

Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von hybriden Trägern zur verformungsorientierten Bemessung

Vom Fachbereich Bauingenieurwesen
der Rheinland-Pfälzischen Technischen Universität
Kaiserslautern Landau
zur Verleihung des akademischen Grades

DOKTOR-INGENIEUR (Dr.-Ing.)

genehmigte

DISSERTATION

von

Philipp Hauser, M.Sc.

aus Saarburg

Dekan: Prof. Dr.-Ing. Karsten Körkemeyer
1. Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Kurz
2. Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. Karsten Geißler
Tag der mündlichen Prüfung: 18.12.2023

Kaiserslautern 2023

(D 386)

Philipp Hauser

**Untersuchungen zum Trag- und
Verformungsverhalten von hybriden Trägern zur
verformungsorientierten Bemessung**

Vorwort

Vorliegende Dissertation entstand in den Jahren 2018 bis 2022 während meiner Zeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Fachgebiet Stahlbau an der Technischen Universität Kaiserslautern.

An erster Stelle gilt mein besonderer Dank Herrn Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Kurz für die Anstellung an seinem Fachgebiet und die Ermöglichung meiner Promotion. Bedanken möchte ich mich aber auch für die zahlreichen intensiven Gespräche und wertvollen fachlichen Rat im Zusammenhang dieser Arbeit.

Ausdrücklicher Dank gilt außerdem dem zweiten Berichterstatter Herrn Prof. Dr.-Ing. Karsten Geißler für die Begutachtung vorliegender Arbeit, aber auch für die konstruktive Zusammenarbeit bei zahlreichen Projektbesprechungen zum gemeinsamen Forschungsprojekt.

Ich möchte mich außerdem bei allen aktuellen und damaligen Kolleginnen und Kollegen der Fachgebiete Stahlbau, Massivbau und Baukonstruktion sowie Statik und Dynamik der Tragwerke für die besondere Zusammenarbeit und konstruktiven fachlichen Austausch bedanken.

Bei allen Studierenden, die mich während meiner Forschung als wissenschaftliche Hilfskräfte oder im Rahmen von Studien-, Bachelor- oder Masterarbeiten unterstützt haben, möchte ich mich besonders für die Zusammenarbeit bedanken.

Allen Mitarbeitern des Labors für konstruktiven Ingenieurbau der Technischen Universität gilt ein besonderer Dank für die tatkräftige Unterstützung bei der Herstellung der Versuchsträger und der Durchführung der Bauteilversuche.

Eine besondere Dankbarkeit gilt meinem langjährigen Bürokollegen Yannick Broschart für die schöne gemeinsame Zeit an der Universität, aber auch in der Freizeit. Vielen Dank für die vielen und intensiven fachlichen Diskussionen und für das Lesen und Kommentieren vorliegender Arbeit.

Außerdem möchte ich mich von ganzem Herzen bei meiner Familie bedanken, die mich bei meinem gesamten Lebensweg immer unterstützt und gefördert hat und mir während dem gesamten Entstehungsprozess dieser Arbeit den Rücken gestärkt hat. Ein weiterer Dank gilt allen meinen Freunden, die mir immer zuverlässig zur Seite stehen und gemeinsam mit mir die Zeit außerhalb der Arbeit genießen.

Kaiserslautern, Mai 2023

Inhalt

Kurzfassung	iv
1 Einleitung	1
1.1 Allgemeines	1
1.2 Ausgangssituation und Zielsetzung	2
1.3 Methodik der Arbeit	4
2 Stand der Technik	9
2.1 Bemessung von Stahl-Beton-Verbundträgern	9
2.2 Besonderheiten statisch unbestimmter Verbundträger	12
2.3 Tragverhalten der Verbundfuge von Stahl-Beton-Verbundträgern mit Kopfbolzendübeln	13
2.4 Versuche an Stahl-Beton-Verbundträgern	18
2.5 Tragverhalten von Holz-Beton-Verbundträgern	21
3 Modellierung nachgiebig verbundener hybrider Träger	25
3.1 Allgemeines	25
3.2 Theorie des elastischen Verbundes	26
3.3 Stabwerkmodelle	37
4 Erweiterung der Analytik für statisch unbestimmte Systeme	40
4.1 Allgemeines	40
4.2 Herleitung der Lastfälle	41
4.3 Iterative Lösung der erweiterten DGL	45
4.4 Segment-Lamellen-Methode unter allgemeinen Randbedingungen	48
4.5 Sonderfall des symmetrischen Zweifeldträgers	51
5 Stabwerkmodelle zur Berechnung von Stahl-Beton-Verbundträgern	62
5.1 Allgemeines	62
5.2 Aufbau der Modelle	62
5.3 Validierung der Modelle	64
6 Numerische Simulation von Stahl-Beton-Verbundträgern	70
6.1 Allgemeines	70
6.2 Materialmodelle	71
6.3 Modellerstellung	75
7 Voruntersuchung zur Modellierung von Verbundträgern	78
7.1 Allgemeines	78
7.2 Numerische Simulation des lokalen Kopfbolzentragverhaltens	78

7.3	Modellierung der Abhebung im Stabwerkmodell _____	85
7.4	Analytische Berechnung der Abhebung _____	89
7.5	Vergleich der Modellrechnung am Einfeldträger _____	90
7.6	Zwischenfazit zur Modellrechnung _____	100
8	Experimentelle Untersuchung großmaßstäblicher Verbundträger _____	101
8.1	Allgemeines _____	101
8.2	Stahl-Beton-Verbundträger _____	102
8.3	Holz-Beton-Verbundträger _____	122
9	Auswertung der experimentellen Untersuchungen _____	146
9.1	Stahl-Beton-Verbundträger _____	146
9.2	Holz-Beton-Verbundträger _____	171
10	Modellierung der experimentell untersuchten Verbundträger _____	180
10.1	Allgemeines _____	180
10.2	Stahl-Beton-Verbundträger _____	180
10.3	Holz-Beton-Verbundträger _____	192
10.4	Fazit zur Modellierung _____	200
10.5	Anwendung der Modellrechnung zur verformungsorientierten Bemessung _	201
11	Parameterstudie _____	204
11.1	Allgemeines _____	204
11.2	Statisch bestimmter Stahl-Beton-Verbundträger _____	204
11.3	Statisch unbestimmter Stahl-Beton-Verbundträger _____	206
11.4	Holz-Beton-Verbundträger _____	208
11.5	Fazit _____	210
12	Zusammenfassung und Ausblick _____	211
	Literatur _____	216
	Anhang A – Matlab-Skript zur Segment-Lamellen-Methode _____	225
	Anhang B – Versuchsdaten Stahl-Beton-Verbundträger _____	233
	Anhang C – Versuchsdaten Holz-Beton-Verbundträger _____	254
	Lebenslauf _____	269

Kurzfassung

Verbundträger stellen in der Regel aufgrund der Anordnung der Ausgangsmaterialien im System entsprechend den jeweils vorteilhaften Eigenschaften sehr wirtschaftliche Konstruktionen dar. Neben den enormen Steifigkeiten und Tragfähigkeiten im Vergleich zu losen aufeinanderliegenden Querschnitten und dem deutlichen Einsparen an Eigengewicht im Vergleich zu Massivkonstruktionen zeichnen sich Verbundträger aufgrund hoher Vorfertigungsgrade durch einen schnellen Bauablauf aus.

Da die Verbundfuge zwischen Träger und Betonplatte in der Regel nicht unendlich starr ausgeführt werden kann, treten unter Last Relativverschiebungen zwischen den Teilquerschnitten auf, welche das Trag- und Verformungsverhalten des Gesamtsystems maßgebend beeinflussen können. Zum detaillierten Abbilden des realen Last-Verformungs-Verhaltens ist eine Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Verbundfuge daher unerlässlich. Da die Wirtschaftlichkeit von Stahl-Beton-Verbundträgern, den „klassischen Verbundträgern“, maßgebend durch das Ausnutzen plastischer Tragreserven im Grenzzustand der Tragfähigkeit abhängt, werden im Rahmen vorliegender Arbeit Berechnungsverfahren untersucht, die sowohl das nichtlineare Materialverhalten der Teilquerschnitte als auch das nichtlineare Last-Verformungs-Verhalten der Verbundfuge berücksichtigen.

Der Fokus vorliegender Arbeit liegt auf statisch unbestimmten Systemen, da sich die äußeren Schnittgrößen und die Steifigkeitsverteilung entlang der Trägerlänge gegenseitig beeinflussen. Konkret erfolgt die Modellierung mit der Segment-Lamellen-Methode, welche aufbauend auf der Differentialgleichung des elastischen Verbundes über zahlreiche elastische Lastschritte unter Reduktion der Steifigkeit einzelner Querschnittsbereiche das nichtlineare Tragverhalten mit guter Näherung darstellen kann. Darüber hinaus wird eine Übertragung der im Holzbau üblichen Stabwerkmodelle durch Berücksichtigung nichtlinearen Materialverhaltens auf Stahl-Beton-Verbundträger gegeben.

Zur Kalibrierung der Modelle und um zusätzliche Erkenntnisse zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern vor allem in der Verbundfuge zu erhalten, werden drei großmaßstäbliche, statisch unbestimmt gelagerte Stahl-Beton-Verbundträger mit unterschiedlicher Verbundwirkung experimentell untersucht. Als Besonderheit ist zu nennen, dass abweichend von der aktuellen Normenregelung sowohl im Feld- als auch im Stützbereich eine Teilverdübelung vorliegt. Zusätzlich werden drei Versuche an großmaßstäblichen statisch bestimmt gelagerten Holz-Beton-Verbundträgern durchgeführt.

Beim Vergleich der Versuchsergebnisse mit der Modellrechnung kann gezeigt werden, dass das globale Last- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit sehr guter Näherung abgebildet werden kann. Hierdurch eignen sich beide Modellrechnungen als Basis einer verformungsorientierten Bemessung, bei der die Traglast des Systems bei Erreichen von Grenzdehnungen der Teilquerschnitte oder der Grenzverformung in der Verbundfuge erreicht wird. Vorteilhaft bei dieser Bemessung ist, dass einerseits sowohl nichtlineares Materialverhalten als auch die Nachgiebigkeit der Verbundfuge bei der Bemessung berücksichtigt werden kann und andererseits der Verformungszustand unmittelbar bestimmt werden kann.

Abstract

Composite beams generally offer very economical structures due to the arrangement of the materials in the system in accordance with their respective advantageous properties. In addition to the high stiffnesses and load-bearing capacities compared to cross-sections without connection and the significant savings in weight compared to solid structures, composite beams are characterized by a fast construction process due to high prefabrication level.

Since the composite joint between the girder and the concrete slab usually cannot be designed as infinitely rigid, relative displacements occur between the partial cross-sections under load, which have a decisive influence on the load-bearing and deformation behaviour of the structure. For a detailed modelling of the real load-deformation behaviour, it is therefore essential to consider the flexibility of the composite joint. Since the economic efficiency of steel-concrete composite beams, the "classic composite beams", depends to a large extent on the plastic load capacity in the ultimate limit state, the present thesis investigates analysis methods that consider both the nonlinear material behaviour of the components and the nonlinear load-deformation behaviour of the composite joint.

The present thesis focuses on statically undetermined systems, since the internal forces and the stiffness distribution along the beam length influence each other. The modelling is carried out using the segment-lamella method, which, based on the differential equation of the elastic bond, can represent the non-linear load-bearing behaviour with a good approximation via numerous elastic load steps while reducing the stiffness of the cross-sectional area. In addition, a comparison of the framework models used in timber construction is made with steel-concrete composite beams by considering non-linear material behaviour.

In order to validate the models and to acquire additional insights into the load-bearing and deformation behaviour of composite beams, especially in the composite joint, three large-scale statically undetermined steel-concrete composite beams with different composite action are investigated experimentally. A special aspect is the deviation from the current standard regulation. Partial composite action is present in the whole system, both in positive and negative bending moments. In addition, three tests are carried out on large-scale timber-concrete composite beams to investigate the applicability of the models on these systems.

Comparing the test results with the modelling, it is shown that the global load and deformation behaviour of composite beams can be described with a high degree of accuracy. This means that both models are suitable as the basis for a deformation-oriented design in which the ultimate load of the system is reached when either the limit strains of the partial cross-sections or the limit deformation in the composite joint is reached. The benefit of this design is that both non-linear material behaviour and the flexibility of the composite joint are considered in the design and that the deformations are determined directly and with a high accuracy.

1 Einleitung

1.1 Allgemeines

Eine der zentralen Herausforderungen aktueller Zeiten ist die Bewältigung der Klimakrise. Neben dem Umgang mit den Folgen ist nach wie vor eine Eindämmung der Erderwärmung elementar. Hierzu ist eine Begrenzung des Ausstoßes von Treibhausgasen, vor allem von CO₂, unerlässlich. Hier ist die Baubranche aufgrund des enormen Ausstoßes in der Pflicht, einen beträchtlichen Beitrag zur Reduktion zu leisten. Laut UN-Bericht [Buildings Global Status Report 2020] war der Gebäudesektor im Jahr 2019 insgesamt für 38 % des globalen CO₂-Ausstoßes verantwortlich. Auch wenn ein wesentlicher Anteil auf den Betrieb und die Nutzung der Gebäude fällt, so fallen dennoch 10 % des globalen CO₂-Ausstoßes auf die Bauindustrie, beispielsweise bei der Herstellung von Baustoffen wie Zement oder Stahl (siehe Abbildung 1-1). Es wird also deutlich, dass auch der Bereich des konstruktiven Ingenieurbaus über Materialeinsparungen einen wesentlichen Beitrag zur Problemlösung leisten kann.

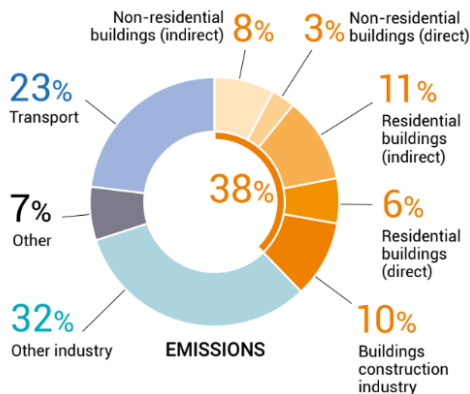


Abbildung 1-1: Anteile des globalen CO₂-Ausstoßes aus dem Jahre 2019 aus [Buildings Global Status Report 2020]

Das Ziel der Tragwerksplanung muss daher wirtschaftliche Konstruktionen mit einem ressourcenschonenden Materialeinsatz ohne Reduktion des gesellschaftlich geforderten Niveaus an Sicherheit sein. Dies kann einerseits durch den Planer beim Entwurf durch Wahl geeigneter Konstruktionen und Materialien erfolgen. Andererseits müssen aber auch die technischen Regelwerke und Bemessungsverfahren so gestaltet sein, dass sie diesem Ziel dienen.

Vor allem hybride Träger können durch die Ausnutzung der jeweils vorteilhaften Materialeigenschaften der einzelnen Komponenten besonders wirtschaftliche Konstruktionen darstellen. So können beispielsweise für die Nutzung des Bauwerks erforderliche horizontale Betonplatten, wie Decken im Hochbau oder Fahrbahnplatten im Brückenbau, gleichzeitig als Obergurt in hybriden Trägerkonstruktionen zum Einsatz kommen und sich am globalen Lastabtrag beteiligen.

Der Begriff „Hybrid“ beschreibt laut [Duden.de] „Gebilde aus zwei oder mehreren Komponenten“. Folglich handelt es sich bei hybriden Trägern um aus mindestens zwei

Komponenten oder Materialien zusammengesetzte Träger. Die im Bauwesen aktuell am häufigsten zur Anwendung kommenden hybriden Träger sind Stahl-Beton-Verbundträger und Holz-Beton-Verbundträger. Aber auch Träger aus anderen Materialkombinationen wie beispielsweise zusammengesetzte Querschnitte aus Holz werden als hybride Träger bezeichnet.

Damit die einzelnen Komponenten tatsächlich als ein gemeinsamer Querschnitt wirken können, ist eine schubfeste Verbindung zwischen beiden unerlässlich. Hierfür werden je nach Materialkombination hauptsächlich mechanische Verbindungsmittel verwendet. Da diese in aller Regel nicht komplett starr ausgeführt werden können, stellen sich unter Last, wenn auch teilweise nur sehr geringe, Verformungen ein. Da diese Verformungen einen wesentlichen Einfluss auf das Tragverhalten des gesamten Trägers haben, wird in vorliegender Arbeit auf dieser Nachgiebigkeit in der Verbundfuge ein besonderes Augenmerk gelegt.

Aufgrund der im Vergleich zu zwei Einzelquerschnitten größeren statischen Höhe im Verbundquerschnitt besitzt dieser deutlich höhere Tragfähigkeiten und Steifigkeiten, sodass sich größere Spannweiten realisieren lassen, die Verformungen geringer ausfallen und sich das Schwingungsverhalten verbessert. Durch den hohen Vorfertigungsgrad im Stahlbau oder im Holzbau kann darüber hinaus mit Fertigteilen oder Halbfertigteilen der Bauablauf optimiert und die Bauzeit reduziert werden.

Im Vergleich zur Massivdecke kann die Deckenhöhe des Betonquerschnitts und somit das Eigengewicht deutlich reduziert werden. Durch die Reduktion der Deckenhöhe wird am Bauteil selbst ressourcenintensiver Beton und Bewehrung eingespart, aber auch darunterliegende Bauteile wie Wände, Stützen und Fundamente können aufgrund der geringeren Lasten mit kleineren Querschnitten ausgeführt werden. Speziell bei Holz-Beton-Verbundkonstruktionen kann ein Teil des Betons durch den nachwachsenden Rohstoff Holz ersetzt werden.

Darüber hinaus besteht bei Verbundträgern das Potenzial, mit detaillierteren Bemessungsverfahren und durch realistischere, teilweise geringere Teilsicherheitsbeiwerte der einzelnen Materialien die rechnerische Tragfähigkeit bei ausreichendem Sicherheitsniveau zu erhöhen und im anderen Fall die erforderlichen Querschnitte zu verringern, um somit wertvolle Ressourcen einsparen zu können. Dieses Potenzial soll im folgenden Abschnitt näher erläutert werden.

1.2 Ausgangssituation und Zielsetzung

Nachfolgende Untersuchungen werden im Rahmen des DFG-geförderten Gemeinschaftsforschungsprojektes des Fachgebiets „Entwerfen und Konstruieren – Stahlbau“ der Technischen Universität Berlin und dem Fachgebiet „Stahlbau“ der Technischen Universität Kaiserslautern mit dem Titel „Zuverlässigkeitstheoretisches Konzept für die verformungsorientierte Bemessung von hybriden Bauteilen wie Verbundträgern“ durchgeführt.

Das übergeordnete Ziel einer Reihe von Forschungsprojekten zu diesem Thema ist ein verformungsorientiertes Bemessungsverfahren, bei dem im Gegensatz zu den aktuellen normativen Regelungen der DIN EN 1994-1-1 die Nachgiebigkeit der Verbundfuge und somit auftretende Verformungen der Verbundfuge berücksichtigt werden. Bei dieser Art

der Bemessung wird das Trag- und Verformungsverhalten der Verbundträger im Vergleich zur vollplastischen Bemessung sehr genau abgebildet und die Tragfähigkeit wird bei Erreichen der Grenzdehnung im Beton oder Stahl oder bei Erreichen der maximalen Verformbarkeit in der Verbundfuge erreicht. Hierdurch können vor allem die auftretenden Verformungen sowohl im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit als auch im Grenzzustand der Tragfähigkeit genauer und in nur einem Nachweisverfahren bestimmt werden. Vor allem der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit würde an dieser Stelle von einer deutlich detaillierteren Verformungsberechnung profitieren. So wird in [Grages 2007] eine offenkundige Diskrepanz zwischen den nach DIN EN 1994-1-1 berechneten und den in der Praxis aufgetretenen Verformungen bei Stahl-Beton-Verbundträgern bemängelt. Einerseits können durch resultierende Gebrauchstauglichkeitsmängel erhebliche finanzielle Schäden entstehen, andererseits können Unsicherheiten bei der Verformungsberechnung von schlanken, weitspannenden Verbundträgern Anwendungshemmnisse darstellen oder eine wirtschaftliche Querschnittsbemessung verhindern.

Darüber hinaus soll anhand von zuverlässigkeitstheoretischen Untersuchungen eine Anpassung der Teilsicherheitsbeiwerte auf Materialseite von Verbundträgern vorgenommen werden. Diese Teilsicherheitsbeiwerte sind baustoffspezifisch festgelegt und so kalibriert, dass Abweichungen der charakteristischen Widerstände und Nennabmessungen zur unsicheren Seite abgefangen werden [DIN 1981]. Als „Abstand zwischen einwirkenden und widerstehenden Größen“ ist die Größe des Teilsicherheitsbeiwertes somit von maßgebender Bedeutung für die Sicherheit gegen Versagen [Geißler 2008]. Um das geforderte Sicherheitsniveau sicherzustellen, erfordern Materialien mit stark streuenden Eigenschaften einen höheren materialspezifischen Teilsicherheitsbeiwert als Materialien mit gering streuenden Eigenschaften. In den aktuellen Regelungen der DIN EN 1994-1-1 werden für Beton und Bewehrung die Teilsicherheitsbeiwerte der DIN EN 1992-1-1 aus dem reinen Massivbau und für Baustahl der Teilsicherheitsbeiwert aus DIN EN 1993-1-1 für reinen Stahlbau verwendet. Da diese Übertragung der Teilsicherheitsbeiwerte nicht auf Grundlage sicherheitstheoretischer Untersuchungen an Verbundträgern basieren und positive Einflüsse der Verbundwirkung unberücksichtigt bleiben, könnten durch realistische Teilsicherheitsbeiwerte wirtschaftlichere Konstruktionen ohne Reduktion des geforderten Sicherheitsniveaus entstehen. So ermitteln Geißler und Korpas in [Geißler 2018] beispielhaft anhand statisch bestimmter Verbundträger Teilsicherheitsbeiwerte für Beton von $\gamma \approx 1,0$ und für Baustahl von $\gamma > 1,0$, was in deutlichem Widerspruch zu den aktuellen Regelungen steht.

Sowohl für die verformungsorientierte Bemessung hybrider Träger als auch für sicherheitstheoretische Untersuchungen zur Modifizierung der Teilsicherheitswerte bedarf es einfache und praxistaugliche Modellierungsmethoden, die das Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern realistisch abbilden können. Aufgrund der hohen Duktilität des Baustahls und des Reißens des Betons ist dabei eine Berücksichtigung nichtlinearen Materialverhaltens unerlässlich. Im vorherigen Forschungsprojekt konnten in [Kostadinova 2019] und [Korpas 2019] bereits die Grundlagen für statisch bestimmte Stahl-Beton-Verbundträger gelegt werden. Im Rahmen des Folgeprojekts sollen diese Erkenntnisse nun auf statisch unbestimmte Systeme und auf abweichende Materialkombinationen mit dem Fokus auf sprödem Bauteilverhalten erweitert werden.

Die sicherheitstheoretischen Untersuchungen der Verbundträger werden an der TU Berlin durchgeführt. Dabei kann über Monte-Carlo-Simulationen mit streuenden Materialkenngrößen das Sicherheitsniveau, besser gesagt die erforderlichen Teilsicherheitsbeiwerte für einen Verbundträger berechnet werden. Aufgrund der hohen Anzahl an einzelnen Berechnungen je Träger wird ein vereinfachtes Berechnungsmodell entwickelt, bei dem beispielsweise die Form des Schlupfverlaufs als mathematische Funktion vorgegeben werden muss (siehe [Korpas 2019]). Unter anderem zur Bestimmung der Ausbildung des Schlupfverlaufs werden an beiden Forschungsstellen experimentelle Untersuchungen an großmaßstäblichen Verbundträgern durchgeführt.

Im Rahmen dieser Arbeit werden Modellierungsverfahren untersucht, bei denen das Last- und Verformungsverhalten von Verbundträgern allgemeiner systemischer Randbedingungen unter Berücksichtigung nichtlinearen Materialverhaltens und der Nachgiebigkeit der Verbundfuge unabhängig von Vorgaben beispielsweise zum Schlupfverlauf, bestimmt werden können. Die Modelle sollen dann anhand der experimentellen Untersuchungen kalibriert und validiert werden. Im weiteren Schritt soll anhand der kalibrierten Modellrechnung die vereinfachte Modellierung der TU Berlin bestätigt werden. Darüber hinaus kann anhand der Modellrechnung dieser Arbeit ein Werkzeug als Basis der verformungsorientierten Bemessung hybrider Träger geschaffen werden.

