, Querschnittstypen 1 und 2, Nutzungsdauer 120 Jahre

Querschnittstyp	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
Spannweite [m]	10	10	15	15	20	20	25	25	30	30
D_{VK4}	0,60	0,61	0,62	0,65	0,60	0,59	0,54	0,54	0,51	0,54
D_{VK3}	0,67	0,68	0,69	0,71	0,65	0,63	0,58	0,57	0,54	0,56
D_{VK2}		0,80		0,81		0,71		0,62		0,60
D_{VK1}		0,98		0,96		0,81		0,68		0,65

Tabelle F.3: Schädigung für FLM 3, Querschnittstypen 1 und 2, Nutzungsdauer 140 Jahre

Querschnittstyp	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
Spannweite [m]	10	10	15	15	20	20	25	25	30	30
D_{VK4}	0,61	0,62	0,63	0,66	0,61	0,60	0,55	0,54	0,52	0,54
D_{VK3}	0,68	0,69	0,70	0,72	0,66	0,64	0,58	0,57	0,54	0,56
D_{VK2}		0,82		0,83		0,72		0,63		0,61
D_{VK1}		1,00		0,98		0,82		0,69		0,66

In Tab. F.4 bis Tab. F.6 sind die Schädigungen der Kerne für die verschiedenen Spannweiten für den Querschnittstyp 3 für verschiedene Nutzungsdauern aufgeführt. Auch hier wird deutlich, dass die Schädigung mit zunehmender Nutzungsdauer größer wird.

Tabelle F.4: Schädigung für FLM 3, Querschnittstyp 3, Nutzungsdauer 80 Jahre

Spannweite [m]	10	15	20	25	30
D_{VK4}	0,50	0,61	0,55	0,44	0,44
D_{VK3}	0,56	0,68	0,60	0,47	0,46
D_{VK2}	0,69	0,81	0,70	0,52	0,51
D_{VK1}	0,91	1,02	0,84	0,59	0,56

Tabelle F.5: Schädigung für FLM 3, Querschnittstyp 3, Nutzungsdauer 120 Jahre

Spannweite [m]	10	15	20	25	30
D_{VK4}	0,52	0,64	0,58	0,45	0,45
D_{VK3}	0,59	0,71	0,63	0,48	0,47
D_{VK2}	0,74	0,86	0,74	0,54	0,52
D_{VK1}	1,00	1,10	0,89	0,61	0,58

Tabelle F.6: Schädigung für FLM 3, Querschnittstyp 3, Nutzungsdauer 140 Jahre

Spannweite [m]	10	15	20	25	30
D_{VK4}	0,53	0,65	0,58	0,46	0,45
D_{VK3}	0,60	0,73	0,64	0,49	0,48
D_{VK2}	0,76	0,89	0,75	0,55	0,53
D_{VK1}	1,04	1,13	0,91	0,62	0,59

F.2 Schädigungen infolge FLM 4

In Tab. F.7 und Tab. F.8 sind die Schädigungen der Kerne für 10 m und 15 m Spannweite für den Querschnittstyp 3 für Nutzungsdauern von 120 Jahren und 140 Jahren aufgeführt. Die Werte gelten für Verkehrskategorie 2 und die Verkehrsart mittlere Entfernung. Für die Querschnittstypen 1 und 2 ergeben sich keine nennenswerten Schädigungen der Kerne.

Tabelle F.7: Schädigung für mittlere Entfernung, Querschnittstyp 3, Nutzungsdauer 120 Jahre

Spannweite [m]	10	15
D_{VK2}	0,12	0,13

Tabelle F.8: Schädigung für mittlere Entfernung, Querschnittstyp 3, Nutzungsdauer 140 Jahre

Spannweite [m]	10	15
D_{VK2}	0,14	0,15

In Tab. F.9 bis Tab. F.11 sind die Schädigungen der Kerne für verschiedene Spannweiten für die Querschnittstypen 2 und 3 für unterschiedliche Nutzungsdauern aufgeführt. Es sind Werte für Verkehrskategorien 1 und 2 und die Verkehrsart große Entfernung.

Tabelle F.9: Schädigung für große Entfernung, Querschnittstypen 2 und 3, Nutzungsdauer 80 Jahre

Querschnittstyp	2		3		
	10	15	10	15	20
D_{VK2}		0,11	0,14		
D_{VK1}	0,37	0,24	0,43	0,55	0,17

Tabelle F.10: Schädigung für große Entfernung, Querschnittstypen 2 und 3, Nutzungsdauer 120 Jahre

Querschnittstyp	2		3		
	10	15	10	15	20
D_{VK2}	0,14		0,16	0,21	
D_{VK1}	0,56	0,36	0,64	0,83	0,25

Tabelle F.11: Schädigung für große Entfernung, Querschnittstypen 2 und 3, Nutzungsdauer 140 Jahre

Querschnittstyp	2		3		
	10	15	10	15	20
D_{VK2}	0,16	0,11	0,19	0,24	
D_{VK1}	0,65	0,42	0,75	0,97	0,29