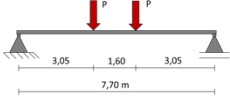
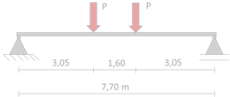
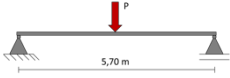

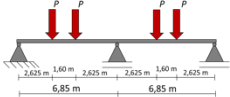
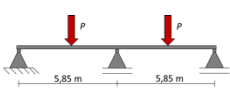
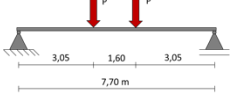
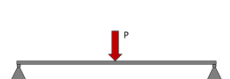
1.3 Methodik der Arbeit

Da im Rahmen dieser Arbeit neben den eigenen experimentellen Untersuchungen noch weitere Ergebnisse von Verbundträgerversuchen zum Vergleich mit der Modellrechnung herangezogen werden, gibt Tabelle 1-1 zunächst einen Überblick über alle im Rahmen des gesamten DFG-geförderten Forschungsprojekts durchgeführten großmaßstäblichen Versuche an Verbundträgern. Das Ziel jeder Versuchsreihe ist bei gleichem statischen System und Querschnitt den Einfluss unterschiedlicher Verdübelung auf das Trag- und Verformungsverhalten der Verbundträger zu untersuchen.

Um die Verbundwirkung der einzelnen Versuchsträger übersichtlich darzustellen, wird bei den Stahl-Beton-Verbundträgern der Verdübelungsgrad entsprechend DIN EN 1994-1-1 angegeben. Durch die Besonderheit der von DIN EN 1994-1-1 abweichenden Teilverdübelung im Stützbereich der Zweifeldträger wird hier der Verdübelungsgrad im Stützbereich angegeben, wobei der Verdübelungsgrad im Feldbereich in sehr ähnlicher Größenordnung liegt. Aufgrund der elastischen Bemessung der Verbundfuge der HBV-Träger kann für diese kein Verdübelungsgrad nach DIN EN 1994-1-1 bestimmt werden und es wird der Verbundfaktor γ entsprechend DIN EN 1995-1-1 in der Tabelle angegeben.

Zum Schaffen eines besseren Überblicks werden alle im Rahmen dieser Arbeit betrachteten Trägerversuche in Tabelle 1-1 hervorgehoben.

Die zwölf statisch bestimmten Stahl-Beton-Verbundträger wurden im Rahmen des vorherigen Forschungsprojektes untersucht. Die sechs Trägerversuche mit zwei Einzellasten wurden an der TU Kaiserslautern durchgeführt und sind in [Kostadinova 2019] beschrieben. Die sechs Versuchsträger mit einer Einzellast wurden an der TU Berlin untersucht und sind in [Korpas 2019] dokumentiert.

	System	Träger	Beton	Verbundmittel	Verdübelungsgrad
Statisch bestimmt		Stahl IPE400	C30/37	KBD Ø16mm h = 100 mm	$\eta_F = 0,33$ $\eta_F = 0,66$ $\eta_F = 1,10$
		Stahl IPE400	C50/60	KBD Ø16mm h = 100 mm	$\eta_F = 0,70$ $\eta_F = 0,89$ $\eta_F = 1,75$
		Stahl HEB400	C30/37	KBD Ø22mm h = 100 mm	$\eta_F = 0,51$ $\eta_F = 0,84$ $\eta_F = 1,21$
		Stahl IPE400	C30/37	KBD Ø22mm h = 100 mm	$\eta_F = 0,45$ $\eta_F = 0,71$ $\eta_F = 0,97$
Statisch unbestimmt		Stahl IPE400	C30/37	KBD Ø16mm h = 100 mm	$\eta_S = 0,40$ $\eta_S = 0,67$ $\eta_S = 0,94$
		Stahl IPE400	C30/37	KBD Ø22mm h = 100 mm	$\eta_S = 0,40$ $\eta_S = 0,70$ $\eta_S = 1,00$
Erweiterte Materialkombination		Holz GL75 bxh [mm] 120 x 240	C25/30	Schraube Winkel 45°	$\gamma = 0,20$ $\gamma = 0,23$ $\gamma = 0,27$
		Holz C24 bxh [mm] 160 x 235	C25/30	Schraube Winkel 45°	$\gamma = 0,30$ $\gamma = 0,46$
				Schraube Winkel 90°	$\gamma = 0,05$ $\gamma = 0,09$

η Verdübelungsgrad nach DIN EN 1994-1-1 (6.2.1.3 (3)) F Feldquerschnitt
 γ Verbundfaktor nach DIN EN 1995-1-1 Anhang B S Stützquerschnitt

Tabelle 1-1: Übersicht der Trägerversuche im DFG-Forschungsprojekt

Im Zusammenhang des Folgeprojektes werden je Forschungsstelle drei symmetrische Zweifeldträger und drei und im anderen Fall vier statisch bestimmte Holz-Beton-Verbundträger geprüft. Im Rahmen dieser Arbeit werden drei Versuche an Zweifeldträgern mit zwei Einzellasten je Feld und einer Gesamtlänge von 14 m durchgeführt, mit dem Ziel der Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens in Abhängigkeit der Rissbildung des Betons und somit der Steifigkeitsverteilung entlang der Trägerlänge zu untersuchen. Darüber hinaus werden drei Versuche an einfeldrigen Holz-Beton-Verbundträgern mit zwei Einzellasten und einer Länge von 8 m mit dem Ziel der Untersuchung spröden Bauteilverhaltens durchgeführt.

Auch wenn in Abschnitt 2.4 zahlreiche Versuche an statisch unbestimmten Verbundträgern recherchiert werden konnten, so sind die eigenen Versuche aufgrund des Schwerpunkts der Verformungen der Verbundfuge und dem Einsatz modernster Messtechnik erforderlich.

Im Rahmen dieser Arbeit werden zusätzlich die drei Einfeldträger mit einem Beton der Festigkeitsklasse C30/37 aus [Kostadinova 2019] für allgemeine Voruntersuchungen und zum Kalibrieren der aufgestellten Modelle herangezogen. Darüber hinaus soll mit den hier untersuchten Modellen eine Parameterstudie mit streuenden Materialparametern durchgeführt werden, um die Vergleichbarkeit der Modelle der beiden Forschungsstellen nachweisen zu können und um systematische Einflüsse aus statischem System oder Material ausschließen zu können. Hierfür werden Vergleichsrechnungen zu den von Korpas an der TU Berlin durchgeführten Monte-Carlo-Simulationen gegeben. Konkret wird aus dem Versuchsprogramm der TU Berlin je ein einfeldriger Stahl-Beton-Verbundträger, ein zweifeldriger Stahl-Beton-Verbundträger und ein Holz-Beton-Verbundträger mit mittlerem Verdübelungsgrad untersucht.

Um den Aufbau vorliegender Arbeit zu veranschaulichen, zeigt Abbildung 1-2 die Struktur und die Anordnung der einzelnen Kapitel im Gesamtkontext. Grundsätzlich gliedert sich der Aufbau in einen wesentlichen Block über die Modellierung von Verbundträgern, einen zu den durchgeführten Trägerversuchen und einen zu Vergleichsrechnungen der Modelle zu den experimentellen Untersuchungen.

Um den aktuellen Stand der Technik im Kontext dieser Arbeit zu beleuchten, wird in Abschnitt 2 zunächst allgemein die Bemessung von Stahl-Beton-Verbundträgern, das lokale Tragverhalten von Kopfbolzendübeln und die Besonderheiten statisch unbestimmter Verbundträger erläutert. Darüber hinaus wird aufgrund der angestrebten Erweiterung der Modelle auf weitere Materialkombinationen das Tragverhalten und die Bemessung von Holz-Beton-Verbundträgern näher beschrieben.

Darauf aufbauend soll die Modellierung von Verbundträgern in den Fokus gestellt werden. Hierfür wird in Abschnitt 3.2 die analytische Berechnung als Lösung der Differentialgleichung des elastischen Verbundes zunächst als Stand der Technik zusammengefasst. Parallel dazu wird in Abschnitt 3.3 die Modellierung von Verbundträgern mit Stabwerkmodellen, wie sie im Holz-Beton-Verbundbau bereits zur Anwendung kommt, beschrieben.

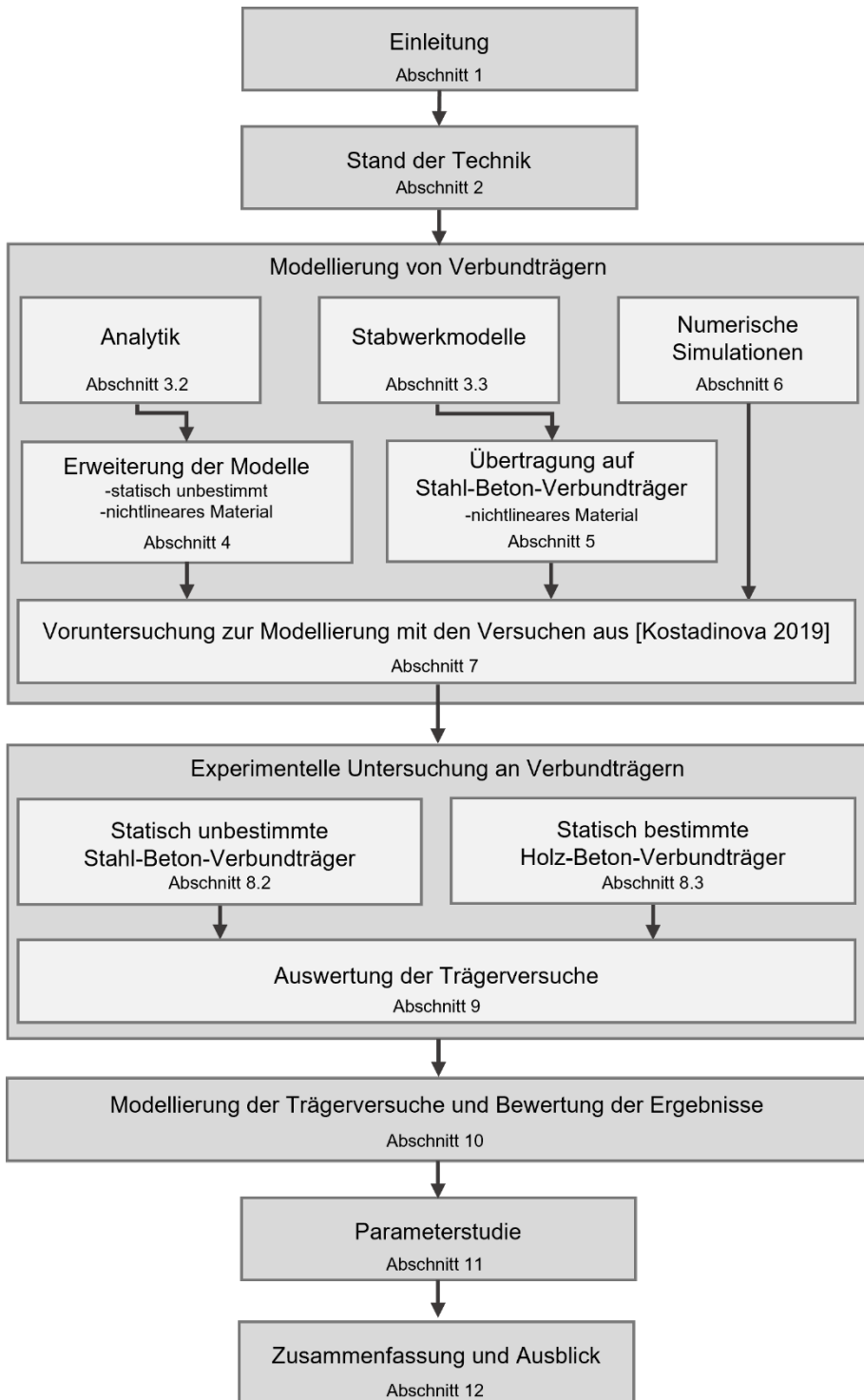


Abbildung 1-2: Struktur der Arbeit

Aufbauend auf dem Stand der Technik zu den analytischen Lösungen erfolgt in Abschnitt 4 eine Erweiterung der Modelle auf allgemeine systemische Randbedingung, also die Lösung statisch unbestimmter Systeme. Hierzu wird ein allgemeiner iterativer Ansatz beschrieben, mit dem bei statisch unbestimmten Systemen die Lösung trotz fehlender mathematischer und physikalischer Randbedingungen gefunden werden kann. Darüber hinaus wird mit der Segment-Lamellen-Methode eine Möglichkeit gezeigt, trotz elastischer Berechnung mit DGL, nichtlineares Materialverhalten abbilden zu können. Hierzu wird ein allgemeines Ablaufschema eines Berechnungsalgorithmus gegeben.

Außerdem wird in Abschnitt 5 die Übertragbarkeit der im Holz-Beton-Verbundbau üblichen Stabwerkmodelle auf Stahl-Beton-Verbundträger untersucht. Aufgrund der Duktilität des Stahls und der Rissbildung des Betons, vor allem im Bereich negativer Momente bei statisch unbestimmten Systemen, liegt der Fokus hierbei auf der Modellierung der einzelnen Komponenten unter Berücksichtigung nichtlinearen Materialverhaltens.

Zusätzlich wird die Modellierung der Stahl-Beton-Verbundträger mit numerischer Simulation im dreidimensionalen Modell mit Volumenelementen mit dem wissenschaftlichen Finite-Elemente-Programm Abaqus in Abschnitt 6 erläutert. Hier wird detailliert auf die Materialmodellierung, die Vernetzung und die Kontaktmodellierung bei der Modellerstellung eingegangen.

Zur Verifizierung der nichtlinearen Berechnungen von Verbundträgern mit Segment-Lamellen-Methode und Stabwerkmodell werden in Abschnitt 7 die Einfeldträger aus [Kostadinova 2019] nachgerechnet. Zusätzlich werden die Versuchsergebnisse und Modellrechnungen mit den Ergebnissen eigener numerischer Simulationen verglichen.

In Abschnitt 8 erfolgt eine detaillierte Beschreibung der Herstellung und der Vorbereitung der Versuchskörper, der Versuchsdurchführung sowie der Versuchsergebnisse der Bauteilversuche. Abschnitt 9 enthält eine vertiefte Auswertung der Versuche sowie einen Vergleich der Modellrechnungen mit den realen Ergebnissen und eine abschließende Bewertung der Modellierung. Anhand der kalibrierten Berechnungsmodelle erfolgt in Abschnitt 10 eine umfangreiche Parameterstudie mit streuenden Materialkennwerten, um so die vereinfachten Modelle der Monte-Carlo-Simulationen aus [Korpas 2019] bestätigen zu können. Abschließend können in Abschnitt 11 die wichtigsten Erkenntnisse vorliegender Arbeit zusammengefasst werden und einen Ausblick auf weitere Forschungspunkte gegeben werden.

2 Stand der Technik

2.1 Bemessung von Stahl-Beton-Verbundträgern

Im Vergleich zu zwei losen aufeinanderliegenden Bauteilen, bei denen sich das Gesamtmoment als Summe aus den Eigenbiegemomenten der beiden Teilquerschnitten zusammensetzt, welches sich entsprechend der jeweiligen Biegesteifigkeit aufteilt, entfällt bei Verbundbauteilen abhängig vom Grad der Verdübelung ein wesentlicher Anteil auf das Verbundmoment. Das Verbundmoment ergibt sich aus der Verbundnormalkraft, welche aus Gleichgewichtsgründen in den beiden Verbundpartnern entgegengesetzt gleich groß ist und dem Hebelarm als Abstand der Schwerachsen der beiden Verbundpartner. Durch die Schubkraft, die von jedem einzelnen Verbundmittel übertragen wird, baut sich die Verbundnormalkraft über die Trägerlänge auf und bei Vorzeichenwechsel auch wieder ab.

Auch wenn nachfolgende Abbildung 2-1, welche die Tragwirkung eines Verbundträgers zeigt und die Formeln zur Bestimmung der Schnittgrößen von der Darstellung und Bezeichnung auf Stahl-Beton-Verbundträger ausgelegt sind, gilt diese Beschreibung der Verbundwirkung grundsätzlich für alle verbundenen hybriden Querschnitte. Die im Folgenden beschriebene plastische Bemessung dagegen ist nur bei entsprechendem plastischen Materialverhalten aller Komponenten möglich und wird für Stahl-Beton-Verbundträger erläutert.

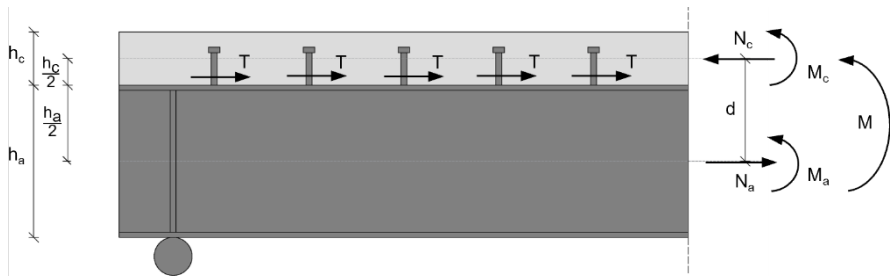


Abbildung 2-1: Schnittgrößen am Verbundträger

$$N = N_c = -N_a = \sum T_i \quad (2.1)$$

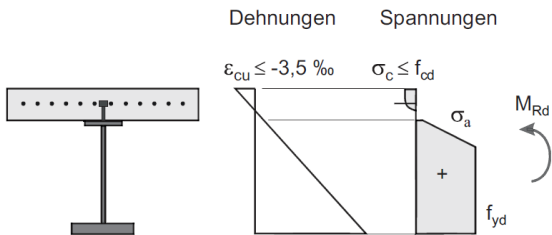
$$M = M_a + M_c + N \cdot d \quad (2.2)$$

$$d = \frac{h_c}{2} + \frac{h_a}{2} \quad (2.3)$$

Nach DIN EN 1994-1-1 kann der Auswirkung der Nachgiebigkeit der Verbundfuge auf die Verformungen bei vollständiger Verdübelung grundsätzlich vernachlässigt werden. Bei Trägern mit Teilverbund dürfen die Einflüsse der Dübelnachgiebigkeit ebenfalls unberücksichtigt bleiben, wenn nach DIN EN 1994-1-1 „nicht weniger als die Hälfte der Anzahl der Verbundmittel angeordnet wird, die für eine vollständige Verdübelung erforderlich ist“, also ein Verdübelungsgrad von mindestens 50 % vorliegt. Darüber hinaus kann auf eine Berücksichtigung der Dübelnachgiebigkeit verzichtet werden, wenn nachgewiesen wird, dass an keinem Dübel die Bemessungstragfähigkeit erreicht wird.

Neben der vorher beschriebenen vollplastischen Bemessung, welche nach DIN EN 1994-1-1 nur bei Stahlprofilen der Querschnittsklasse 1 und 2 angewendet werden darf, kann die Bestimmung der Momententragfähigkeit auch anhand einer dehnungsbeschränkten Bemessung erfolgen. Nach DIN EN 1994-1-1 wird dem Verbundquerschnitt dabei eine lineare Dehnungsverteilung über die Querschnittshöhe unterstellt, Schlupf in der Verbundfuge wird hier also ebenfalls vernachlässigt. Die dehnungsbeschränkte Berechnung ist in der Regel sehr aufwendig, da iterativ über eine Variation der Dehnungsebene und unter Ansatz der materialspezifischen Grenzdehnungen der maßgebende Dehnungszustand ermittelt werden muss. Das Vorgehen ist links in Abbildung 2-3 für positive und negative Momentenbeanspruchung dargestellt. Außerdem sind rechts die zu verwendenden Spannungs-Dehnungs-Beziehungen der einzelnen Materialien abgebildet. Wie bei der Bemessung von Betonbauteilen üblich, wird die Tragfähigkeit des Betons auf Zug vernachlässigt. Auf Druck wird der parabelförmige Spannungs-Dehnungs-Verlauf nach DIN EN 1992-1-1 Abs. 3.1.7 mit der Grenzdehnung von $-3,5\text{‰}$ für normalfeste Betone angesetzt. Der Bewehrungsstahl kann nach DIN EN 1992-1-1 Abs. 3.2.7 bilinear mit elastischem Bereich aus E-Modul und Fließgrenze sowie dem plastischen Bereich mit dem charakteristischen Rechenwert der Zugfestigkeit von 525 N/mm^2 und einer Grenzdehnung von 25‰ für die Sorte B500A berücksichtigt werden.

Dehnungsbeschränkungen bei positiver Momentenbeanspruchung



Dehnungsbeschränkungen bei negativer Momentenbeanspruchung

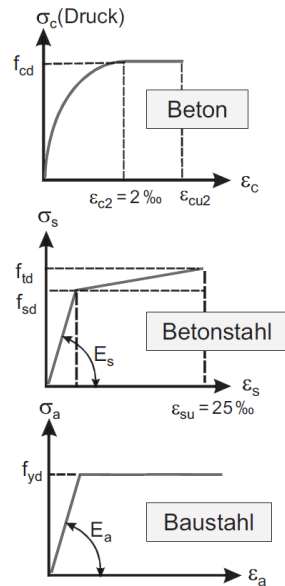
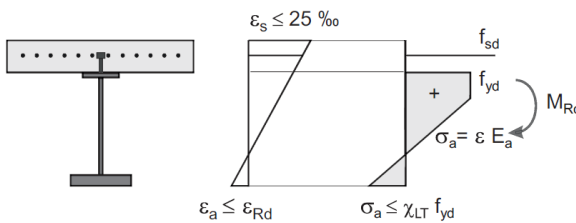


Abbildung 2-3: Dehnungsbeschränkte Momententragfähigkeit von Stahl-Beton-Verbundträgern aus [Hanswille 2020]

Nach DIN EN 1994-1-1 erfolgt die Modellierung des Baustahls grundsätzlich nach DIN EN 1993-1-1 mit bilinearem Modell und horizontalem plastischen Bereich. Um genauer zu rechnen kann die Modellierung des Baustahls nach DIN EN 1993-1-5 erfolgen, sodass eine Wiederverfestigung des Materials berücksichtigt werden kann. Nach [Hanswille 2020] braucht aufgrund der hohen Duktilität des Baustahls die

Zugdehnung nicht begrenzt zu werden. Bei Querschnitten der Klasse 1 und 2 kann nach [Hanswille 2020], sofern Biegedrillknicken ausgeschlossen werden kann, auch auf eine Begrenzung der Druckdehnung verzichtet werden. Bei anderen Querschnitten ab Klasse 3 muss die Beschränkung der Druckdehnung so erfolgen, dass es zu keinem Stabilitätsversagen infolge Biegedrillknicken oder Schubbeulen kommt. Bei der Ermittlung der Stahldehnungen sind nach DIN EN 1994-1-1 die Einflüsse aus der Belastungsgeschichte, also beispielsweise aus Eigengewicht des Verbundträgers bei der Herstellung, zu berücksichtigen.

Wie eingangs erwähnt, wird nach DIN EN 1994-1-1 sowohl bei der vollplastischen als auch bei der dehnungsbeschränkten Bemessung von Verbundträgern eine lineare Dehnungsverteilung über den Gesamtquerschnitt angenommen, also unterstellt, dass kein Schlupf in der Verbundfuge auftritt. Da die Ergebnisse von Laborversuchen an Verbundträgern mit Teilverdübelung, aber auch bei vollständigem Verbund zeigen, dass unter Last tatsächlich aber Schlupf auftritt (beispielsweise [Kostadinova 2019] und [Korpas 2020]), wäre ein Bemessungsverfahren mit Berücksichtigung des Einflusses der Verformung der Verbundfuge auf das Gesamttragverhalten sinnvoll.

Durch eine Erweiterung des dehnungsbeschränkten Berechnungsverfahrens mit Berücksichtigung des Schlupfes und einer allgemeingültigen Definition der Dübelkennlinie von Kopfbolzendübeln könnte der bei teilverdübelt Verbundträgern maßgebende Versagensfall der Längsschubtragfähigkeit der Verbundfuge, also einer Überschreitung der Grenzverformung der Verbundmittel, mit im Modell berücksichtigt werden. Hierzu braucht es allerdings Methoden zur Berechnung des Trag- und Verformungszustandes von Verbundträgern mit Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Verbundfuge und des nichtlinearen Materialverhaltens entsprechend Abbildung 2-3.

Mit der Segment-Lamellen-Methode aus [Kludka 2015] gibt es ein entsprechendes Verfahren zur Berechnung von Einfeldträgern unter Einzellast und Streckenlast, welches aufbauend auf der Differentialgleichung (DGL) des elastischen Verbundes über zahlreiche elastische Berechnungsschritte mit reduzierenden Querschnitten das plastische Materialverhalten der Komponenten näherungsweise abbilden kann. Da in der Ingenieurpraxis allerdings nicht nur einfeldrige Verbundträger zum Einsatz kommen, ist eine Erweiterung auf allgemeinere Randbedingungen wie beispielsweise Mehrfeldträger oder sonstige Belastungszustände unerlässlich. Außerdem sollten darüber hinaus für eine Anwendung in der Ingenieurpraxis einfachere Methoden ohne Berechnungen mit DGL gefunden werden, da die Umsetzung der mathematischen Zusammenhänge sehr aufwendig und fehleranfällig sein kann.

2.2 Besonderheiten statisch unbestimmter Verbundträger

Im Vergleich zu den statisch bestimmten Verbundträgern mit Betonplatte in der Druckzone ergeben sich bei statisch unbestimmten Systemen wie beispielsweise Durchlaufträgern, Bereiche mit negativen Momenten, in denen die Betonplatte in der Zugzone liegt. Hieraus folgt, dass sich im Beton abhängig von der Laststufe Risse bilden und sich die Steifigkeit des Verbundträgers in diesem Bereich ändert. Bei der statisch unbestimmten Schnittgrößenermittlung spielt die Steifigkeit entlang der Trägerlänge eine wesentliche Rolle für die Schnittgrößenverteilung. Die Rissbildung im Beton führt somit zu einer Änderung der Schnittgrößenverläufe des Gesamtsystems. Aufgrund der

geringeren Steifigkeit im Stützbereich lagert sich das Biegemoment in die steiferen Feldbereiche mit ungerissenem Beton um. Diese Umlagerung kann bei ausreichender Rotationskapazität zur Bildung von Fließgelenken bis zum Erreichen einer kinematischen Kette im Bauteil führen. So kann bei mehrfeldrigen Verbundträgern durch die Wahl der Stützbewehrung und damit durch die Tragfähigkeit des Stützquerschnitts signifikanter Einfluss auf den äußeren Momentenverlauf und somit auf das Trag- und Verformungsverhalten des gesamten Verbundträgers genommen werden.

Darüber hinaus liegt in Bereichen negativer Momente das Stahlprofil im Druckbereich, sodass sich Stabilitätsprobleme im Untergurt oder im unteren Bereich des Stegs ergeben können. Zusätzlich handelt es sich bei den Innenauflägern von mehrfeldrigen Systemen häufig um sehr hochbelastete Auflager, wo die lokale Lasteinleitung in das Stahlprofil ebenfalls bei der Bemessung besonders berücksichtigt werden muss.

Außerdem können im statisch unbestimmten System Zwangsspannungen aufgrund der Verformungsbehinderung auftreten. So erzeugen lastunabhängige Einwirkungen wie Schwinden oder Temperaturänderungen nicht nur aufgrund der hochgradig inneren statischen Unbestimmtheit des Verbundträgers, sondern auch aufgrund der äußeren statischen Unbestimmtheit Spannungen im Querschnitt, die bei der Bemessung berücksichtigt werden müssen.

Es wird also deutlich, dass im Vergleich zu statisch bestimmten Verbundträgern bei statisch unbestimmten Systemen zusätzliche Punkte bei der Bemessung zu berücksichtigen sind und sich somit deutliche Unterschiede beim Vorgehen ergeben.

2.3 Tragverhalten der Verbundfuge von Stahl-Beton-Verbundträgern mit Kopfbolzendübeln

Da im klassischen Verbundbau Kopfbolzendübel als einziges Verbundmittel normativ nach DIN EN 1994-1-1 geregelt sind und auch am häufigsten zur praktischen Anwendung kommen und das lokale Tragverhalten von grundlegender Bedeutung für die im Verlauf der Arbeit betrachteten Verformungen der Verbundfuge ist, soll das Tragverhalten von Kopfbolzendübeln nachfolgend kurz zusammengefasst werden.

Abbildung 2-4 zeigt links die Traganteile eines verformten Kopfbolzendübeln in einer Vollbetonplatte aus dem Tragmodell aus [Lungershausen 1988]. Daneben werden zusätzlich qualitativ die vier Traganteile im Last-Verformungs-Diagramm dargestellt.

Zu Beginn der Belastung wird der Schub mit einem flachen Druckstrebenneigungswinkel über die Schweißwulst am Dübelfuß eingeleitet (Traganteil A). Durch die hohen lokalen Kräfte am Dübelfuß kommt es mit steigender Last zu einer örtlichen Schädigung des Betons mit der Folge, dass es zu einer Umlagerung kommt und die Schubkraft über Biegung des unteren Bolzenschafts übertragen wird (Traganteil B). Diese Biegebeanspruchung führt zu plastischen Verformungen im Bolzenschaft und folglich zu Schlupf in der Verbundfuge. Durch die Verankerung im Beton und der damit einhergehenden Behinderung der Verschiebung des Dübels am Bolzenkopf entsteht eine Zugkraft im Bolzenschaft, welche mit Druckstreben im Beton ausgehend vom Bolzenkopf Richtung Oberflansch des Trägers im Gleichgewicht stehen (Traganteil C). Mit zunehmender Beanspruchung und Plastizieren des Stahls nimmt die Biegetragfähigkeit des Bolzenschafts ab und der Schlupf der Verbundfuge nimmt zu.

Durch die Betondruckstreben ausgehend vom Dübelkopf können Reibkräfte abhängig von der Oberflächenbeschaffenheit zwischen Beton und Stahl aktiviert werden (Traganteil D).

Entsprechend Abbildung 2-4 weisen Kopfbolzendübel aber auch andere duktile Verbundmittel, wie sie im Stahl-Beton-Verbundbau zum Einsatz kommen, mit zunehmender Belastung ein deutlich nichtlineares Verformungsverhalten auf. Da dabei die Steifigkeit eines hoch beanspruchten Kopfbolzens abnimmt, können sich die Schubkräfte innerhalb der Verbundfuge umlagern, sodass eine gleichmäßigere Beanspruchung der Verbundmittel in der Verbundfuge stattfinden kann.

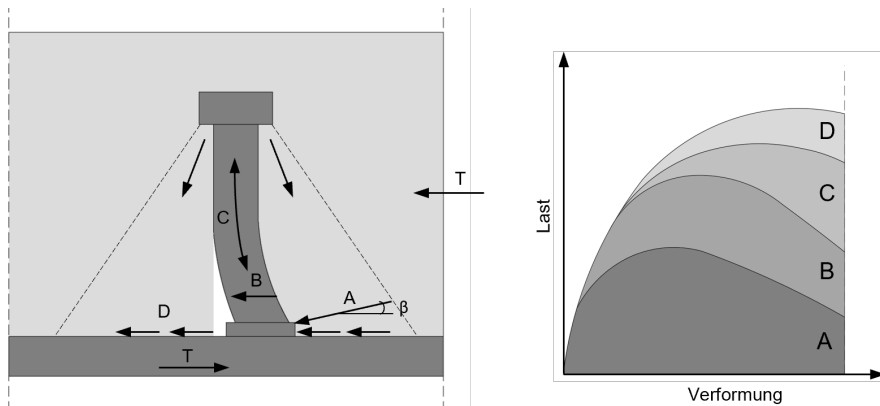


Abbildung 2-4: Tragmechanismen eines Kopfbolzendübeln nach [Lungershausen 1988] (eigene Darstellung)

In der Verbundfuge treten neben dem Schlupf auch Verformungen in vertikaler Richtung auf. Dieses Separieren der Betonplatte vom Obergurt des Stahlträgers wird als Abheben der Betonplatte bezeichnet. Hierdurch können neben der Schubbeanspruchung auch nennenswerte Zugkräfte im Verbindungsmittel auftreten. So konnten in der Vergangenheit in experimentellen Untersuchungen an Verbundträgern deutliche Abhebungen bis hin zu einem Ausbruchsversagen des Betons aufgrund der Zugbeanspruchung am Kopfbolzendübeln beobachtet werden (beispielsweise [Chapman 1964]). Bei Verbundträgern mit Stegöffnungen tritt dieser Effekt noch deutlicher auf, da lokal aufgrund der reduzierten Schubsteifigkeit im Steg der Beton verstärkt am Querkraftabtrag beteiligt wird und diese über die Kopfbolzen vom Stahlsteg in die Betonplatte hochgehungen werden muss.

In der DIN EN 1994-1-1 wird die Abhebung nur sehr pauschal über die Forderung, dass die Verbundmittel mit einer Zugkraft von 10 % des Bemessungswerts der Längsschubkraft bemessen werden sollen, um so Abhebungen zu verhindern, berücksichtigt. Bei Kopfbolzendübeln, die nicht zusätzlich mit planmäßigen Zugkräften beansprucht werden, darf nach DIN EN 1994-1-1 sogar davon ausgegangen werden, dass keine Abhebungen auftreten.

Neben der zusätzlichen Zugbeanspruchung von Kopfbolzen kann in Bereichen, wo sich die Betonplatte vom Obergurt des Stahlträgers separiert, keine Reibung zwischen den Verbundpartnern übertragen werden, sodass in solchen Bereichen die tatsächliche

Tragfähigkeit der Verbundmittel deutlich geringer ausfallen könnte als beispielsweise aus Push-out-Versuchen ermittelt.

Laut [Balakrishnan 1963] und [Chapman 1964] setzt sich die Abhebung aus mehreren Anteilen zusammen. Zum einen werden durch die Schubkraftübertragung am und nahe am Dübelfuß sowohl Betonplatte als auch Stahlprofil exzentrisch zu ihren Schwerachsen beansprucht. Durch die unterschiedlichen Steifigkeiten sowie Hebelarme zur Schwerachse der Verbundpartner entstehen unterschiedliche Krümmungen in den Querschnitten, was je nach Verbundfugensteifigkeit zu Abhebungen führen kann. Diesen Effekt bezeichnen die Forscher als „Foundation Modulus Effect“.

Ein zusätzlicher Anteil an Abhebung kommt durch den lokalen „Over-riding Effect“, wo sich die Betonplatte aufgrund von einer lokalen Zerstörung des Betons am Dübelfuß bei zunehmendem Schlupf über den entstehenden Keil hinweg schiebt. Beide Effekte sind in Abbildung 2-5 veranschaulicht.

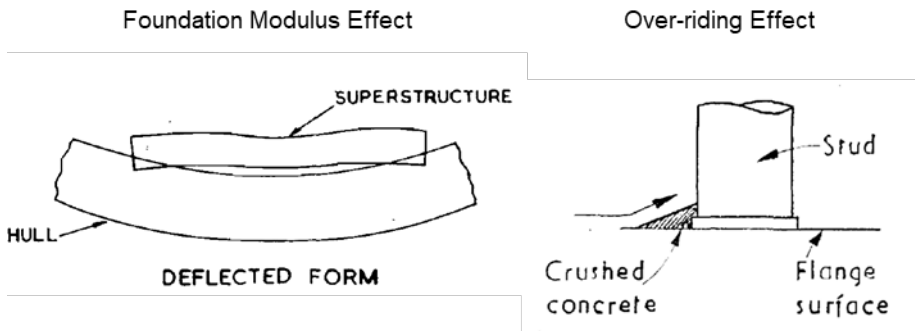


Abbildung 2-5: Anteile der Abhebung; links „Foundation Modulus Effect“ aus [Chapman 1964]; rechts: „Over-riding Effect“ aus [Balakrishnan 1963] (modifizierte Darstellung)

Bei üblichen Verbundträgern wird der größte Teil der Querkraft über den Steg des Stahlträgers abgetragen. Bei der lokalen Lasteinleitung in der Betonplatte muss die Querkraft zunächst über die Verbundfuge in das Stahlprofil eingeleitet werden, was entsprechend der Lastausbreitung zu lokalen Druckspannungen in der Verbundfuge und somit lokal zu geringeren Abhebungen führt. Umgekehrt müsste bei der Lasteinleitung am Stahlträger der kleine Teil der Querkraft, welche vom Beton abgetragen wird, über die Verbundfuge hochgehungen werden, was folglich lokal zu Zugspannungen in der Verbundfuge und somit zu größeren Abhebungen führen würde.

Insgesamt ergibt sich die Abhebung als Überlagerung der vorher beschriebenen Mechanismen. Da in Bereichen bedeutsamen Schlupfs auch größere Schubkräfte übertragen werden und die Abhebung unabhängig der Richtung des Schlupfes nach oben auftritt, scheint es naheliegend, dass abgesehen von lokalen Effekten an Lasteinleitung und Auflagern der Verlauf der Abhebung und der betragsmäßige Verlauf des Schlupfes in ihrer Form vergleichbar sind.

Ein ähnlicher Ansatz zur Veranschaulichung der Abhebung erfolgt in [Stahlbaukalender 2010], hier in Abbildung 2-6 über das Kräftegleichgewicht in der Betonplatte. Die Schubkraft eines Kopfbolzens wird am oder nahe dem Fußpunkt in die Betonplatte übertragen. Die Summe der eingeleiteten Schubkräfte ergibt die Normalkraft in der

Betonplatte, welche in der Schwerachse des Betons wirkt. Die Schubkraft jedes Kopfbolzendübel muss also in Form einer Druckstrebe Richtung Schwerachse geleitet werden. Aus dem Kräftegleichgewicht ergibt sich eine vertikale Kraftkomponente, welche in Abhängigkeit der vertikalen Verbundfugensteifigkeit eine Abhebung der Betonplatte bewirkt. Da sich die Druckstrebe auch seitlich in die Betonplatte ausbreitet, ergibt sich senkrecht zur Trägerlängsachse eine weitere Zugkraft, welche von der Querbewehrung aufgenommen werden soll.

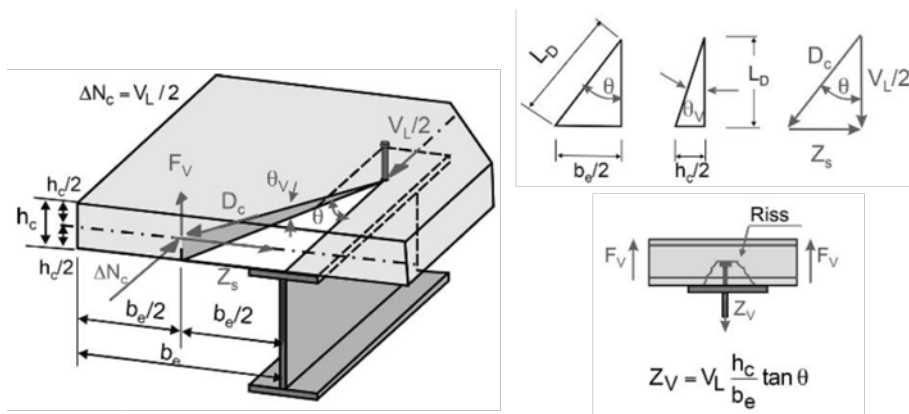


Abbildung 2-6: Einleitung der Schubkraft vom Kopfbolzen in die Betonplatte aus [Stahlbaukalendar 2010]

Das Trag- und Verformungsverhalten von Kopfbolzendübeln wird in der Regel nicht an ganzen Verbundträgerversuchen bestimmt, sondern an Push-out-Versuchen. Während im Push-out-Versuch die Schubkraft direkt anhand der Zylinderkraft und unter Annahme einer gleichmäßigen Verteilung auf die vorhandenen Kopfbolzendübel bestimmt werden kann, muss die Schubkraft im Trägerversuch aus der Normalkraftdifferenz aus Dehnungsmessungen bestimmt werden, was vor allem bei lokalen Messungen mit Hilfe von DMS zu deutlichen Abweichungen führen kann. Standardmäßig wird der Push-out-Versuch nach DIN EN 1994-1-1 Anhang B durchgeführt.

Ein wichtiger Einfluss auf die Tragfähigkeit der Push-out-Versuche ist die Wahl der Lagerungsbedingungen. Nach DIN EN 1994-1-1 soll ein Öffnen der Verbundfuge vermieden werden, da hierdurch zusätzliche Zugbeanspruchungen in den Kopfbolzen auftreten. Abbildung 2-7 zeigt unterschiedliche Lagerungsbedingungen der Versuchskörper aus [Döinghaus 2001]. Variante a) und b) verzichten auf horizontale Halterungen, wobei bei Variante b) über Reibkräfte ein Teil der abhebenden Kräfte aufgenommen werden kann. Bei Variante c) und d) werden zusätzliche horizontale Halterungen zur Aufnahme der Zugkomponenten angeordnet. Durch das Anspannen der Stangen in Variante d) könnte das Tragverhalten der Verbundfuge durch Anpressen des Betons an den Stahlträger künstlich erhöht werden. Daher sollten die Zugstangen der Halterungen nur angezogen, nicht aber vorgespannt werden.

Laut [Becker 1997] liegen die Ergebnisse von Push-out-Versuchen als deutliche Vereinfachung im Vergleich zu aufwendigen Trägerversuchen auf der sicheren Seite, wenn sich der Betongurt des Verbundträgers in der Druckzone befindet, da sich der Längsdruck und auch Querbiegung positiv auf das Tragverhalten der Kopfbolzendübel

auswirkt. [Becker 1997] und [Döinghaus 2001] beziffern die Abweichung der Tragfähigkeit von Push-out-Versuch zu Trägerversuch auf etwa 20 % - 25 %. Dennoch stellen Push-out-Versuche eine einfache und kostengünstige Variante dar, um das Trag- und Verformungsverhalten von Verbundmitteln zu bestimmen.

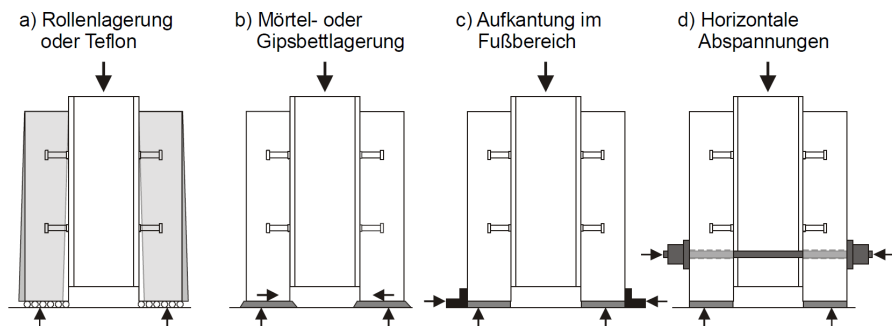


Abbildung 2-7: Unterschiedliche Lagerungsbedingungen eines Push-out-Versuchs aus [Döinghaus 2001]

Abbildung 2-8 zeigt ein Vergleich der Dübelkennlinie aus dem Push-out-Versuch und zwei Dübelkennlinien rückgerechnet aus Trägerversuchen, einmal mit der Betonplatte in der Druckzone und einmal in der Zugzone. Es ist zu erkennen, dass das Tragverhalten zum Teil deutlich voneinander abweicht. Es ist allerdings zu erwähnen, dass hier lediglich kleine Schlupfwerte von unter einem Millimeter und somit nur der Gebrauchszustand dargestellt ist. Beim Vergleich der gesamten Dübelkennlinie von bis zu 20 mm Schlupf dagegen würden diese Diskrepanz wenig auffallen. Außerdem wurde die Schubkraft als Differenz der Normkraft über Dehnungsmessungen bestimmt, sodass hierbei nach Aussage des Autors deutliche Abweichungen in den Messungen auftreten können. Die mögliche Abweichung der Dübelkennlinien im Zugbereich durch die Rissbildung des Betons scheint also keine nennenswerte Bedeutung für das Tragverhalten der Kopfbolzendübel zu haben, sodass dieser Einfluss in DIN EN 1994-1-1 auch unberücksichtigt bleibt.

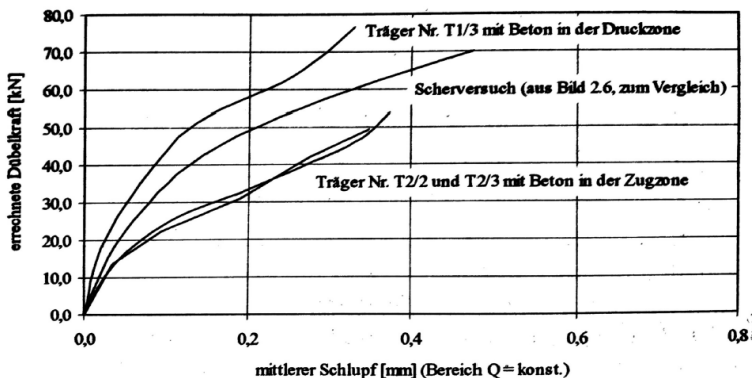


Abbildung 2-8: Vergleich Dübelkennlinie aus Trägerversuch (Beton in Zug- und Druckzone) und Push-out-Versuch aus [Bode 1997]

Für eine spätere Auswertung der eigenen Trägerversuche sollen nachfolgend in Abbildung 2-9 die beiden im Rahmen dieser Arbeit wichtigsten Einflussgrößen auf die Traglast eines Kopfbolzendübels beschrieben werden. In [Gnanasambandam 1995] wurden umfangreiche Untersuchungen an Push-out-Versuchen zur Traglastermittlung eines Kopfbolzens durchgeführt. Die nachfolgenden Ergebnisse stammen aus Push-out-Versuchen mit massiver Betonplatte von einer Dicke von 150 mm und von Kopfbolzendübeln des Durchmessers 19 mm und einer Höhe von 125 mm.

In dem linken Diagramm wurde bei einreihiger Verdübelung der Längsabstand zwischen den vier Kopfbolzendübeln einer Seite zwischen dem dreifachen und dem achtfachen Kopfbolzendurchmesser variiert. Es wird deutlich, dass vor allem bei kleinen Längsabständen die Traglast eines Kopfbolzens deutlich abnimmt. Ab einem Längsabstand von dem sechsfachen Bolzendurchmesser scheint die Traglast annähernd konstant zu sein und ein Einfluss durch Überlagerung der Tragwirkung der einzelnen Bolzen scheint nicht mehr vorhanden zu sein. Auffällig ist, dass sich im vorliegenden Diagramm bei Einhaltung des Mindestabstands vom fünffachen Bolzendurchmesser nach DIN EN 1994-1-1 die volle Traglast des Kopfbolzendübels noch nicht einstellen kann und lediglich bei etwa 90 % liegt.

Im rechten Diagramm ist zu erkennen, dass die Betondruckfestigkeit vor allem im Bereich niedriger Festigkeiten einen wesentlichen Einfluss auf die Bolzentragfähigkeit hat. Bei höheren Betonfestigkeiten fällt dieser Einfluss geringer aus.

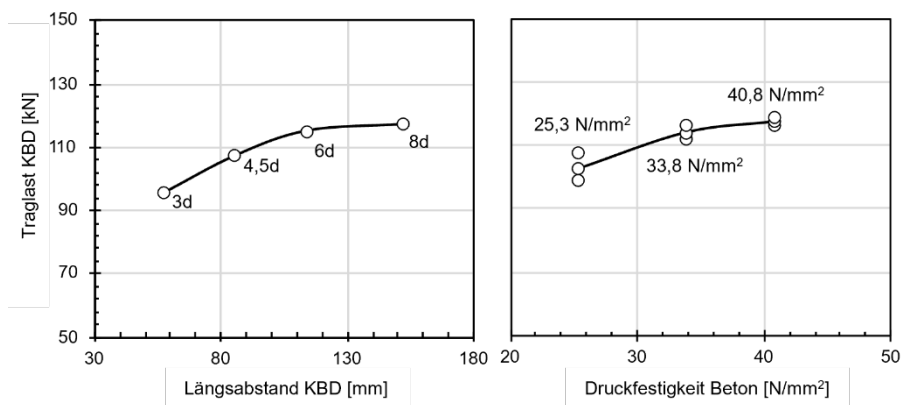


Abbildung 2-9: Einfluss Längsabstand der Kopfbolzendübel (links) und Betonfestigkeit (rechts) auf Kopfbolzentragfähigkeit aus [Gnanasambandam 1995] (eigene Darstellung)

2.4 Versuche an Stahl-Beton-Verbundträgern

Nachfolgend wird ein Überblick über in der Vergangenheit durchgeführte Versuche an Stahl-Beton-Verbundträgern gegeben, mit dem Ziel die Erkenntnisse vergangener Untersuchungen auf die eigenen experimentellen Untersuchungen zu übertragen. Da im Rahmen vorliegender Untersuchungen statisch unbestimmte Verbundträger im Vordergrund stehen, soll im Nachfolgenden eine Übersicht und zeitliche Entwicklung über solche Versuche gegeben werden. Die Aufzählung enthält die für diese Arbeit relevantesten Versuche, erhebt aber keinen Anspruch auf Vollständigkeit.

Die Versuche an Verbundträgern aus dem Jahre 1963 von Slutter und Driscoll dienten der Untersuchung des grundsätzlichen Tragverhaltens von Verbundträgern. Durch Variation des Typs und Anzahl der Verbundmittel konnte ein Minimum an erforderlichen Verbundmitteln bestimmt werden. Neben den zwölf einfeldrigen Verbundträgern wurde ein symmetrischer Zweifeldträger mit geringem Bewehrungsgehalt untersucht. Mit der Erkenntnis, dass im negativen Momentenbereich lediglich das Stahlprofil ausgenutzt werden konnte. Außerdem kamen die Forscher zu dem Ergebnis, dass zur Kontrolle der Risse im Stützbereich mehr Bewehrung oder Dehnungsfugen angeordnet werden sollten [Slutter 1963].

Systematischere experimentelle Untersuchungen an Durchlaufträgern wurden 1965 von Barnard und Johnson dokumentiert. Mit dem Ziel der Querschnittsbemessung von Verbundträgern im Stützbereich wurden vier Versuche an unsymmetrischen Dreifeldträgern durchgeführt. Die Forscher schlussfolgerten, dass die Durchlaufträger nach Plastizitätstheorie bemessen werden können, wenn sich das Fließgelenk im positiven Momentenbereich als letztes bildet. Außerdem konnte festgehalten werden, dass in ihrem Fall der Einfluss des auftretenden Schlupfes auf die Tragfähigkeit vernachlässigbar war [Barnard 1965].

Teraszkiewicz untersuchte 1967 die Tragfähigkeit von Einfeld- und Zweifeldverbundträgern unter statischer und dynamischer Belastung für den Einsatz im Brückenbau. Darüber hinaus wurden die Verformungen in der Verbundfuge wie Schlupf und Abhebung umfangreich dokumentiert [Teraszkiewicz 1967]. Daniels und Fisher untersuchten 1967 vier Durchlaufträger, die vorher dynamisch belastet wurden, um den Einfluss der dynamischen Vorbelastung auf die Tragfähigkeit der Verbundfuge und somit den gesamten Verbundträger zu untersuchen. Es zeigte sich, dass die Verbundträger nach Erreichen der Bemessungslebensdauer bei Ermüdung noch immer die volle Biegetragfähigkeit erreichten und eine plastische Bemessung des Querschnitts im Stützbereich genaue Tragfähigkeiten liefert [Daniels 1967]. Ebenfalls 1967 untersuchten Johnson, Van Dalen und Kemp sechs Zweifeldträger, bei denen die Lasteinleitung zur Querbiegung in der Betonplatte führte. Im Stützbereich konnte sich trotz der Risse im Beton ein vollständiger Verbund einstellen [Johnson 1967].

Anfang der 70er-Jahre wurden detaillierte Untersuchungen zu Verbundträgern im negativen Momentenbereich an der Lehigh University durchgeführt. Zur Bewertung des Einflusses des Bewehrungsgrades der Betonplatte im Stützbereich untersuchten 1971 Garcia und Daniels zwei symmetrische Zweifeldträger sowie zwei Einfeldträger mit Kragarm [Garcia 1971a]. Darüber hinaus prüften die beiden Forscher aus Vergleichszwecken sechs Einfeldträger mit negativer Momentenbeanspruchung [Garcia 1971b]. Außerdem wurden von Wu und Slutter vier symmetrische Zweifeldträger, wobei zwei statisch belastet und zwei mit Ermüdungslasten beansprucht wurden, zur Bestimmung des Ermüdungsverhaltens im negativen Momentenbereich untersucht [Wu 1970]. Bei den 1973 von Hamada und Longworth durchgeführten Untersuchungen zum Tragverhalten von Verbundträgern im negativen Momentenbereich wurden drei symmetrische Zweifeldträger unter Variation des Stahlprofils und der Längsbewehrung getestet. Der Fokus der Untersuchungen lag neben den Tragfähigkeiten und den Versagensmodi auf einer detaillierten Untersuchung lokaler Stabilitätsversagen der Stahlprofile im negativen Momentenbereich. Auf Grundlage der experimentellen und

analytischen Untersuchungen konnten konkrete Bemessungsvorschläge gegeben werden [Hamada 1973].

Mallick und Chattopadhyay untersuchen 1975 acht symmetrische Zweifeldträger und zehn symmetrische Dreifeldträger, bei denen die Position der Lasten variierte, hinsichtlich ihrer Traglast. Die Forscher kamen zu dem Ergebnis, dass bei allen Trägern eine Bemessung auf Basis der maximalen Biegetragfähigkeit gerechtfertigt ist, dass allerdings sekundäre Versagen wie beispielsweise ein Spalten des Betons in der Achse der Verbundmittel oder ein Beulen des Stahls ausgeschlossen werden muss. Bei allen Versuchen bildeten sich Fließgelenke im Stützbereich, sodass sich das Versagen mit großen Verformungen ankündigte [Mallick 1975]. Hope-Gill und Johnson führten 1975 drei Verbundträgerversuche am dreifeldrigen statischen System, um unter anderem das lokale Beulen des Stahlprofils am Zwischenaufleger zu untersuchen. Die Forscher kamen zu dem Schluss, dass bis auf geringe Einschränkungen die Träger trotz lokalen Versagens plastisch bemessen werden können [Hope-Gill 1975]. Ansourian führte 1981 zwei Experimente an unsymmetrischen Zweifeldträgern und vier Versuche an symmetrischen Zweifeldträgern zur Untersuchung des Tragverhaltens im Stützbereich durch. Besonderer Fokus lag dabei auf der Querschnittsform, der Duktilität des Stahlprofils und dem Einfluss auf die Rotationsfähigkeit im Fließgelenk [Ansourian 1981].

Unter der Leitung von Bode wurden an der Technischen Universität Kaiserslautern ebenfalls zahlreiche Experimente an Verbundträgern mit negativem Momentenbereich durchgeführt. So prüften Bode und Fichter im Jahr 1985 sieben unsymmetrische Zweifeldträger um die Schnittgrößenumlagerung vom Stützbereich ins Feld näher zu untersuchen. Als Ergebnis konnte die Anwendbarkeit der Fließgelenktheorie auf ungünstigere Spannweitenverhältnisse ausgeweitet werden ([Bode 1986] und [Fichter 1986]). Bode und Uth führten 1987 18 Versuche an Einfeldträgern mit Kragarm und drei Versuche an unsymmetrischen Zweifeldträger zum detaillierteren Verständnis der Rotationsfähigkeit der Verbundquerschnitte im Stützbereich durch. Auch hier konnte eine Erweiterung der Anwendungsgrenzen der Fließgelenktheorie der geltenden Normen vor allem für schlanke Stahlprofile erreicht werden ([Bode 1987] und [Uth 1987]). Außerdem untersuchten Bode und Schanzenbach im Jahr 1987 acht symmetrische Zweifeldträger um die Erkenntnisse aus vorherigen Versuchen auf unterverdübelt Träger zu übertragen ([Bode 1987] und [Schanzenbach 1989]). Zur Untersuchung des Tragverhaltens von Verbundträgern im Brückenbau wurden von Bode und Leffer 2000 vier symmetrische Zweifeldträger mit je einer Einzellast im Feld durchgeführt. Zur Simulation einer LKW-Überfahrt wurden die zyklischen Einzellasten phasenversetzt aufgebracht ([Bode 200] und [Leffer 2002]).

Zur Untersuchung des Tragverhaltens der Verbundfuge im negativen Momentenbereich unter zyklischer Belastung wie beispielsweise Wind oder leichten Erdbeben wurden von Loh, Uy und Bradford 2003 acht Versuche an einfeldrigen Verbundträgern in Negativlage mit zentrischer Einzellast unter Variation der Verdübungsgrade und der Bewehrungsmenge durchgeführt. Im Ergebnis konnte gezeigt werden, dass die Bemessung nach Teilverbundtheorie im negativen Momentenbereich anwendbar ist [Loh 2003].

Da die Grundlagen zum Tragverhalten von Verbundträgern mit negativen Momentenbereichen unter anderem aufgrund vorher aufgeführten Forschungsarbeiten

bereits gelegt wurden und DIN EN 1994 hierzu an zahlreichen Stellen die entsprechenden Regelungen enthält, zielen die meisten neueren experimentellen Untersuchungen am Verbundträger auf spezielle Forschungsthemen wie beispielsweise Stegöffnungen oder Verbundträger mit vorgespannter Betonplatte ab (beispielsweise [Weil 2007] und [Nie 2009]).

Obwohl in der Vergangenheit zahlreiche Experimente an Verbundträgern mit negativen Momentenbereichen durchgeführt wurden, wird anhand der Recherche deutlich, dass das Ziel fast aller Versuche die Untersuchung der Tragfähigkeit war. Da somit der Fokus weniger auf den Verformungen der Verbundfuge lag, wurden hierzu wenig Ergebnisse im Versuch aufgezeichnet, besser gesagt dokumentiert. Außerdem handelt es sich bei den meisten Versuchen um skalierte Systeme, teilweise mit sehr kurzen Spannweiten. Damit sich der Schlupf in realistischer Größenordnung einstellen kann, was essenziell für die Untersuchung der auftretenden Verformungen für eine spätere verformungsorientierte Bemessung ist, bedarf es daher Ergebnisse von großmaßstäblichen Versuchen. Da darüber hinaus moderne Messtechnik wie beispielsweise die kontinuierliche Dehnungsmessung mit Hilfe von faseroptischem Messsystem neue Möglichkeiten bietet, das Trag- und Verformungsverhalten der Versuchsträger zu analysieren, sollen im Rahmen dieses Forschungsvorhaben eigene Versuche an Zweifeldverbundträgern durchgeführt werden.

2.5 Tragverhalten von Holz-Beton-Verbundträgern

Da im Rahmen der Arbeit aufgrund des zu erwartenden spröden Bauteilverhaltens Holz-Beton-Verbundträger untersucht werden, soll nachfolgend ein Überblick über die Bauweise und die Bemessung insbesondere der Unterschiede im Vergleich zu Stahl-Beton-Verbundträgern gegeben werden.

Der Holz-Beton-Verbundbau, ursprünglich entstanden durch die Sanierung und Ertüchtigung von alten Holzbalkendecken mit einer schubfest verbundenen Betonplatte hat sich aufgrund technischer Weiterentwicklung und der ökologischen Vorteile des Baustoffes Holz inzwischen auch bei Neubauten etabliert. Dabei kommen, wie im Holzbau üblich, hauptsächlich Nadelhölzer zum Einsatz. Im modernen Ingenieurholzbau hat sich darüber hinaus der Einsatz von Furnierschichthölzern aus Laubholz aufgrund der deutlich höheren Tragfähigkeiten und Steifigkeiten etabliert. Diese Hochleistungsholzwerkstoffe finden entsprechend auch vermehrt Anwendung in Holz-Beton-Verbundkonstruktionen.

Während das Holz mit seinem geringen Eigengewicht und vergleichsweise hoher Zugfestigkeit für gewöhnlich am Einfeldträger an der Unterseite angeordnet wird, übernimmt der Beton die Aufnahme der Druckkräfte. Vorteilhaft im Vergleich zur reinen Massivdecke ist die Reduktion des Eigengewichts und das unter ökologischer Sicht immer wichtigere Einsparen von Beton und somit das Einsparen von wichtigen Ressourcen und CO₂. Im Vergleich zur reinen Holzbalkendecke bringt die nicht brennbare Betonplatte deutliche Vorteile beim Brandschutz und aufgrund der höheren Masse wird das Schwingungsverhalten und der Schallschutz begünstigt. Während Holzbetonverbunddecken historisch bedingt hauptsächlich aus Holzbalken mit darüber liegender Betonplatte bestanden, kommen in Neubauten häufig flächige Holzplatten aus Brettstapelholz in Kombination mit Aufbeton zum Einsatz.

Zur schubfesten Verbindung der beiden Verbundpartner stehen im Holz-Beton-Verbundbau zahlreiche Verbundmittel zur Auswahl. Diese lassen sich grob in stiftförmige Verbundmittel (zum Beispiel Schrauben, Nägel oder eingelassene Bewehrungsstäbe), in formschlüssige Verbindungsmittel (beispielsweise Kerfen) und in geklebte Verbindungen unterteilen. Darüber hinaus gibt es noch eine Reihe von Sonderlösungen wie beispielsweise im Holz eingelassene Spezialstahlteile mit angeschlossenen Kopfbolzen. Bei der Sanierung von Holzbalkendecken kommen meist in den Holzträger eingeschraubte und in die spätere Betonplatte hereinragende Schrauben zur Schubübertragung zum Einsatz. Die Schrauben können je nach angestrebter Steifigkeit senkrecht oder um 45° geneigt eingesetzt werden (Abbildung 2-10 rechts).

Bei Neubauten dagegen kommen hauptsächlich Kerfen, also im Holz eingelassene Auslassungen, in welcher sich nach Aushärten des Betons eine formschlüssige Betonbocke ausbildet, zum Einsatz. Diese Aussparungen im Holz können sowohl bei Holzbalken als auch bei flächigen Holzdecken bei der Herstellung werkseitig eingefräst werden und bieten daher eine im Vergleich zu Schrauben wirtschaftlichere Alternative, meist mit höheren Tragfähigkeiten. Zur Aufnahme abhebender Kräfte am Verbundmittel können die Kerfen zusätzlich mit senkrechten Schrauben ausgeführt werden (siehe Abbildung 2-10 links).

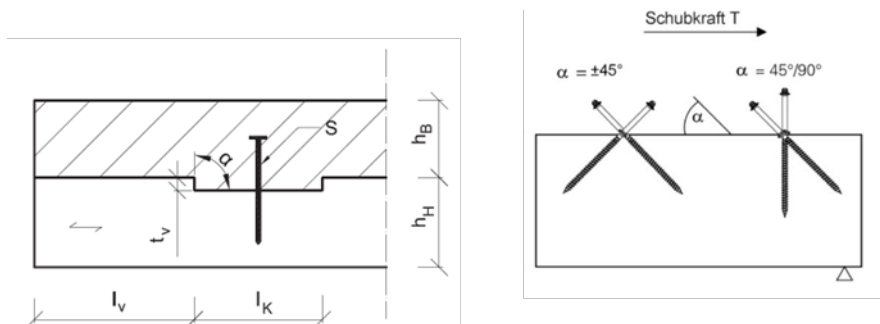


Abbildung 2-10: Darstellung der HBV-Verbundmittel: links: Kerve aus [Kudla 2017]; rechts Verbundschaube aus [ETA-13/0699]

Im Gegensatz zum Stahl-Beton-Verbundbau ist der Holz-Beton-Verbundbau in Europa zurzeit noch nicht normativ geregelt. Darüber hinaus unterscheidet sich das Trag- und Verformungsverhalten von HBV-Konstruktionen aufgrund des elastischen und spröden Materialverhaltens des Holzes deutlich von Stahl-Beton-Verbundträgern. Da zum Teil auch die Verbundmittel keine ausreichende Duktilität aufweisen, kann die Bestimmung der erforderlichen Anzahl an Verbundmitteln nicht wie im Stahl-Beton-Verbundbau über eine plastische Bemessung mit Umlagerung der Lasten innerhalb der Verbundfuge erfolgen. Der Ausfall eines spröden Verbundmittels kann aufgrund fehlender Umlagerungsmöglichkeiten zu einem schlagartigen, reißverschlussartigen Versagen der gesamten Konstruktion führen.

Auch wenn die Holz-Beton-Verbundbauweise derzeit nicht abschließend genormt ist, findet diese zunehmend Anwendung in der Praxis. Da somit die Verbindungsmittel für HBV-Konstruktionen nicht normativ, sondern in Deutschland beispielsweise über allgemeine Bauartgenehmigungen geregelt sind, enthalten diese sehr konkrete

Hinweise zur Anwendung, wie beispielsweise Mindestquerschnittsabmessungen, Randabstände und Vorgaben zur Schnittgrößenermittlung.

Mit dem Entwurf zur CEN/TC 250 N 2430 steht aktuell ein Dokument zur Verfügung, welches zukünftig als Anlage zu DIN EN 1995-1-1 HBV-Konstruktionen normativ regeln soll. Abbildung 2-11 zeigt das Ablaufschema zur Bemessung von HBV-Konstruktionen entsprechend des Normentwurfs aus [Schänzlin 2017].

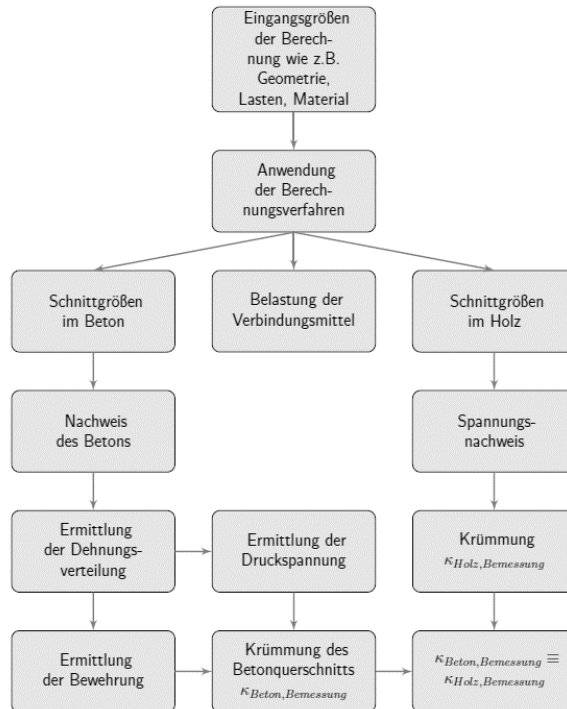


Abbildung 2-11: Vorgehensweise der Bemessung und Überprüfung der Kompatibilität aus [Schänzlin 2017]

Insbesondere zur Teilschnittgrößenermittlung mittels γ -Verfahren werden konkrete Hinweise zu Anwendungsgrenzen bei Verbundmittelabständen sowie zur Berücksichtigung variabler Abstände gegeben. Mit den Teilschnittgrößen können dann Betonplatte, Holzquerschnitt sowie die Verbundmittel getrennt voneinander entsprechend den normativen Vorgaben nachgewiesen werden. Besonders beim Nachweisverfahren ist laut Schänzlin, dass der Normentwurf eine Kontrolle der Kompatibilität der Dehnungen zwischen Beton und Holz fordert. Hintergrund ist die Annahme des vollplastischen Ausnutzens und somit des Fließens der Bewehrung bei der Biegebemessung von Stahlbetonbauteilen, welche aber zwangsläufig plastische Dehnungen in der Bewehrung unterstellt. Da solch große Dehnungen bei gewöhnlichen HBV-Konstruktionen aufgrund der Grenzdehnungen des Holzes in der Regel nicht auftreten, muss die Verträglichkeit des Verbundquerschnitts über die Annahme gleicher Krümmungen der Teilquerschnitte bei der Bemessung berücksichtigt werden.

Ein weiterer wesentlicher Unterschied bei der Bemessung von HBV-Konstruktionen im Vergleich zu Stahl-Beton-Verbundkonstruktionen ergibt sich bei der Berücksichtigung des Langzeittragverhaltens. Während bei Stahl-Beton-Verbundkonstruktionen lediglich der Beton Kriechen und Schwinden aufweist, dem Stahl dagegen über die gesamte Bemessungsdauer konstantes Materialverhalten unterstellt wird, ergeben sich die maßgebenden Bemessungszeitpunkte zu Beginn der Belastung ($t = 0$) und bei Erreichen der Lebensdauer der Konstruktion ($t = \infty$).

Bei Holz-Beton-Verbundkonstruktionen weisen beide Verbundpartner ein unterschiedliches Kriechverhalten auf. Da das Kriechen mit einer Reduktion der Steifigkeit einhergeht, werden die Teilschnittgrößen zwischen den Verbundpartnern umgelagert, sodass der Teilquerschnitt mit höherer Steifigkeit die Kräfte anzieht. Ein über die Bemessungsdauer unterschiedliches Kriechverhalten hat somit abweichende Umlagerungen zur Folge, woraus nach Schänzlin zusätzlich zu den Bemessungszeitpunkten $t = 0$ und $t = \infty$ aufgrund ungünstiger Steifigkeitsverhältnisse ein Bemessungszeitpunkt von 3 – 7 Jahren maßgebend werden kann.

Um diesen Effekt zu beschreiben, trägt Schänzlin zunächst den normierten Verlauf der Kriechzahl Φ des Betons und den normierten Verlauf der Kriechzahl k_{def} des Holzes über die Zeit auf. Es wird deutlich, dass diese sich im Verlauf erheblich unterscheiden und der Beton im Vergleich zum Holz seine Endkriechzahl früh erreicht (siehe Abbildung 2-12 links). Anhand der Kriechzahlen von Beton und Holz ergeben sich für jeden Zeitpunkt unterschiedliche effektive E-Module für die Bemessung. Schänzlin trägt dann das Steifigkeitsverhältnis beider Verbundpartner normiert auf das Steifigkeitsverhältnis nach 50 Jahren auf und es lässt sich ein deutliches Maximum von bis zu 120 %, abhängig davon, welche Kriechzahl dem Beton unterstellt wird, im Zeitraum von 3 -7 Jahren erkennen. Da dieses Steifigkeitsverhältnis einen signifikanten Einfluss auf die inneren Schnittgrößen und die Beanspruchung innerhalb der Verbundfuge haben kann, muss dieser Bemessungszeitraum nach dem Normentwurf berücksichtigt werden.

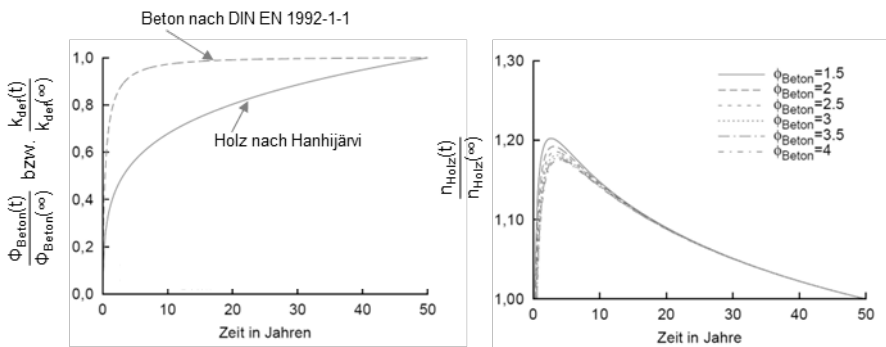


Abbildung 2-12:links: normierte Verläufe der Kriechzahl über die Zeit; rechts: Verhältnis der effektiven E-Module über die Zeit aus [Schänzlin 2017] (modifizierte Darstellung)

3 Modellierung nachgiebig verbundener hybrider Träger

3.1 Allgemeines

Da keines der im Verbundbau zum Einsatz kommenden Verbundmittel eine annähernd unendlich große Steifigkeit aufweist, treten bei Beanspruchung der Verbundmittel Relativverschiebungen zwischen den beiden Verbundpartnern in der Verbundfuge auf. Je nach Ausbildung kann in guter Näherung von starrem Verbund ausgegangen werden, beispielsweise bei geklebten Verbindungen oder bei Verbundträgern vor Überschreiten des Haftverbundes. In den meisten Fällen sollte die Nachgiebigkeit der Verbundmittel zum realistischen Abbilden des Bauteilverhaltens allerdings berücksichtigt werden, da hierbei ein Ebenbleiben des Gesamtquerschnitts, eine grundlegende Annahme bei der Berechnung von Biegebauteilen, nicht erfüllt ist. Durch die nachgiebige, punktuelle Kopplung der beiden Teilquerschnitte entsteht ein innerlich hochgradig statisch unbestimmtes System, bei dem die Bestimmung der inneren Schnittgrößen nur über eine Berücksichtigung der Steifigkeiten aller Komponenten des Verbundträgers, einschließlich der Verbundfuge, erfolgen kann.

Da die bisherigen Verfahren zur Berechnung von nachgiebig verbundenen Querschnitten die Annahme linear-elastischen Materialverhaltens zugrunde legen, findet bei der Bemessung von Stahl-Beton-Verbundträgern nach DIN EN 1994-1-1 in der Regel keine Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Verbundfuge statt. Durch die Annahme sehr geringer Verformungen von Verbundfugen mit Kopfbolzendübeln unterstellt die Norm starren Verbund und die Querschnittstragfähigkeit lässt sich unter Berücksichtigung plastischer Querschnittswiderstände bestimmen. Eine Bemessung von Stahl-Beton-Verbundträgern unter Berücksichtigung der Verformbarkeit der Verbundfuge ohne Ausnutzung plastischer Tragreserven würde in der Regel zu unwirtschaftlichen Konstruktionen führen.

Aufgrund des nahezu linear elastischen Materialverhaltens des Baustoffes Holz ohne nennenswerte plastische Tragreserven und dem annähernd elastischen Bauteilverhalten von Holz-Beton-Verbundträgern bedarf es zur Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Verbundfuge deutlich weniger Aufwand, da die Bemessung ohnehin als elastischer Nachweis erfolgt. Darüber hinaus weisen die im Holz-Beton-Verbundbau zur Anwendung kommenden Verbundmittel aufgrund der deutlich geringeren Querschnitte der Verbundmittel, aber auch durch die Verformbarkeit der Lochleibung des umliegenden Holzes im Allgemeinen niedrigere Steifigkeiten auf, sodass eine Vernachlässigung der Nachgiebigkeit der Verbundmittel nicht gerechtfertigt werden kann.

In der aktuellen Technical Specification CEN/TC 250 N2430, welche die Bemessung von Holz-Beton-Verbund-Konstruktionen in Zukunft normativ regeln soll, wird das in der DIN EN 1995-1-1 enthaltene γ -Verfahren zur Bemessung von Holz-Beton-Verbundträgern vorgeschlagen. Darüber hinaus haben sich Stabwerkmodelle zur Bemessung von Holz-Beton-Verbundträgern in Wissenschaft und Praxis etabliert. Bei den Stabwerkmodellen werden Holzbalken und Betonplatte jeweils als einzelner Balkenstab in der Berechnungssoftware modelliert und mittels Federn mit entsprechender Steifigkeit der Verbundmittel verbunden.

Mit dem Ziel, Modellierungsverfahren für hybride Träger unabhängig von Werkstoffkombination und Verbundmittel unter Berücksichtigung nichtlinearen Materialverhaltens für eine verformungsorientierte Bemessung zu untersuchen, werden nachfolgend zunächst die Hintergründe der Theorie des elastischen Verbundes einschließlich Herleitung und Lösung der Differentialgleichung, auf deren Basis das γ -Verfahren entwickelt wurde, beschrieben. Darüber hinaus wird mit der Segment-Lamellen-Methode ein Verfahren zur Berechnung von Stahl-Beton-Verbundträger mit nichtlinearem Materialverhalten aufbauend auf der Differentialgleichung des elastischen Verbundes beschrieben. Außerdem werden die bisher im Holzbau zur Anwendung kommenden Stabwerkmodelle näher beleuchtet.

3.2 Theorie des elastischen Verbundes

3.2.1 Allgemeines

Der elastische Verbund liegt in Bezug auf Trag- und Verformungsverhalten zwischen den beiden theoretischen Grenzfällen „kein Verbund“ und „starrer Verbund“. Abbildung 3-1 stellt diesen Zusammenhang grafisch dar. Beide Sonderfälle können aufgrund günstiger Randbedingungen einfach berechnet werden. Da bei dem Grenzfall „kein Verbund“ keine Verbundmittel vorhanden sind, kann sich folglich keine Verbundnormalkraft aufbauen und beide Komponenten werden entsprechend ihrer Biegesteifigkeiten am Lastabtrag beteiligt und rein auf Biegung beansprucht. Da die gesamte Biegetragfähigkeit der Summe der Einzeltragfähigkeiten entspricht, handelt es sich hierbei nicht um ein Verbundbauteil.

Beim Grenzfall des starren Verbundes trägt der gesamte Verbundquerschnitt als ein Querschnitt, es stellt sich eine gemeinsame Dehnungsebene ein und es gilt das Ebenbleiben des Gesamtquerschnitts. Relativverformungen zwischen den beiden Verbundpartnern treten nicht auf, die Verbundnormalkräfte werden maximal und können anhand des äußeren Moments und der Steifigkeiten bestimmt werden.

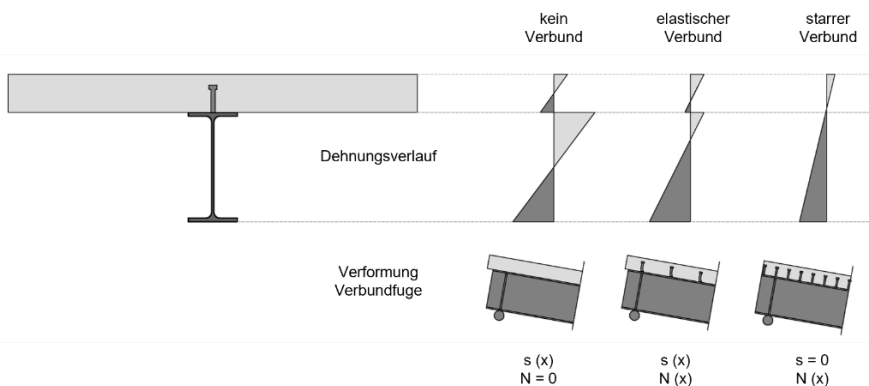


Abbildung 3-1: Dehnungsverlauf über die Querschnittshöhe bei elastischem Verbund im Vergleich zu starrem Verbund und keinem Verbund

Beim elastischen Verbund treten sowohl Verbundnormalkräfte als auch Schlupf in der Verbundfuge auf. In Höhe der Verbundfuge tritt im Dehnungsverlauf ein Dehnungssprung auf. Bei der Berechnung muss demnach die Nachgiebigkeit der

Verbundmittel in Form einer Verbundfugensteifigkeit berücksichtigt werden. Manuelle Berechnungen hierfür können nur mit Differentialgleichungen gelöst werden, deren Lösung individuell je Lastfall bestimmt werden müssen und sehr komplizierte Formen annehmen können.

Aufgrund der Erkenntnis, dass die Nachgiebigkeit der Verbundmittel einen wesentlichen Einfluss auf das Tragverhalten des zusammengesetzten Trägers hat, werden die ersten Modelle zur Berechnung des elastischen Verbundes in Form von Rahmenträgern in [Ljungberg 1916] und [Engesser 1922] entwickelt. Durch die Annahme einer konstanten Schubkraftübertragung entlang der Trägerlänge im Vergleich zur genauen Position einzelner Verbundmittel kann in [Stüssi 1947] das Problem des elastischen Verbundes mit Differentialgleichungen beschreiben und für zwei- und dreiteilige doppelsymmetrische Querschnitte geschlossen lösen.

[Hoischen 1952] und [Möhler 1956] geben die geschlossene Lösung der Differentialgleichung für einfach symmetrische Querschnitte am Beispiel des Stahl-Beton-Verbundträgers. Möhler gibt die geschlossene Lösung der DGL für ausgewählte Lastfälle und entwickelt darauf aufbauend das bis heute im Holzbau und im Holz-Beton-Verbundbau zur Handrechnung angewandte und in DIN EN 1995-1-1 verankerte γ -Verfahren. Im Laufe der Zeit wurde die Forschung an der DGL des elastischen Verbundes immer wieder aufgenommen, sodass zahlreiche Publikationen zu dem Thema zur Verfügung stehen. So wird die geschlossene Lösung der DGL des elastischen Verbundes in [Natterer 1987] erstmalig zur Berechnung von Holz-Beton-Verbundträgern herangezogen. In [Zhou 2014] werden systematisch geschlossene Lösungen der DGL gegeben. Außerdem wird aufgrund der aufwendigen Lösung ein auf der DGL aufbauendes vereinfachtes Verfahren mit effektiven Verbundfaktoren gegeben.

Zur Aufstellung und Berechnung der Differentialgleichung des elastischen Verbundes sind eine Reihe von Vereinfachungen und Annahmen zu treffen. Natterer gibt hierüber einen guten Überblick, die wichtigsten Annahmen sind nachfolgend zusammengestellt:

- Gültigkeit des Hook'schen Gesetz; linear-elastisches Materialverhalten
- Ebenbleiben der Teilquerschnitte (Bernouill'sche Hypothese)
- Kleine Verformungen im Vergleich zu den Systemabmessungen
- Konstante Querschnitte über die Trägerlänge
- Achsen der Teilquerschnitte sind vor Belastung gerade und parallel; beide Teilquerschnitte erfahren an jeder Stelle gleiche Durchbiegung und Krümmung; es tritt kein Abheben zwischen den Verbundpartnern auf
- Reine Biegebeanspruchung des Verbundträgers
- Der Verbundquerschnitt ist zur vertikalen Symmetrieachse symmetrisch; die Belastung wirkt in der vertikalen Symmetrieachse; lokale Störungen durch die Lasteinleitung werden vernachlässigt
- Die Schubsteifigkeit der Verbundfuge wird verschmiert und konstant über die Trägerlänge angesetzt; die Verbindungsmittel im Träger müssen gleichmäßig und in nicht zu großen Abständen punktförmig angeordnet sein
- Der Elastizitätsmodul der verwendeten Materialien muss für Biegung und Normalkraft gleich groß sein
- Schubverformungen in den Teilquerschnitten werden vernachlässigt

Zu den wagen Formulierungen von Natterer zur gleichmäßigen Anordnung mit nicht zu großen Verbundmittelabständen gibt die Technical Specification CEN/TC 250 N2430 für den Holz-Beton-Verbundbau konkrete Empfehlungen ab. So soll der Verbundmittelabstand nicht größer als 5 % der Spannweite des Trägers betragen. Außerdem wird eine Formel zu Berechnung eines effektiven Verbundmittelabstandes für den Fall, dass bereichsweise unterschiedliche Verbundmittelabstände vorliegen, gegeben.

Zum Aufstellen der DGL wird einerseits das Kräftegleichgewicht an einem Balkenelement der Länge dx aufgestellt, andererseits werden geometrische Verformungsbedingungen zum Zusammenwirken der beiden Querschnittspartner aufgeführt. Durch Eliminieren der Verformungen mit Hilfe der Beanspruchungen kann ein gekoppeltes Differentialgleichungssystem in Abhängigkeit der Verbundnormalkraft und des äußeren Moments aufgestellt werden. Da sich im Rahmen vorliegender Arbeit auf Verbundträger konzentriert wird, werden nachfolgen nur zweiteilige, nachgiebig zusammengesetzte Träger betrachtet.

Essenziell für den elastischen Verbund ist die Erkenntnis Möhlers, dass sich der Schlupf zwischen den beiden Teilquerschnitten aus zwei Anteilen zusammensetzt. Der erste Anteil δ_1 resultiert aus der Verschiebung der Schwerachsen der beiden Teilquerschnitte unter der Annahme, dass sich unter reiner Biegung beide Querschnitte frei gegeneinander verschieben können (Abbildung 3-2 links). Der zweite Anteil des Schlupfes δ_2 resultiert aus der Dehnungsdifferenz der Normalkräfte (Abbildung 3-2 rechts). Aus Gleichgewichtsgründen sind die Normalkräfte in beiden Querschnittsteilen gleich groß, aufgrund unterschiedlicher Dehnsteifigkeiten stellen sich allerdings abweichende Dehnungen in den Teilquerschnitten ein.

$$s = \delta_1 + \delta_2 \tag{3.1}$$

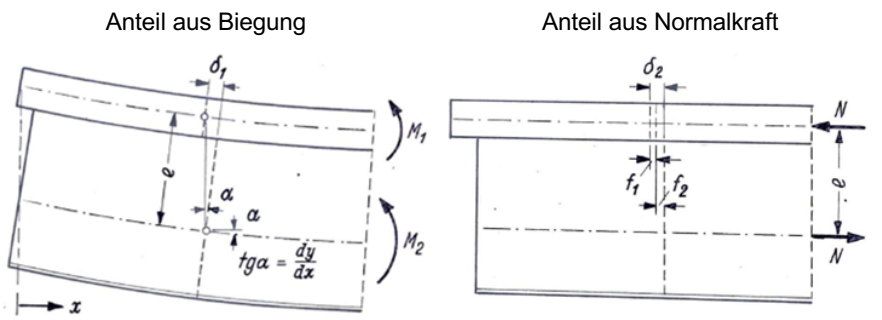


Abbildung 3-2: Zusammensetzung des Schlupfes in der Verbundfuge aus [Möhler 1956]

3.2.2 Herleitung der DGL des elastischen Verbundes

Die nachfolgende Herleitung der Differentialgleichung des elastischen Verbundes orientiert sich in den einzelnen Schritten und den Bezeichnungen an [Zhou 2014] und stimmt in den Ergebnissen mit denen von Möhler überein.

Zhou definiert für die analytischen Berechnungen die Biegesteifigkeit EI des Verbundträgers aufgrund der im Modell als parallel geschaltete Federn angeordneten

Steifigkeiten als Summe der Biegesteifigkeiten der beiden Verbundpartner. Die Dehnsteifigkeit des Gesamtquerschnitts wird als in Reihe geschaltete Federn angesehen.

$$EI = E_c I_c + E_a I_a \quad (3.2)$$

$$EA = \frac{E_c A_c \cdot E_a A_a}{E_c A_c + E_a A_a} \quad (3.3)$$

Der Dehnungssprung in der Verbundfuge, welcher der Ableitung des Schlupfes entspricht, ergibt sich in Abbildung 3-3 rechts aus der Differenz der Dehnung der Betonplattenunterseite und der Dehnung des Stahls an der Profiloberseite. Die Beton- und Stahldehnungen lassen sich mit den Momenten der Teilquerschnitte und der Normalkraft ausdrücken. Durch Einsetzen und Umstellen ergibt sich die Dehnungsdifferenz entsprechend Möhler aus einem Anteil aus Krümmung des Querschnitts und aus einem Anteil aus der Normalkraft aus Verbundwirkung.

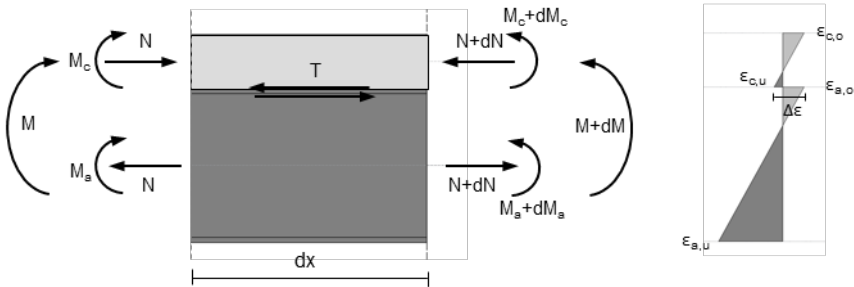


Abbildung 3-3: links Schnittgrößen am Balkenelement; rechts Dehnungsverlauf

$$\Delta \varepsilon = \frac{ds}{dx} = \varepsilon_{c,u} - \varepsilon_{a,o} = \frac{-N}{E_c A_c} - w'' \cdot \frac{h_c}{2} - \frac{N}{E_a A_a} - w'' \cdot \frac{h_a}{2} = -w'' \cdot d - \frac{N}{EA} \quad (3.4)$$

$$\text{mit: } \varepsilon_{c,u} = \frac{N_c}{E_c A_c} + \frac{M_c}{E_c I_c} \cdot \frac{h_c}{2} = \frac{-N}{E_c A_c} - w'' \cdot \frac{h_c}{2}$$

$$\varepsilon_{a,o} = \frac{N_a}{E_a A_a} + \frac{M_a}{E_a I_a} \cdot \frac{-h_a}{2} = \frac{N}{E_a A_a} + w'' \cdot \frac{h_a}{2}$$

$$d = \frac{h_a}{2} + \frac{h_c}{2}$$

Durch Umstellen von Gleichung (3.4) ergibt sich die Krümmung in Abhängigkeit des Schlupfes und der Normalkraft:

$$w'' = -\frac{ds}{dx} \cdot \frac{1}{d} - \frac{N}{EA \cdot d} \quad (3.5)$$

Außerdem kann die Krümmung des Querschnitts in Abhängigkeit der inneren Schnittgrößen ausgedrückt werden.

$$w'' = -\frac{M_c + M_a}{E_c I_c + E_a I_a} = \frac{-M - N \cdot d}{EI} \quad (3.6)$$

Am horizontalen Gleichgewicht des frei geschnittenen Balkenelements der Länge dx in Abbildung 3-3 ergibt sich die Schubkraft T aus der Ableitung der Normalkraft. Die Ableitung der Schubkraft lässt sich entsprechend durch die zweifache Ableitung der Normalkraft ausdrücken.

$$N - (N + dN) = \tau \cdot b \cdot dx = T \cdot dx \quad \rightarrow \quad \frac{dN}{dx} = -T \quad (3.7)$$

$$\frac{d^2N}{dx^2} = -\frac{dT}{dx} \quad (3.8)$$

Entsprechend des Federgesetzes ergibt sich die Verformung einer Feder aus der Federkraft dividiert durch die Federsteifigkeit. Übertragen auf die Verbundfuge lässt sich der Schlupf in Abhängigkeit der Schubkraft und der Verbundfugensteifigkeit ausdrücken. Die Ableitung des Schlupfes ergibt sich aus der Ableitung der Schubkraft entsprechend Gleichung (3.8).

$$s = \frac{T}{k_h} \quad (3.9)$$

$$\frac{ds}{dx} = -\frac{1}{k_h} \cdot \frac{dN}{dx^2} \quad (3.10)$$

Werden nun Gleichungen (3.5), (3.6) und (3.10) ineinander eingesetzt und die Parameter β , ω und γ zur besseren Darstellung eingeführt, ergibt sich nachfolgend die Differentialgleichung des elastischen Verbundes in Abhängigkeit der unbekanntenen Normalkraft. Dem Faktor γ kann nach Zhou eine mechanische Bedeutung zugesprochen werden. So gilt für den Fall des starren Verbundes $N = \gamma M$.

$$\frac{dN^2}{dx^2} - \omega^2 N = -\omega^2 \gamma M \quad (3.11)$$

$$\text{mit: } \beta = \frac{EA \cdot d^2}{EI}$$
$$\omega^2 = \frac{k}{EA} \cdot (1 + \beta)$$
$$\gamma = \frac{\beta}{(1 + \beta) \cdot d}$$

3.2.3 Lösung der DGL des elastischen Verbundes

Die Lösung der DGL des elastischen Verbundes setzt sich entsprechend Gleichung (3.11) aus der homogenen Lösung N_h und der partikulären Lösung N_p zusammen. Aus den Nullstellen des charakteristischen Polynoms der entkoppelten Differentialgleichung (linke Seite der DGL) kann die Ansatzfunktion der homogenen Lösung bestimmt werden. Mithilfe der Lösungsmethodik der Variation der Konstanten lässt sich die homogene Lösung der DGL in Abhängigkeit zweier Konstanten, welche im weiteren Verlauf noch zu ermitteln sind, bestimmen. Die homogene Lösung ist lastfallunabhängig und kann in Gleichung (3.13) allgemein gelöst werden. Die partikuläre Lösung der DGL (rechte Seite) ist abhängig vom Typ der Belastung, konkret vom Momentenverlauf, und muss daher für jeden betrachteten Lastfall separat ermittelt werden.

$$N = N_h + N_p \quad (3.12)$$

$$N_h = c_1 e^{\omega x} + c_2 e^{-\omega x} \quad (3.13)$$

Im Weiteren wird exemplarisch die Lösung der DGL für einen Einfeldträger unter Gleichstreckenlast hergeleitet, weitere Lösungen zu Lastfällen mit Einzellasten sind in [Zhou 2014] angegeben. Für den vorliegenden Fall ergibt sich der Momentenverlauf als quadratische Funktion wie folgt:

$$M(x) = \frac{q}{2} (lx - x^2) \quad (3.14)$$

Mithilfe der Lösungsmethodik der Variation der Konstanten lässt sich die partikuläre Lösung der DGL des elastischen Verbundes für einen Einfeldträger mit Streckenlast und dem quadratischen Momentenverlauf bestimmen.

$$N_p = \gamma M - \frac{\gamma q}{\omega^2} \quad (3.15)$$

Entsprechend Gleichung (3.12) lässt sich die Gleichung der Normalkraft als Summe von homogener und partikulärer Lösung ausdrücken.

$$N(x) = \gamma M(x) - \frac{\gamma q}{\omega^2} + c_1 e^{\omega x} + c_2 e^{-\omega x} \quad (3.16)$$

Unter Berücksichtigung der Randbedingungen, dass die Normalkraft an den beiden gelenkigen Auflagern zu null werden muss, können die beiden Konstanten c_1 und c_2 bestimmt werden. Durch Umformen der Exponentialausdrücke in Cosinushyperbolika ergibt sich die geschlossene Lösung der Normalkraft.

$$N(x) = \gamma M(x) - \frac{\gamma q}{\omega^2} \left(1 - \frac{\cosh\left(\omega\left(\frac{1}{2}l - x\right)\right)}{\cosh\left(\frac{1}{2}\omega l\right)} \right) \quad (3.17)$$

Die Normalkraft setzt sich somit aus dem ersten Anteil des starren Verbundes und einem zweiten Teil, der maßgeblich von der Verbundfugensteifigkeit abhängt, zusammen. Für sehr große Verbundfugensteifigkeiten geht der zweite Teil der Gleichung gegen null, sodass die Normalkraft der des starren Verbundes entspricht. Für sehr kleine Verbundfugensteifigkeiten nähert sich der zweite Teil betragsmäßig dem ersten an, sodass die Größe der Normalkraft gegen null geht.

Mit Kenntnis der Normalkraft der Verbundträger und dem äußeren Momentenverlauf können anhand der im vorherigen Abschnitt aufgeführten Gleichungen alle Größen des Verbundträgers bestimmt werden.

3.2.4 Segment-Lamellen-Methode

Die in [Kludka 2015] beschriebene Segment-Lamellen-Methode basiert auf der Lösung der vorher beschriebenen Differentialgleichung des elastischen Verbundes. Der Verbundträger wird im Querschnitt in horizontal verlaufende Lamellen unterteilt. Bei Erreichen einer definierten Grenzspannung in einer Lamelle, beim Stahl beispielsweise der Fließgrenze, wird über eine Reduktion der Steifigkeit der Lamelle ein Plastizieren des Stahls modelliert. Zur weiteren Laststeigerung steht nur noch ein Querschnitt geringerer Steifigkeit zur Verfügung, sodass die Verformungen nichtlinear zunehmen.

Um den Einfluss des Steifigkeitsverlustes entlang des gesamten Trägers untersuchen zu können, teilt Kludka die Trägerlänge in einzelne Schnitte, die sogenannten Segmente ein. Für jeden dieser Schnitte kann dann die Beanspruchung des Querschnitts bestimmt werden. Die Einteilung des Querschnitts in die Lamellen und die Trägerlänge in Segmente ist in Abbildung 3-4 grafisch dargestellt.

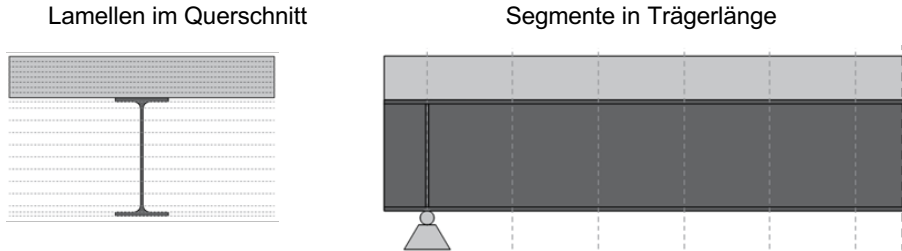


Abbildung 3-4: Einteilung der Segmente in Trägerlängsrichtung und Lamellen im Querschnitt

Abbildung 3-5 zeigt anhand eines Last-Durchbiegungs-Verlaufs eines Verbundträgers unter positiver Momentenbeanspruchung das Plastizieren des Stahlprofils. Der graue Querschnitt des Stahlprofils ist weiterhin im elastischen Zustand, weiße Bereiche sind bereits plastiziert und können aufgrund des plastischen Materialverhaltens des Baustahls je nach angesetztem Materialmodell nur noch sehr begrenzt zur Laststeigerung beitragen. Die Größe der zusätzlichen Belastung eines Lastschrittes erfolgt so, dass bei der nächsten Lamelle die Fließgrenze erreicht wird. So kann mit einigen elastischen Lastschritten das nichtlineare Materialverhalten modelliert werden.

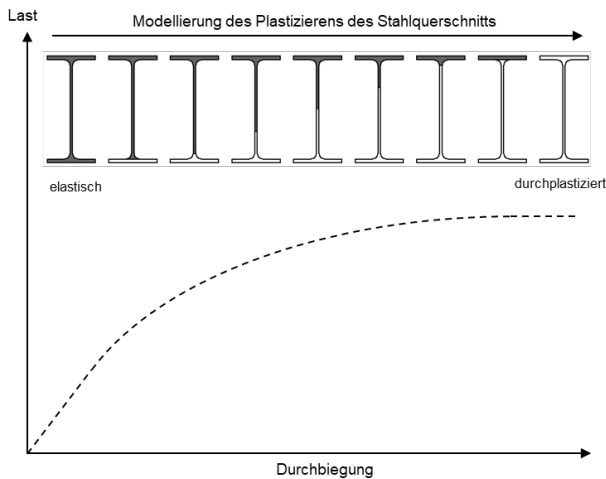


Abbildung 3-5: Schematische Darstellung der Modellierung des nichtlinearen Materialverhaltens

Mit steigender Anzahl an Lamellen kann das reale Last-Verformungs-Verhalten besser angenähert werden, allerdings nimmt die Anzahl der Lastschritte deutlich zu. Ist der Stahlquerschnitt vollständig plastiziert, kann keine weitere Laststeigerung mehr erfolgen und die Traglast ist erreicht. Dies kann im Modell als Versagen interpretiert werden. Neben dem Stahl kann bei der Modellrechnung auch der Beton plastizieren, sodass sich die Einflüsse des Plastizierens der Komponenten überlagern. Da Kludka geklebte

Verbundfugen untersucht, also Verbundfugen mit bis zum spröden Bruch annähernd elastischem Verhalten, wird in seinen Berechnungen kein Plastizieren der Verbundmittel berücksichtigt. Zur Übertragung auf Kopfbolzendübel, insbesondere mit Teilverbund, ist dies unbedingt im Modell zu implementieren.

Ausgehend von der Krümmung w'' in den einzelnen Schnitten kann durch zweifaches Integrieren entlang der Trägerlänge und der Randbedingung keiner Durchbiegung am Auflager der Verlauf der Durchbiegung unter Berücksichtigung nichtlinearen Materialverhaltens bestimmt werden. Außerdem lässt sich anhand der Normalkraft und der Krümmung die Beanspruchung der Teilquerschnitte bestimmen. Durch Kenntnis der Dehnungen am unteren Rand der Betonplatte und am oberen Rand des Stahlprofils kann der Dehnungssprung in einem Schnitt bestimmt werden. Durch Integrieren des Dehnungssprungs entlang der Trägerlänge und Ausnutzen der Randbedingung des Schlupfnulldurchgangs in der Symmetrieachse lässt sich der Verlauf des Schlupfes über die Trägerlänge unter Berücksichtigung nichtlinearen Materialverhaltens bestimmen.

In [Kostadinova 2019] wird das Verfahren aufgegriffen und auf die Anwendung von Verbundträger mit Kopfbolzendübeln übertragen. Zur vereinfachten Berechnung wird lediglich der maximal beanspruchte Querschnitt in Lamellen eingeteilt und die Last bis zum vollständigen Plastizieren des Querschnitts bestimmt. Je Lastschritt kann für den Restquerschnitt die effektive Biegesteifigkeit des Verbundquerschnitts bestimmt werden. Unter Annahme konstanter effektiver Biegesteifigkeit entlang der Trägerlänge berechnet Kostadinova anhand der Differentialgleichung des Biegebalkens die Durchbiegung unter Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens in Form einer Reduzierung der Biegesteifigkeit je Lastschritt. Auch wenn sie in ihrer Arbeit mit dieser Vereinfachung zu guten Übereinstimmungen im Last-Verformungs-Verhalten mit ihren Trägerversuchen kommt, so können nur Ergebnisse im maximal beanspruchten Querschnitt betrachtet und keine Ergebnisse über die Trägerlänge dargestellt werden. Eine Berücksichtigung des Plastizierens der Verbundfuge entlang der Trägerlänge konnte aufgrund des Nulldurchgangs des Schlupfes in dem von ihr betrachteten maximal beanspruchten Querschnitt ebenfalls nicht berücksichtigt werden.

3.2.5 Gamma-Verfahren

Mit dem γ -Verfahren enthält die Holzbaunorm DIN EN 1995-1-1 ein Verfahren zur Berechnung hybrider Träger, hier vor allem für zusammengesetzte Holzquerschnitte mit Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Verbundfuge. Aufbauend auf der DGL des elastischen Verbundes leitet Möhler das γ -Verfahren in [Möhler 1956] als Näherungsverfahren zur Schnittgrößen- und Verformungsberechnung nachgiebig verbundener Querschnitte her. Analog zur DGL des elastischen Verbundes wird die Steifigkeit eines Verbindungsmittels als linear elastisch und die Steifigkeit der gesamten Verbundfuge als homogen über die Trägerlänge verschmiert idealisiert. Während bei äquidistanter Verbindungsmittelanordnung mit kleinen Abständen mit dem Rechenverfahren gute Übereinstimmungen mit dem Trag- und Verformungsverhalten realer Träger erzielt werden können, nimmt die Genauigkeit mit Annäherung der Obergrenze zulässiger Schraubenabstände deutlich ab [Rautenstrauch 2003].

Da es sich bei der Rechenmethode lediglich um ein Näherungsverfahren handelt, ist zu erwarten, dass die Ergebnisse deutlich größere Abweichungen von realen Versuchsergebnissen aufweisen als beispielsweise die Lösung der DGL des elastischen

Verbundes. Dennoch soll das γ -Verfahren als im Holz-Beton-Verbundbau standardmäßig zur Anwendung kommende Berechnungsverfahren des elastischen Verbundes im Rahmen dieser Arbeit näher betrachtet werden.

Die nachfolgenden Hintergründe des γ -Verfahren wurden in Zusammenarbeit mit [Müller 2021] erarbeitet. Ausgehend von den vorher beschriebenen komplexen geschlossenen Lösungen der Differentialgleichungen entwickelt [Möhler 1956] das γ -Verfahren, um ein für die praktische Anwendung geeignetes Verfahren zur rechnerischen Erfassung der Nachgiebigkeit der Verbundmittel zu schaffen. Motivation Möhlers war die bis dahin im Holzbau normativ geregelte pauschale Abminderung der Trägheitsmomente, Normalkräfte und Schubkräfte von nachgiebig zusammengesetzten Querschnitten ohne Berücksichtigung der Verbundfugensteifigkeit.

Die effektive Biegesteifigkeit unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit des Verbundmittels berechnet sich nach dem γ -Verfahren anhand der Biegesteifigkeiten der Teilquerschnitte und der Dehnsteifigkeit multipliziert mit dem Hebelarm vom Schwerpunkt des Gesamtquerschnitts zum quadrierten Teilquerschnittschwerpunkt. Wobei letzterer Anteil für die äußeren Querschnitte in Abhängigkeit der Verbundfugensteifigkeit mit dem Faktor γ reduziert wird. Für den Fall des starren Verbundes wird γ zu 1,0, sodass sich die Biegesteifigkeit anhand der Eigensteifigkeiten sowie den Steiner-Anteilen berechnet. Für den Fall „kein Verbund“ wird γ zu null, sodass die Biegesteifigkeit des Querschnitts nur aus der Summe der Biegesteifigkeiten der Teilquerschnitte besteht. Nachfolgend in Abbildung 3-6 und in Gleichung (3.18) ist das Verfahren für einen klassischen Holz-Beton-Verbundträger dargestellt. Die weitere Berechnung, beispielsweise der Beanspruchung der Teilquerschnitte, erfolgt nach DIN EN 1994-1-1 Anhang B.

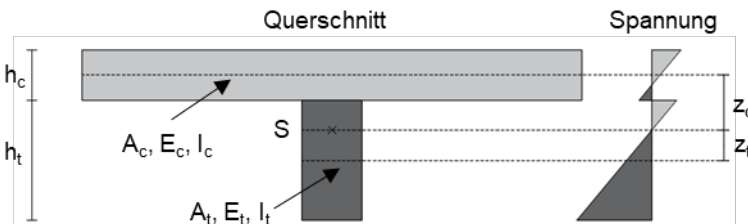


Abbildung 3-6: Querschnittswerte für die Berechnung des γ -Verfahren nach DIN EN 1995-1-1

Auch wenn das γ -Verfahren aus dem Holzbau stammt und mittlerweile auch im Holz-Beton-Verbundbau angewendet wird, so kann das Verfahren aus mechanischer Sicht auf Stahl-Beton-Verbundträger übertragen werden. Wie an Abbildung 3-2 zu erkennen, hat Möhler bei der Herleitung des γ -Verfahrens bereits solche Verbundträger untersucht. Aufgrund der Berechnung mit linear-elastischem Materialverhalten im γ -Verfahren ist eine Anwendung mit dem Baustoff Stahl aufgrund der hohen Duktilität nur sehr bedingt sinnvoll. Bei der Untersuchung von Verbundträgern im Gebrauchszustand wird von [Amadio 2012] eine systematische Analyse zur Verformungsberechnung unter anderem mittels γ -Verfahren durchgeführt. Beim Vergleich mit Ergebnissen von numerischen Simulationen konnten laut den Autoren keine guten Übereinstimmungen des γ -Verfahren erzielt werden, da selbst einfeldrige Verbundträger bereits im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nichtlineares Materialverhalten aufwiesen, sodass dieser Ansatz nicht weiter verfolgt wurde.

$$EI_{eff} = E_t I_t + \gamma_t E_t A_t \cdot z_t^2 + E_c I_c + \gamma_c E_c A_c \cdot z_c^2 \quad (3.18)$$

mit:

$$\gamma_t = 1,0$$

$$\gamma_c = \frac{1}{1 + \pi^2 \cdot \frac{EA_c \cdot s}{K \cdot l^2}}$$

$$z_t = \frac{EA_t (h_c + h_t)}{EA_t + \gamma_c EA_c}$$

$$z_c = \frac{h_t + h_c}{2} - z_t$$

s Verbundmittelabstand

K Steifigkeit eines Verbundmittels

l Spannweite

Zur Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens und nichtlinearen Verhaltens der Verbundfuge wird die Kombination des γ -Verfahrens mit der vorher beschriebenen Segment-Lamellen-Methode erwogen. Vorteilhaft sind die im Vergleich zur geschlossenen Lösung der DGL des elastischen Verbundes deutlich einfacheren und kompakteren Berechnungsgleichungen. Als überwiegender Nachteil erweist sich allerdings die fehlende Berücksichtigung des Momentenverlaufs in der Berechnung. Außerdem können Normalkraft- und Schlupfverläufe nur indirekt und mit der Form der Momenten- bzw. Querkraftverläufe, also analog zum starren Verbund, berechnet werden. Im weiteren Verlauf dieser Arbeit wird das γ -Verfahren daher lediglich im Zusammenhang der Holz-Beton-Verbundträger betrachtet.

3.2.6 Abhebung

Wie in Abschnitt 2 bereits erläutert, kommt es durch die Abhebung der Betonplatte vom Träger zu zusätzlichen Zugbeanspruchungen in den Verbundmitteln. Dies kann je nach Verankerungslänge zu einem Versagen in Form von Betonausbruchskegeln führen. Darüber hinaus besteht die Möglichkeit, dass die Schubkraftübertragung in Bereichen großer Abhebungen, also meist in Bereichen mit großem Schlupf, aufgrund von fehlender Reibung zwischen Betonplatte und Träger, deutlich reduziert ist. Bei der in der Fachwelt weit diskutierten Frage, inwieweit Push-out-Versuche das reale Verhalten der Verbundfuge in Verbundträgern widerspiegelt, spielt die Abhebung eine wesentliche Rolle. Während in Push-out-Versuchen die Abhebung meist durch seitliche Abspannung oder horizontale Halterung behindert wird, treten bei realen Trägerversuchen tatsächlich Abhebungen auf. Eine rechnerische Bestimmung der Abhebung analog zum Schlupf wäre also wünschenswert, um den Einfluss der Zugbeanspruchung des Verbundmittels und die fehlende Reibung bei der Bemessung der Verbundfuge berücksichtigen zu können. Nachfolgend sollen die bestehenden rechnerischen Ansätze kurz zusammengefasst werden.

Zur Bestimmung der vertikalen Kräfte und der Abhebung in der Verbundfuge wurde in [Balakrishnan 1963] eine Erweiterung der DGL des elastischen Verbundes vorgenommen. Durch Einführen der vertikalen Kraftkomponenten am infinitesimalen

Balkenelement mit konstanter Abhebung zwischen den Verbundpartnern ergibt sich eine DGL für die horizontale Verformung und eine für die vertikale. Durch diese Herleitung entstehen zwei gekoppelte DGL, sodass der Schlupf abhängig von der Abhebung und die Abhebung abhängig vom Schlupf ist.

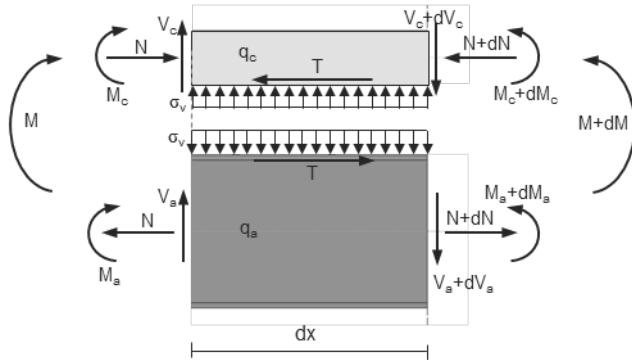


Abbildung 3-7: Schnittgrößen am infinitesimalen Balkenelement mit konstanter Abhebung

Während in [Balakrishnan 1963] die Gleichung der Abhebung nur für den Fall des starren Verbundes berechnet wird, in der Verbundfuge also kein Schlupf auftritt, treffen [Consenza 2001] und [Zanuy 2015] die Annahme, dass der Vorfaktor des Terms zur Kopplung beider DGL sehr klein wird und somit vernachlässigt werden kann. Hierdurch wird eine geschlossene Lösung des nun nicht mehr gekoppelten Systems möglich.

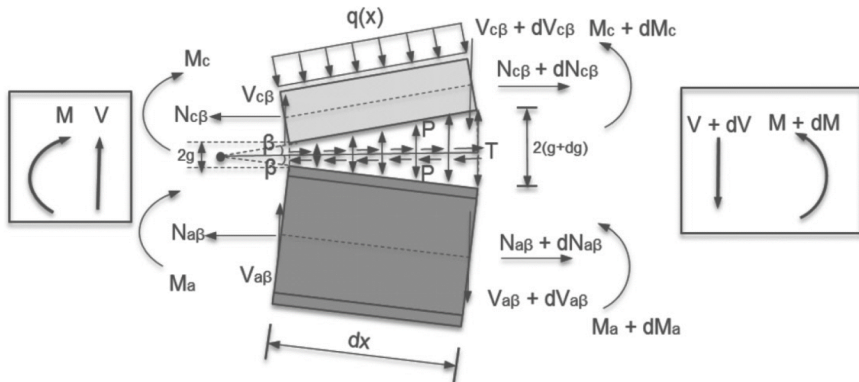


Abbildung 3-8: Schnittgrößen am infinitesimalen Balkenelement mit veränderlicher Abhebung aus [Kostadinova 2018]

Aufbauend auf den Herleitungen vorheriger Autoren führt [Kostadinova 2019] zusätzlich eine veränderliche Abhebung am infinitesimalen Balkenelement und somit die Krümmung der Teilquerschnitte entsprechend Abbildung 3-8 ein. Aufgrund der Kompliziertheit der sich ergebenden Differentialgleichungen ist eine geschlossene Lösung nicht mehr möglich. In [Kostadinova 2019] und [Diewald 2018] wird das gekoppelte DGL-System iterativ mittels genetischen Algorithmus gelöst.

3.3 Stabwerkmodelle

Die Modellierung der Verbundträger mit Stabwerkmodellen stammt ursprünglich aus dem Holzbau und wird inzwischen häufig im Holz-Beton-Verbundbau angewendet. Aufgrund des vorwiegend linear-elastischen Materialverhaltens des Werkstoffes Holz konnten hier mit linear-elastischer Berechnung gute Ergebnisse erzielt werden. Aufgrund der hohen Duktilität des Stahls und der Verbundmittel ist die Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens von klassischen Stahl-Beton-Verbundträgern essenziell für eine wirtschaftliche Bemessung oder eine realistische Nachrechnung von Versuchen. Aufgrund des Rechenaufwandes durch die nichtlineare Berechnung kamen Stabwerkmodelle bisher im Stahl-Beton-Verbundbau im Gegensatz zum Holzbau nur wenig zum Einsatz.

Bei der Modellierung werden die Betonplatte und der Träger jeweils als ein Balkenquerschnitt abgebildet. Die Verbindung zwischen beiden erfolgt mittels Federn der Steifigkeit eines Verbundmittels. Besonders vorteilhaft im Vergleich zur verschmierten Steifigkeit der Verbundfuge bei den analytischen Ansätzen ist, dass jedes Verbundmittel als eine Feder modelliert werden kann. So können beispielsweise sehr große oder variierende Verbundmittelabstände oder Verbundmittel unterschiedlicher Steifigkeiten detailliert untersucht werden. Außerdem lassen sich hierdurch Rückschlüsse des Trag- und Verformungsverhalten des einzelnen Verbundmittels im globalen Tragverhalten des Verbundträgers ziehen. Die Berechnung der Modelle erfolgt mit praxisüblicher Computersoftware zur Berechnung stabförmiger Bauteile.

Abbildung 3-9 zeigt die im Holz-Beton-Verbundbau gebräuchliche Stabwerkmodellierung aus [Grosse 2003]. Aufgrund der hohen Tragfähigkeit einer Kerne können große Verbundmittelabstände realisiert werden, welche aufgrund der lokalen Kraftübertragung allerdings nicht mehr zu der Annahme verschmierter Verbundfugensteifigkeit der Analytik passen. Im Stabwerkmodell werden Beton- und Holzquerschnitt als Stab auf der jeweiligen Schwerachse mit den entsprechenden Querschnittseigenschaften modelliert. Die Verbindung der beiden Querschnitte erfolgt mit Hilfe steif angeschlossener Stäbe mit Momentengelenken in Stabmitte.

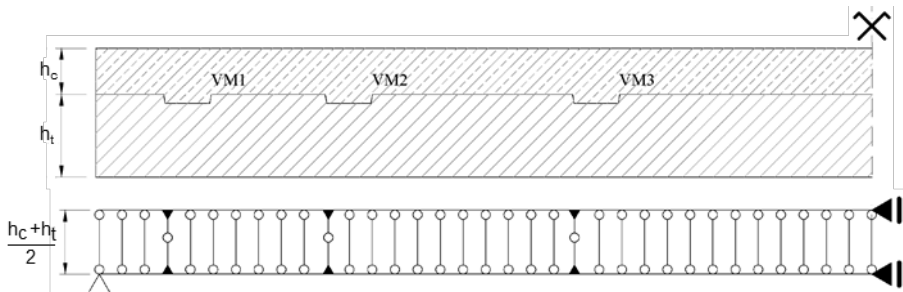


Abbildung 3-9: Stabwerkmodell zur Berechnung eines Holz-Beton-Verbundträgers mit Kernen aus [Grosse 2003] (modifizierte Darstellung)

Der Stab mit der aus der Verbundmittelsteifigkeit umgerechneten Biegesteifigkeit wird an der Position der vorderen Kontaktfläche von Beton und Holz angeordnet. Um eine kontinuierliche Verbindung in senkrechter Richtung zu schaffen, wie es im realen Bauteil über den Kontakt der Fall ist, werden entlang der Trägerlänge Pendelstäbe (ohne

horizontale Steifigkeit) hinzugefügt. Vorteilhaft an dieser Variante des Modells ist der geringe Aufwand beim Erzeugen des Modells und der Berechnungsaufwand, da vergleichsweise wenig Stäbe benötigt werden. Nachteilig erweist sich die Umrechnung der Verbundmittelsteifigkeit in die Biegesteifigkeit des vertikalen Verbindungsstabs.

Abbildung 3-10 zeigt ein Modell zur Berechnung von Stahl-Beton-Verbundträgern aus [Nellinger 2015]. Da Nellinger eine wissenschaftliche Modellierung seiner Versuche anstrebt und nichtlineares Materialverhalten in den Berechnungen berücksichtigen will, modelliert er die Betonplatte und die Flansche sowie den Steg des Stahlprofils als separate Scheiben. Auf Höhe der Verbundfuge wird eine horizontale Feder angeordnet, welche mit vertikalen Starrstäben an Beton und Stahl verbunden wird.

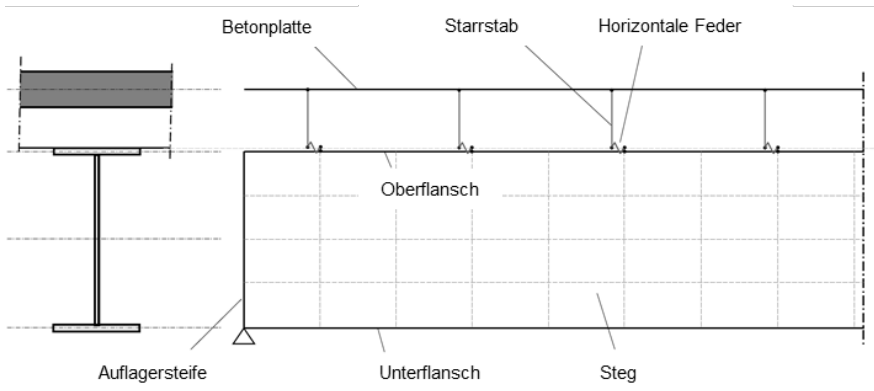


Abbildung 3-10: Stabwerkmodell zur Berechnung eines Stahl-Beton-Verbundträgers mit Verbundblech aus [Nellinger 2015] (modifizierte Darstellung)

Die horizontale Steifigkeit eines Verbundmittels kann unmittelbar als Steifigkeit der horizontalen Feder angesetzt werden. In vertikaler Richtung wählt Nellinger die Federsteifigkeit als quasi unendlich steif. In dem von Nellinger benutzten Programm Sofistik ist diese Einstellung möglich, in anderen Programmen fehlt eine solche Einstellung, sodass eine vertikale Kopplung beider Verbundpartner über separate Stäbe erfolgen muss.

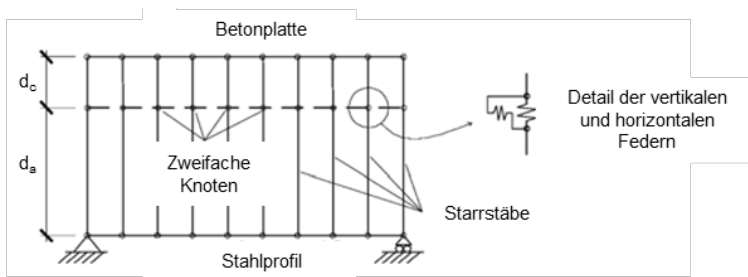


Abbildung 3-11: Stabwerkmodell zur Berechnung von Schlupf und Abhebungen eines Stahl-Beton-Verbundträgers aus [Zanuy 2015] (modifizierte Darstellung)

Zum Validieren seiner analytischen Lösungen zur Berechnung der Abhebungen der Betonplatte vom Stahlprofil infolge des Schwindens des Betons wird in [Zanuy 2015] ein Stabwerkmodell um zusätzliche vertikale Federn erweitert. In dem Stabwerkmodell

werden Beton- und Stahlquerschnitt als Balkenstab auf der Schwerachse der tatsächlichen Verbundpartner angeordnet. Die Verbindung der Federn und der Balkenstäbe erfolgt ebenfalls mittels Starrstäben. Zur Berechnung von Abhebungen zwischen Betonplatte und Stahlprofil wird in [Zanuy 2015] jedes Verbundmittel mit einer horizontalen und zusätzlich mit einer vertikalen Feder modelliert. Im Detail rechts in Abbildung 3-11 ist die Anordnung der beiden Federn mit Hilfe eines zusätzlichen horizontalen Starrstabs dargestellt.

Neben der horizontalen Verbundfugensteifigkeit, wozu es zahlreiche Ergebnisse von Push-out-Versuchen in der Literatur gibt oder im Falle des Holzbaus normativ geregelt sind, muss für die vertikale Feder zusätzlich eine Verbundfugensteifigkeit angesetzt werden. Hierzu könnten Auszugsversuche von Kopfbolzendübeln zur Bestimmung der Steifigkeit herangezogen werden.

Da in der Befestigungstechnik hauptsächlich die Tragfähigkeit benötigt wird, sind in den meisten Veröffentlichungen keine Angaben zu Verformungen, genauer gesagt zur Steifigkeit gemacht. Da Zanuy dies ebenfalls feststellen musste, entwickelt er in [Zanuy 2017] ein Modell zur Berechnung der vertikalen Federsteifigkeit. Er berechnet die Dehnsteifigkeit eines effektiven Betonzylinders um den Kopfbolzendübel. Dabei wird die Steifigkeit des Schafts des Kopfbolzens nicht in der Gleichung berücksichtigt. Zanuy geht also davon aus, dass die vertikale Verformung komplett durch die Dehnung im Beton entsteht und der Dübelschaft starr ist. Der effektive Durchmesser des Zylinders berechnet sich anhand des bei Pull-out-Versagen auftretenden Betonausbruchkegels unter Annahme einer Steigung von 45°. Allerdings ist die Gleichung des Durchmessers abhängig von einem Vorfaktor, welcher nur anhand von vertikalen Steifigkeiten aus Pull-out-Versuchen aus [Balakrishnan 1963] kalibriert wurden. Abbildung 3-12 zeigt das vorher beschriebene Modell zur Ermittlung der vertikalen Steifigkeit von Kopfbolzendübeln.

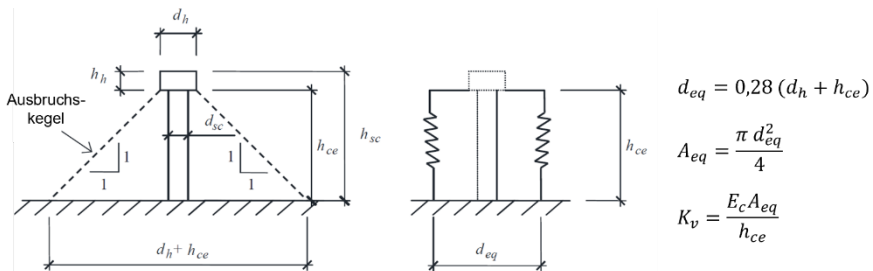


Abbildung 3-12: Modell zur Berechnung der vertikalen Kopfbolzensteifigkeit aus [Zanuy 2017] (modifizierte Darstellung)

4 Erweiterung der Analytik für statisch unbestimmte Systeme

4.1 Allgemeines

Aufgrund der geringeren Durchbiegungen, der betragsmäßig kleineren Schnittgrößen und der durch die statische Überzählige vorhandene Redundanz bei Ausfall eines Teils der Konstruktion im Vergleich zu statisch bestimmten Systemen kommen statisch unbestimmte Tragsysteme in der Ingenieurpraxis häufig zum Einsatz. Auch wenn im Verbundbau bei statisch unbestimmten Systemen wie Mehrfeldträgern die Materialien im Stützbereich nicht entsprechend ihren Vorteilen eingesetzt werden, so können durch die Stützbewehrung und trotz Annahme eines gerissenen Betons erhebliche Systemsteifigkeiten verglichen mit statisch bestimmten Trägern geschaffen werden.

Da die Verteilung des äußeren Momentes von der Biegesteifigkeit entlang der Trägerlänge abhängt, beim Verbundträger also maßgeblich von der Rissbildung des Betons, kann eine realistische Bestimmung des Momentenverlaufs bereits zu einer Herausforderung werden. Wie im vorherigen Kapitel beschrieben, hängen die Lösungen der DGL des elastischen Verbundes aber entscheidend von dem äußeren Momentenverlauf ab. Außerdem trifft aufgrund des gerissenen Betons die Bedingung von konstanten Querschnittswerten entlang der Trägerlänge bei der Berechnung mittels DGL nicht mehr zu. Neben der Bestimmung der statischen Überzähligen im Verlauf der Normalkraft analog zum Momentenverlauf, müssen zur realistischen Berechnung von statisch unbestimmten Verbundträgern also auch über die Trägerlänge veränderliche Biegesteifigkeiten berücksichtigt werden können.

Nachfolgend soll die DGL des elastischen Verbundes, welche wie in vorherigem Kapitel beschrieben, im Allgemeinen nur für statisch bestimmte Systeme geschlossen gelöst werden kann, zur Berechnung statisch unbestimmter Systeme erweitert werden. Hierfür werden im ersten Schritt für die wichtigsten äußeren Lasten, eine Gleichstreckenlast, eine Einzellast und den Sonderfall eines unbelasteten Feldes, die Gleichungen eines Feldes in Abhängigkeit der Randmomente und der Verbundnormalkräfte an den Rändern hergeleitet. Die Berechnung des unbelasteten Feldes entspricht dem Fall der Gleichstreckenlast mit der Bedingung $q = 0$. Da diesem Fall bei der iterativen Lösung noch eine wichtige Rolle zukommt, wird dieser gesondert aufgeführt.

Am Beispiel der Gleichstreckenlast erfolgt eine ausführliche Beschreibung der Herleitung. Hierbei werden zunächst die Randnormalkräfte eines Feldes als Unbekannte eingeführt. Auch wenn im Allgemeinen die geschlossene Lösung der DGL nur für statisch bestimmte Systeme möglich ist, können im nächsten Schritt einige Sonderfälle statisch unbestimmter Systeme gegeben werden, welche geschlossen gelöst werden können. Zusätzlich wird ein Iterationsverfahren gegeben, welches es ermöglicht, die Verbundnormalkraft allgemeiner statisch unbestimmter Systeme, bei denen die DGL nicht geschlossen lösbar ist, zu berechnen. Darüber hinaus werden diese Lösungen der DGL für beliebige Randbedingungen mit der im vorherigen Kapitel beschriebenen Segment-Lamellen-Methode kombiniert. Mit diesem Algorithmus können statisch unbestimmte hybride Träger mit nichtlinearem Last-Verformungsverhalten modelliert werden. Am Beispiel des Sonderfalls des symmetrischen Zweifeldträgers, welcher im Rahmen vorliegender Arbeit detailliert untersucht wird, wird der Berechnungs-

algorithmus programmtechnisch umgesetzt und ausführlich beschrieben. Nachfolgende Erweiterungen der DGL auf statisch unbestimmte Systeme werden in Zusammenarbeit mit [Annen 2020] hergeleitet.

4.2 Herleitung der Lastfälle

Lastfall Gleichstreckenlast

Betrachtet wird ein allgemeines Trägerfeld der Länge l , welches durch eine Gleichstreckenlast q belastet wird. An den Balkenenden wirken die Randmomente M_0 und M_1 sowie die Verbundnormalkräfte N_0 und N_1 , welche durch eine Einspannung oder durch die Durchlaufwirkung benachbarter Felder im Mehrfeldträger resultieren können. Für den Fall eines freien Randes sowie einer gelenkigen Auflagerung ergeben sich die Randschnittgrößen entsprechend zu null.

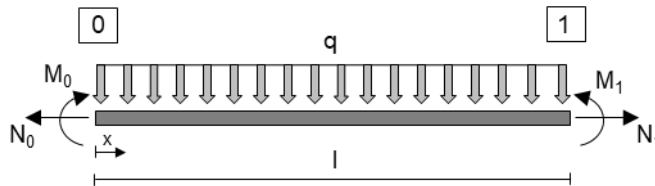


Abbildung 4-1: Allgemeines Feld mit Streckenlast

Der Querkraftverlauf sowie der Momentenverlauf lassen sich nachfolgend in Abhängigkeit der Randmomente sowie der Gleichstreckenlast und der Feldlänge bestimmen. Die Randmomente können abhängig vom Gesamtsystem durch statisch unbestimmte Berechnung, beispielweise mit dem Kraftgrößenverfahren, berechnet werden. Über die Größe der Randmomente fließt die Auflagerung in die Berechnung ein.

$$V(x) = \frac{M_1 - M_0}{l} + q \left(\frac{l}{2} - x \right) \quad (4.1)$$

$$M(x) = M_0 + (M_1 - M_0) \frac{x}{l} + \frac{q}{2} (lx - x^2) \quad (4.2)$$

Anhand des Momentenverlaufs lässt sich die partikuläre Lösung der DGL aus Gleichung (3.11) mit Hilfe der Lösungsmethodik der Variation der Konstanten für den hier vorhandenen quadratischen Momentenverlauf bestimmen.

$$N_p = \gamma M - \frac{\gamma q}{\omega^2} \quad (4.3)$$

Entsprechend Gleichung (3.12) lässt sich die Normalkraft als Summe von homogener und partikulärer Lösung ausdrücken.

$$N(x) = \gamma M(x) - \frac{\gamma q}{\omega^2} + c_1 e^{\omega x} + c_2 e^{-\omega x} \quad (4.4)$$

Mit den Bedingungen $N(0) = N_0$ und $N(l) = N_1$ lassen sich die Konstanten c_1 und c_2 in Abhängigkeit der Randschnittgrößen bestimmen. Da die Berechnung der Konstanten in Form von Gleichungen sehr aufwendig werden kann, wird im Folgenden das Gleichungssystem mittels Matrizen gelöst. Neben der kompakteren Schreibweise lässt sich die Berechnung so einfacher in der Software umsetzen.

$$\begin{bmatrix} c_1 \\ c_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 1 \\ e^{\omega l} & e^{-\omega l} \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} N_0 - \gamma M_0 + \frac{\gamma q}{\omega^2} \\ N_1 - \gamma M_1 + \frac{\gamma q}{\omega^2} \end{bmatrix} \quad (4.5)$$

Der Schubfluss in der Verbundfuge lässt sich durch Ableitung von Gleichung (4.4) und Einsetzen der Querkraft als Ableitung des Momentes bestimmen.

$$T(x) = \gamma V(x) + \omega c_1 e^{\omega x} - \omega c_2 e^{-\omega x} \quad (4.6)$$

Durch Division des Schubflusses der Verbundfuge durch die Verbundfugensteifigkeit kann entsprechend Gleichung (3.8) der Schlupf bestimmt werden.

$$s(x) = -\frac{1}{k_h} (\gamma V(x) + \omega c_1 e^{\omega x} - \omega c_2 e^{-\omega x}) \quad (4.7)$$

Durch Einsetzen des äußeren Moments und der Verbundnormalkraft in Gleichung (3.6) kann die Krümmung der Querschnitte bestimmt werden.

$$-EI w''(x) = M - N \cdot d = M(x)(1 - \gamma d) + \frac{\gamma q d}{\omega^2} - c_1 d e^{\omega x} - c_2 d e^{-\omega x} \quad (4.8)$$

Durch zweifache Integration der Krümmung kann die Durchbiegung bestimmt werden. Die resultierenden Integrationskonstanten c_3 und c_4 können durch Aufstellen der Randbedingungen in Matrixschreibweise gelöst werden. Im vorliegenden Fall eines Mehrfeldträgers sind zur Bestimmung der Konstanten die Randbedingungen, dass am Anfang und am Ende des Feldes die Durchbiegung gleich null sind, ausgenutzt worden. Hierdurch kann im Fall eines gelenkigen Auflagers das Randmoment zu null gesetzt werden und die Randbedingungen werden weiterhin erfüllt. Durch Ausnutzen einer Randbedingung der Neigung $w'(x)$ wäre diese Bedingung durch Einführen einer gelenkigen Lagerung nicht mehr zwangsläufig erfüllt. Anzumerken ist, dass die vorliegende Lösung der Konstanten der Neigung und Durchbiegung nicht für einen Kragarm gilt. Hierfür müssten die Konstanten c_3 und c_4 unter Anpassung der Randbedingung neu bestimmt werden.

$$-EI w'(x) = \int M(x) dx (1 - \gamma d) + \frac{\gamma q d}{\omega^2} x - \frac{c_1 d e^{\omega x}}{\omega} + \frac{c_2 d e^{-\omega x}}{\omega} + c_3 \quad (4.9)$$

$$-EI w(x) = \iint M(x) d^2 x (1 - \gamma d) + \frac{\gamma q d}{2\omega^2} x^2 - \frac{c_1 d e^{\omega x}}{\omega^2} - \frac{c_2 d e^{-\omega x}}{\omega^2} + c_3 x + c_4 \quad (4.10)$$

mit:

$$\int M(x) dx = \frac{1}{12} \left(12 M_0 x + 6(M_1 - M_0) \frac{x^2}{l} + q (3lx^2 - 2x^3) \right)$$

$$\iint M(x) d^2 x = \frac{1}{24} \left(12 M_0 x^2 + 4(M_1 - M_0) \frac{x^3}{l} + q (2lx^3 - x^4) \right)$$

für beidseitige Auflagerung (mit $w_0 = w_1 = 0$)

$$\begin{bmatrix} c_3 \\ c_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 1 \\ l & 1 \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} \frac{d}{\omega^2} (c_1 + c_2) \\ \frac{d}{\omega^2} (c_1 e^{\omega l} + c_2 e^{-\omega l} - \frac{\gamma q l^2}{2}) - (4M_1 - 8M_0 + q l^2) \frac{l^2}{24} (1 - \gamma d) \end{bmatrix}$$

Lastfall Einzellast

Analog zur Gleichstreckenlast werden für den Lastfall der Einzellast ebenfalls die Gleichungen als Lösung der DGL des elastischen Verbundes in Abhängigkeit der Randmomente und Randnormalkräfte an einem aus einem Mehrfeldträger herausgetrennten Feld bestimmt. Da die Einzellast in der Querkraft einen Sprung erzeugt, sind weder Querkraft- noch Momentenverlauf stetig. In der Folge werden für Bereich I und Bereich II die Gleichungen separat aufgestellt. Zur Bestimmung der Konstanten müssen zusätzlich zu den Randbedingungen Übergangsbedingungen zwischen den Bereichen aufgestellt werden.

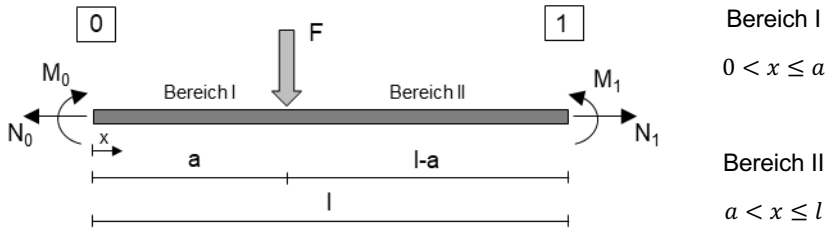


Abbildung 4-2: Allgemeines Feld mit Einzellast

$$\begin{aligned}
 V_I(x) &= \frac{M_1 - M_0}{l} - F \frac{a - l}{l} \\
 V_{II}(x) &= \frac{M_1 - M_0}{l} - F \frac{a}{l}
 \end{aligned} \tag{4.11}$$

$$\begin{aligned}
 M_I(x) &= M_0 + (M_1 - M_0 - F(a - l)) \frac{x}{l} \\
 M_{II}(x) &= M_1 + (M_1 - M_0 - F a) \frac{x - l}{l}
 \end{aligned} \tag{4.12}$$

$$\begin{aligned}
 N_I(x) &= \gamma M_I(x) + c_1 e^{\omega x} + c_2 e^{-\omega x} \\
 N_{II}(x) &= \gamma M_{II}(x) + c_3 e^{\omega x} + c_4 e^{-\omega x}
 \end{aligned} \tag{4.13}$$

mit:

$$\begin{bmatrix} c_1 \\ c_2 \\ c_3 \\ c_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 0 & 0 \\ e^{\omega a} & e^{-\omega a} & -e^{\omega a} & -e^{-\omega a} \\ e^{\omega a} & -e^{-\omega a} & -e^{\omega a} & e^{-\omega a} \\ 0 & 0 & e^{\omega l} & e^{-\omega l} \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} N_0 - \gamma M_0 \\ 0 \\ -\frac{\gamma F}{\omega} \\ N_1 - \gamma M_1 \end{bmatrix}$$

$$\begin{aligned}
 T_I(x) &= \gamma V_I(x) + \omega c_1 e^{\omega x} - \omega c_2 e^{-\omega x} \\
 T_{II}(x) &= \gamma V_{II}(x) + \omega c_3 e^{\omega x} - \omega c_4 e^{-\omega x}
 \end{aligned} \tag{4.14}$$

$$\begin{aligned}
 s_I(x) &= -\frac{1}{k_h} (\gamma V_I(x) + \omega c_1 e^{\omega x} - \omega c_2 e^{-\omega x}) \\
 s_{II}(x) &= -\frac{1}{k_h} (\gamma V_{II}(x) + \omega c_3 e^{\omega x} - \omega c_4 e^{-\omega x})
 \end{aligned} \tag{4.15}$$

$$\begin{aligned} -EIw''(x) &= M_I(x)(1 - \gamma d) - c_1 d e^{\omega x} - c_2 d e^{-\omega x} \\ -EIw''_{II}(x) &= M_{II}(x)(1 - \gamma d) - c_3 d e^{\omega x} - c_4 d e^{-\omega x} \end{aligned} \quad (4.16)$$

$$\begin{aligned} -EIw'_I(x) &= \int M_I(x) dx (1 - \gamma d) - \frac{c_1 d}{\omega} e^{\omega x} + \frac{c_2 d}{\omega} e^{-\omega x} + c_5 \\ -EIw'_{II}(x) &= \int M_{II}(x) dx (1 - \gamma d) - \frac{c_3 d}{\omega} e^{\omega x} + \frac{c_4 d}{\omega} e^{-\omega x} + c_7 \end{aligned} \quad (4.17)$$

$$\begin{aligned} -EIw_I(x) &= \iint M_I(x) dx (1 - \gamma d) - \frac{c_1 d}{\omega^2} e^{\omega x} - \frac{c_2 d}{\omega^2} e^{-\omega x} + c_5 x + c_6 \\ -EIw_{II}(x) &= \iint M_{II}(x) dx (1 - \gamma d) - \frac{c_3 d}{\omega^2} e^{\omega x} - \frac{c_4 d}{\omega^2} e^{-\omega x} + c_7 x + c_8 \end{aligned} \quad (4.18)$$

mit:

$$\begin{aligned} \int M_I(x) dx &= M_0 x + (M_1 - M_0 - F(a-l)) \frac{x^2}{2l} \\ \int M_{II}(x) dx &= M_1 x + (M_1 - M_0 - F a) \frac{x^2 - 2lx}{2l} \\ \iint M_I(x) d^2x &= \frac{1}{6} (3 M_0 x^2 + (M_1 - M_0 - F(a-l)) \frac{x^3}{l}) \\ \iint M_{II}(x) d^2x &= \frac{1}{6} (3 M_1 x^2 + (M_1 - M_0 - F a) \frac{x^3 - 3lx^2}{l}) \end{aligned}$$

für beidseitige Auflagerung (mit $w_0 = w_1 = 0$)

$$\begin{bmatrix} c_5 \\ c_6 \\ c_7 \\ c_8 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & l & 1 \\ 1 & 0 & -1 & 0 \\ a & 1 & -a & -1 \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} \frac{d}{\omega^2} (c_1 + c_2) \\ \frac{d}{\omega^2} (c_3 e^{\omega l} + c_4 e^{-\omega l}) - (M_1 + 2M_0 + 2Fa) \frac{l^2}{6} (1 - \gamma d) \\ \frac{d}{\omega} (c_1 e^{\omega a} - c_2 e^{-\omega a} - c_3 e^{\omega a} + c_4 e^{-\omega a}) + \frac{Fa^2}{2} (1 - \gamma d) \\ \frac{d}{\omega^2} (c_1 e^{\omega a} + c_2 e^{-\omega a} - c_3 e^{\omega a} - c_4 e^{-\omega a}) + \frac{Fa^3}{3} (1 - \gamma d) \end{bmatrix}$$

Lastfall unbelastetes Feld

Wie eingangs erwähnt, wird zusätzlich der Fall eines unbelasteten Feldes betrachtet. Aufgrund der Randmomente und Randnormalkräfte können in einem solchen unbelasteten Feld wegen der Einflüsse benachbarter belasteter Felder Beanspruchungen auftreten. Wird in die vorher beschriebenen Gleichungen für das mit Gleichstreckenlast belastete Feld $q = 0$ eingesetzt, ergeben sich nachfolgende reduzierten Gleichungen.



Abbildung 4-3: Sonderfall des unbelasteten Feldes

$$V(x) = \frac{M_1 - M_0}{l} \quad (4.19)$$

$$M(x) = M_0 + (M_1 - M_0) \frac{x}{l} \quad (4.20)$$

$$N(x) = \gamma M(x) + c_1 e^{\omega x} + c_2 e^{-\omega x} \quad (4.21)$$

mit:

$$\begin{bmatrix} c_1 \\ c_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 1 \\ e^{\omega l} & e^{-\omega l} \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} N_0 - \gamma M_0 \\ N_1 - \gamma M_1 \end{bmatrix}$$

$$T(x) = \gamma \left(\frac{M_1 - M_0}{l} \right) + \omega c_1 e^{\omega x} - \omega c_2 e^{-\omega x} \quad (4.22)$$

$$s(x) = -\frac{1}{k_h} \left(\gamma \left(\frac{M_1 - M_0}{l} \right) + \omega c_1 e^{\omega x} - \omega c_2 e^{-\omega x} \right) \quad (4.23)$$

$$-EI w''(x) = M(x) (1 - \gamma d) - c_1 d e^{\omega x} - c_2 d e^{-\omega x} \quad (4.24)$$

$$-EI w'(x) = \int M(x) dx (1 - \gamma d) - \frac{c_1 d}{\omega} e^{\omega x} + \frac{c_2 d}{\omega} e^{-\omega x} + c_3 \quad (4.25)$$

$$-EI w(x) = \iint M(x) d^2x (1 - \gamma d) - \frac{c_1 d}{\omega^2} e^{\omega x} - \frac{c_2 d}{\omega^2} e^{-\omega x} + c_3 x + c_4 \quad (4.26)$$

mit:

$$\int M(x) dx = M_0 x + (M_1 - M_0) \frac{x^2}{2l}$$

$$\iint M(x) d^2x = \frac{M_0 x^2}{2} + (M_1 - M_0) \frac{x^3}{6l}$$

für beidseitige Auflagerung (mit $w_0 = w_1 = 0$)

$$\begin{bmatrix} c_3 \\ c_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 1 \\ l & 1 \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} \frac{d}{\omega^2} (c_1 + c_2) \\ \frac{d}{\omega^2} (c_1 + c_2) - (2M_0 + M_1) \frac{l^2}{6} (1 - \gamma d) \end{bmatrix}$$

4.3 Iterative Lösung der erweiterten DGL

Die vorher hergeleiteten Lösungsansätze der Differentialgleichung des elastischen Verbundes für erweiterte Randbedingungen lassen sich nur noch für Sonderfälle geschlossen lösen. Für einen Einfeldträger mit einer oder zwei Einspannungen oder symmetrische Zweifeldträger, wo aus Symmetriegründen das Mittelaufleger als Einspannung idealisiert werden kann, können über die Randbedingung, dass der Schlupf in der Einspannung zu null und die Normalkraft am gelenkigen Auflager zu null werden, die Konstanten c_1 und c_2 ohne Kenntnis der Normalkräfte in den eingespannten Auflagern aufgestellt und somit die DGL geschlossen gelöst werden.

Für den Fall, dass am Auflager weder die Normalkraft noch der Schlupf zu null wird, wie beispielsweise an den Innenauflagern von Mehrfeldträgern, können nicht genug Randbedingungen zur geschlossenen Lösung der DGL aufgestellt werden. Zur Bestimmung des Normalkraftverlaufs bei solchen statischen Systemen wird ein iteratives Verfahren entwickelt, welches nachfolgend am Beispiel eines

unsymmetrischen Zweifeldträgers mit Belastung durch eine Streckenlast im Feld 1 dargestellt werden soll, siehe Abbildung 4-4.

Der Verlauf des äußeren Momentes kann im elastischen Fall durch statisch unbestimmte Berechnung bestimmt werden. Durch die beiden Grenzfälle des elastischen Verbundes ist bekannt, dass die Verbundnormalkraft betragsmäßig zwischen null, also wenn kein Verbund der Verbundpartner vorliegen würde und der Normalkraft aus starrem Verbund liegen muss. Für die gelenkigen Randaufleger kann die Randbedingung, dass die Normalkraft zu null wird, aufgestellt werden. Für das Mittelaufleger ist bekannt, dass die Normalkraft zwischen null und γM_{st} liegt. Außerdem darf aus Verträglichkeitsgründen kein Sprung im Schlupfverlauf am Mittelaufleger auftreten. Zur Lösung wird die Normalkraft am Mittelaufleger in den angegebenen Grenzen iteriert, bis die Bedingung des Schlupfs erfüllt wird. Nachfolgend werden die zur Berechnung benötigten Gleichungen aus vorherigen Abschnitten zusammengestellt.

Übergangsbedingung der Felder:

$$0 \leq N_{st} < \gamma M_{st}$$

$$N_1(l_1) = N_2(0) = N_{st}$$

$$M_1(l_1) = M_2(0) = M_{st}$$

Aufstellen der Gleichungen der Normalkraft für beide Felder:

Feld 1
$$N_1(x_1) = \gamma M(x_1) - \frac{\gamma q}{\omega^2} + c_{11}e^{\omega x_1} + c_{12}e^{-\omega x_1}$$

Streckenlast

$$\begin{bmatrix} c_{11} \\ c_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 1 \\ e^{\omega l_1} & e^{-\omega l_1} \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} \frac{\gamma q}{\omega^2} \\ N_{st} - \gamma M_{st} + \frac{\gamma q}{\omega^2} \end{bmatrix}$$

Feld 2
$$N_2(x) = \gamma M(x_2) + c_{21}e^{\omega x_2} + c_{22}e^{-\omega x_2}$$

unbelastet

$$\begin{bmatrix} c_{21} \\ c_{22} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 1 \\ e^{\omega l_2} & e^{-\omega l_2} \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} N_{st} - \gamma M_{st} \\ 0 \end{bmatrix}$$

Ziel der Iteration:

$$s_1(l_1) = s_2(0)$$

$$s_1(l_1) = -\frac{1}{k_h} \left(\gamma \left(\frac{M_{st}}{l_1} - \frac{q l_1}{2} \right) + \omega c_{11} e^{\omega l_1} - \omega c_{12} e^{-\omega l_1} \right)$$

$$s_2(0) = -\frac{1}{k_h} \left(-\gamma \frac{M_{st}}{l_2} + \omega c_{21} - \omega c_{22} \right)$$

$$\gamma \left(\frac{M_{st}}{l_1} + \frac{M_{st}}{l_2} - \frac{q l_1}{2} \right) + \omega (c_{11} e^{\omega l_1} - c_{12} e^{-\omega l_1} - c_{21} + c_{22}) = 0$$

Abbildung 4-4 zeigt die iterative Lösung der Randbedingung N_{st} . Die graue durchgezogene Linie entspricht dem Normalkraftverlauf bei Einsetzen von $N_{st} = \gamma M_{st}$, also dem oberen Grenzfalle der Normalkraft. Die graue gestrichelte Linie stellt den Normalkraftverlauf durch einsetzten von $N_{st} = 0$, also dem unteren Grenzwert dar. Die schwarze durchgezogene Linie gibt den tatsächlichen Normalkraftverlauf mit N_{st} als Lösung der Iteration.

Es ist zu erkennen, dass die Normalkraftverläufe im Bereich des Mittelauflegers deutlich voneinander abweichen, über einen Großteil der Trägerlänge allerdings deckungsgleich sind. Es scheint also einen Einflussbereich zu geben, innerhalb derer die Randbedingungen eine Rolle spielen.

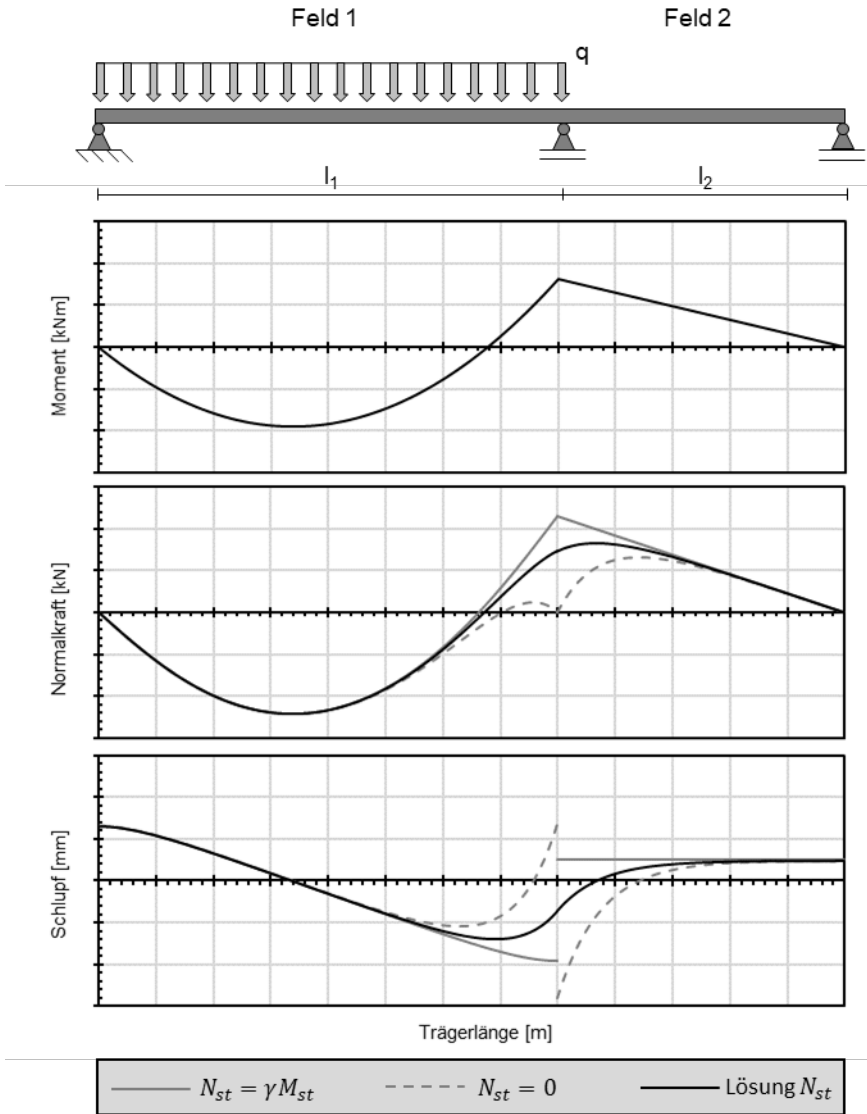


Abbildung 4-4: Darstellung des iterativen Lösungsverfahrens anhand eines unsymmetrischen Zweifeldträgers

An den Schlupfverläufen ist zu erkennen, dass sich für die beiden Grenzwerte der Randbedingung N_{st} deutliche Sprünge am Mittelaufleger abzeichnen, diese also nicht die Verträglichkeitsbedingung erfüllen. Innerhalb der Grenzen der Normalkraft am Mittelaufleger gibt es genau einen Wert der Normalkraft, für welche der Schlupf im Übergang beider Felder gleich wird. Auch hier fällt auf, dass die Schlupfverläufe

außerhalb des Einflussbereichs der Randbedingung am Mittelaufleger deckungsgleich verlaufen. So könnten beispielsweise die Schlupfwerte an den Trägerenden ohne Iteration anhand der Formeln bestimmt werden.

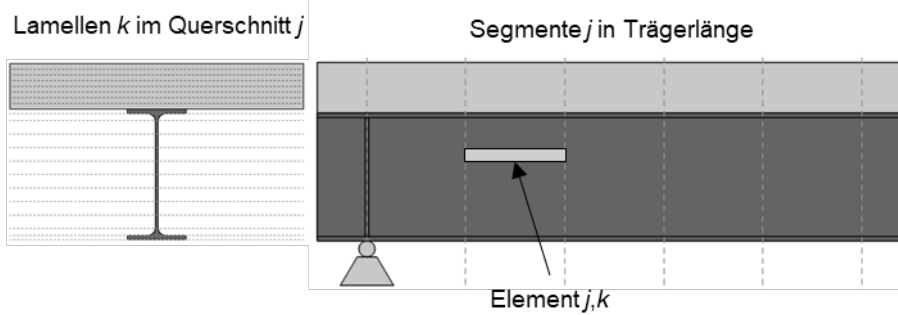
Bei Belastung bestehend aus mehreren Strecken und Einzellasten wird empfohlen, für jede Last einzeln die Normalkraft am Feldübergang des belasteten zu einem unbelasteten Feld zu bestimmen und anschließend die Normalkräfte aller Lastfälle zu überlagern. Das beschriebene Iterationsverfahren lässt sich auf beliebige Mehrfeldträger übertragen. Je Mittelaufleger, also je Übergang der einzelnen Felder, wird eine iterative Bestimmung der Normalkraft zur Erfüllung der Übergangsbedingung des Schlupfes erforderlich. Analog zum Momentenverlauf nimmt auch der Einfluss unbelasteter Felder mit größer werdendem Abstand zum belasteten Feld ab.

Durch die Einflusslängen sind die Iterationen an den einzelnen Feldübergängen unabhängig voneinander und können nacheinander ausgeführt werden. Sollten sich die Einflusslängen überschneiden, sind die Iterationen nicht mehr voneinander unabhängig und beeinflussen sich gegenseitig. In dem Fall kann die Iteration je Übergangsbedingung abwechselnd durchgeführt werden, bis die Verträglichkeitsbedingungen des Schlupfes an allen Übergängen erfüllt sind.

4.4 Segment-Lamellen-Methode unter allgemeinen Randbedingungen

Zur Anwendung der Segment-Lamellen-Methode auf Verbundträger allgemeiner Randbedingungen muss das Ablaufschema des Algorithmus von [Kludka 2015] erweitert werden. Hintergrund der Segment-Lamellen-Methode ist die Reduktion der Biegesteifigkeit einzelner Segmente entlang der Trägerlänge, in denen ein Plastizieren des Materials auftritt. Konkret werden im Querschnitt die Steifigkeiten einzelner Lamellen, bei denen die Grenzdehnung erreicht wird, in Abhängigkeit des Materialmodells reduziert, sodass sich für den gesamten Querschnitt des Segments eine geringere Biegesteifigkeit und Dehnsteifigkeit ergibt. Die grundsätzliche Einteilung des Querschnitts in Lamellen und der Trägerlänge in Segmente und somit in einzelne Elemente ist in Abbildung 4-5 erläutert.

Im Gegensatz zu den statisch bestimmten Einfeldträgern von Kludka, hängt der Momentenverlauf des Systems bei den allgemeinen Lagerungsbedingungen maßgeblich von der Biegesteifigkeit entlang der Trägerlänge ab, welche wiederum abhängig von der Beanspruchung ist. Aufgrund der gegenseitigen Beeinflussung vom äußeren Schnittgrößenverlauf und den Querschnittswerten der hybriden Träger ist im Vergleich zum Einfeldträger, bei dem sich der Momentenverlauf unabhängig von den Steifigkeiten einstellt, eine zusätzliche Iterationsschleife notwendig. Hierbei wird je Laststeigerungsschritt der Verlauf des äußeren Momentes über eine statisch unbestimmte Berechnung mit der vorhandenen, entlang der Trägerlänge veränderlichen Biegesteifigkeit bestimmt. Darauf aufbauend können dann je Berechnungsschritt die inneren Schnittgrößen und folglich auch die Dehnungen in jedem Element der Verbundpartner bestimmt werden. Abhängig vom definierten Materialmodell können die Dehnungen mit den Grenzdehnungen abgeglichen werden und gegebenenfalls die Elementsteifigkeit für den nächsten Berechnungsschritt angepasst werden.



Indizes

i	Iterationsschritt zur Laststeigerung
j	Bezeichnung Segment
k	Bezeichnung Lamelle eines Querschnitts, gezählt von oben
$X_{i,j,k}$	Eigenschaft im Laststeigerungsschritt i im Segment j in der Lamelle k

Abbildung 4-5: Darstellung des Segment-Lamellen-Verfahrens

Abbildung 4-6 zeigt den zuvor beschriebenen Ablauf des Berechnungsalgorithmus des Segment-Lamellen-Verfahrens. Die einzelnen Iterationsschritte zur Laststeigerung werden mit dem Index i bezeichnet, die einzelnen Segmente in Trägerlänge mit dem Index j und die einzelnen Lamellen im Querschnitt werden mit dem Index k bezeichnet. So kann eine Eigenschaft, wie beispielsweise die Dehnung, eindeutig über Angabe von Segment und Lamelle einem Element im Träger und dem entsprechenden Berechnungszeitpunkt zugewiesen werden. Die Berechnungen erfolgen jeweils für den Schwerpunkt eines Elementes.

Aufgrund des noch ungeschädigten Bauteils wird im ersten Berechnungsschritt von einer konstanten Steifigkeit des Trägers entlang der Längsachse ausgegangen. Für diese kann dann die Querschnittswerte für die weitere Berechnung bestimmt werden. Erst mit Laststeigerung treten in einzelnen Bereichen Steifigkeitsverluste auf.

Zu erwähnen ist, dass im Ablaufdiagramm des Berechnungsalgorithmus in Abbildung 4-6 in den ersten vier Zeilen die Ausgangsquerschnitte mit dem Index „0“ bezeichnet werden. Entsprechend wird auch der Momentenverlauf entlang der Trägerlänge unter der Ausgangsbelastung mit $M_0(x)$ bezeichnet. Das Moment und die Normalkraft je Segment unter der Ausgangsbelastung werden entsprechend als $M_{0,j}$ und $N_{0,j}$ bezeichnet. Die Ausgangsschnittgrößen in den Segmenten sind daher nicht mit den Randschnittgrößen an der Stelle $x/l = 0$ aus vorherigem Kapitel zu verwechseln.

Abhängig von den noch konstanten Steifigkeiten kann dann über eine statisch unbestimmte Berechnung der Momentenverlauf bestimmt werden. Anhand diesem können dann entsprechend dem Iterationsverfahren aus vorherigem Abschnitt über die Bedingung der Verträglichkeit des Schlupfes am Übergang die Randnormalkräfte der einzelnen Felder und somit der gesamte Verlauf der Normalkraft bestimmt werden. Mit dem Moment und der Normalkraft lässt sich die Dehnung jedes einzelnen Elements bestimmen.

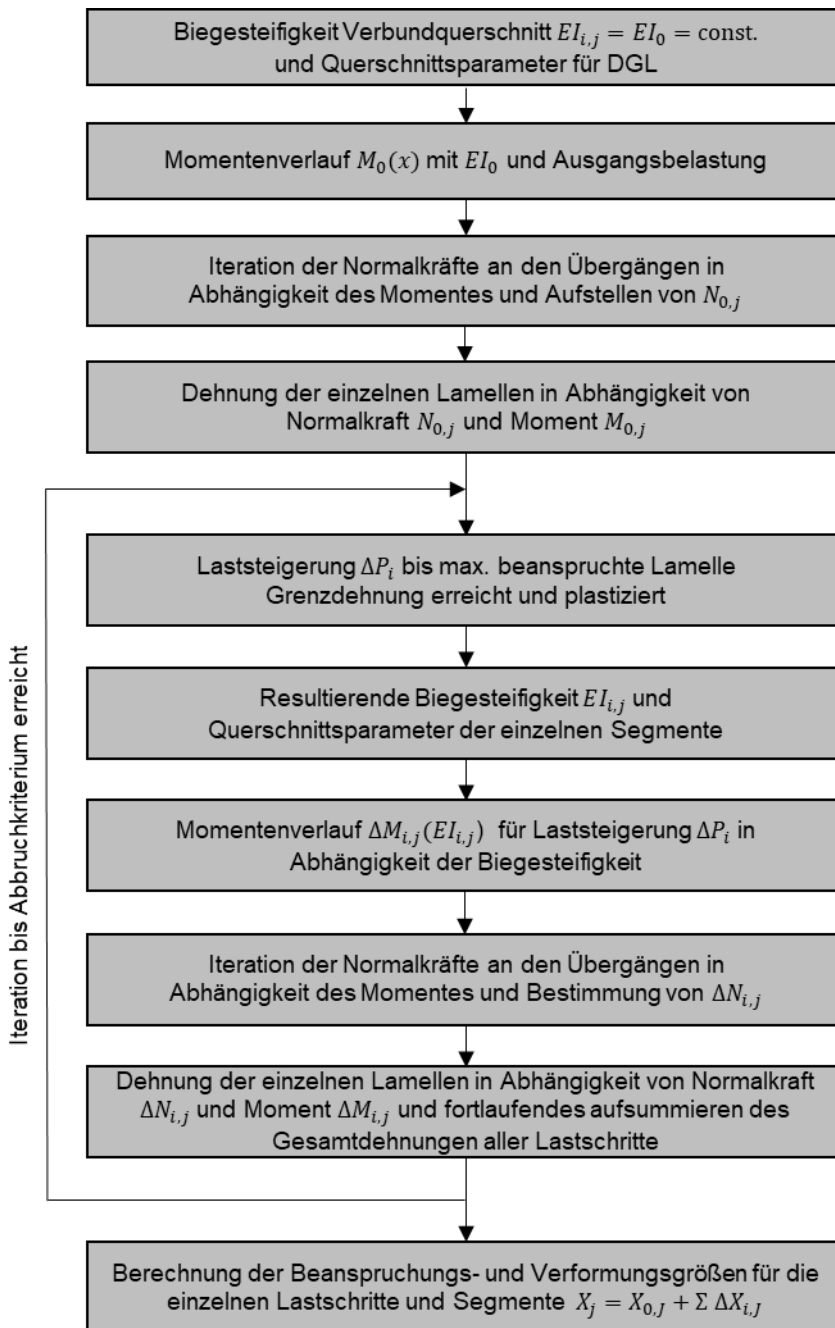


Abbildung 4-6: Ablauf der Berechnung des Segments-Lamellen-Verfahrens unter allgemeinen Randbedingungen

Mithilfe des Berechnungsalgorithmus wird dann je Rechenschritt die Last um den Betrag ΔP gesteigert bis das maximal beanspruchte Element die Grenzdehnung erreicht und die Steifigkeit dieses Elementes reduziert wird. Ausgehend von der neuen Elementsteifigkeit können die neue Biegesteifigkeit sowie die neuen Querschnittsfaktoren der einzelnen Segmente bestimmt werden. Anhand der Steifigkeitsverteilung über die Trägerlänge lässt sich das äußere Moment für die Belastung ΔP_i berechnen. Abhängig vom äußeren Moment $\Delta M_{i,j}$ für die Belastung ΔP_i können wiederum die Normalkräfte an den Übergängen iteriert werden und die Werte $\Delta N_{i,j}$ aller Segmente lassen sich bestimmen. Anhand von Moment $\Delta M_{i,j}$ und Normalkraft $\Delta N_{i,j}$ lässt sich die Dehnung $\Delta \varepsilon_{i,j,k}$ jedes Elements ermitteln. Die zum entsprechenden Zeitpunkt vorhandene Dehnung eines Elements wird durch fortlaufendes Aufsummieren der Dehnungen der Laststeigerungsschritte bestimmt und in jedem Iterationsschritt mit den Grenzdehnungen des entsprechenden Materials verglichen. Im nächsten Schritt wird die Last ΔP_{i+1} so gesteigert, dass wieder im maximal beanspruchten Element die Grenzdehnung erreicht wird.

Die Iteration der Laststeigerung wird dabei so lange wiederholt, bis so viele Querschnitte vollständig plastiziert sind und sich entsprechend der Fließgelenktheorie eine kinematische Kette einstellt, sodass eine weitere Laststeigerung nicht möglich ist. Alternativ können auch Grenzdehnung oder Verformungen als Abbruchkriterium definiert werden, um bei Erreichen ein Beenden des Algorithmus zu bewirken. Die gesuchten Beanspruchungen und Verformungen des Verbundträgers können im Anschluss durch Kenntnis der einzelnen Laststufen und der entsprechenden Querschnittswerte bestimmt werden.

4.5 Sonderfall des symmetrischen Zweifeldträgers

Wie im vorherigen Abschnitt beschrieben, kann der Berechnungsalgorithmus im Allgemeinen aufgrund der mehreren ineinander verschachtelten Iterationsschleifen sehr kompliziert werden. Zur Modellierung der eigenen zweifeldrigen Trägerversuche kann der Berechnungsaufwand durch Ausnutzen der Symmetrie am Mittelaufleger deutlich reduziert werden. So ist es ausreichend, nur ein Feld mit einer gelenkigen und einer fest eingespannten Auflagerung zu betrachten (siehe Abbildung 4-7). Durch die Symmetrie der realen Versuchsträger werden am Mittelaufleger alle Bedingungen einer Einspannung wie beispielsweise $w = 0$, $w' = 0$ und $s = 0$ erfüllt. Anhand der gelenkigen Randlagerung sowie der Symmetrie am Mittelaufleger lassen sich für die Versuchsträger zwei weitere Randbedingungen formulieren. So wird an dem gelenkigen Auflager (hier an der Stelle $x/l = 0$) das Moment M_0 und folglich die Normalkraft N_0 zu null. An dem als Einspannung idealisierten Mittelaufleger (hier an der Stelle $x/l = 1$) wird der Schlupf und folglich auch die Schubkraft zu Null. Somit kann die DGL des elastischen Verbundes für dieses System geschlossen gelöst werden, die vorher beschriebene Iteration zur Lösung der Normalkraft entfällt.

Die Belastung des Versuchsträgers setzt sich aus dem als Streckenlast idealisierten Eigengewicht des Trägers und den beiden gleich großen Einzellasten je Feld zusammen. Das Eigengewicht wird dabei als Ausgangsbelastung aufgebracht und mit den sukzessive gesteigerten Einzellasten überlagert.

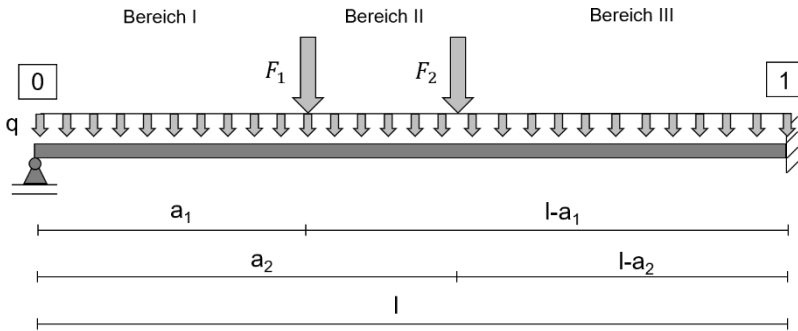


Abbildung 4-7: statisches System zur Berechnung der statisch unbestimmten Versuchsträger

Die Berechnungen werden mit dem Programm Matlab in der Version 2022a des Entwicklers MathWorks Inc. durchgeführt. Matlab, spezialisiert auf umfangreiche mathematische Operationen mittels Vektoren und Matrizen, erlaubt eine effiziente Lösung des vorliegenden Problems. Daher werden alle vorhandenen Berechnungsschritte in Vektor- und Matrixschreibweise überführt. So wird beispielsweise ein Vektor \bar{x} der Länge j eingeführt, der die x -Koordinaten der Schwerpunkte aller Segmente beinhaltet. Ebenfalls werden alle Querschnittseigenschaften wie Fläche, Flächenträgheitsmoment oder die Querschnittsparameter der DGL des elastischen Verbundes als Vektor mit den Eigenschaften je Segment aufgestellt. Jedem Segment können dabei individuelle Eigenschaften zugewiesen werden. So ergeben sich beispielsweise durch Berücksichtigung der Schubverzerrungen in Form der effektiven Breiten des Betongurtes nach DIN EN 1994-1-1 veränderliche Breiten des Betongurtes. Die Verbundfugensteifigkeit wird aufgrund der jeweils bereichsweise konstanten Dübelabstände entsprechend angeordnet.

Alle Träger werden zum Schaffen vergleichbarer Randbedingungen in die gleiche Anzahl an Segmenten und Lamellen aufgeteilt. Konkret wird der Querschnitt der Zweifeldträger in zehn Betonlamellen, je eine Lamelle für obere und untere Bewehrungslage und in zwölf Stahllamellen eingeteilt. Die Trägerlänge wird in 51 Segmente aufgeteilt. An den markanten Punkten wie Auflager und Lasteinleitung werden Segmentsschwerpunkte angeordnet. Alle anderen Segmente werden dazwischen mit dem Ziel einer möglichst gleichmäßigen Segmentlänge verteilt.

Im Detail erfolgt die Berechnung der Segment-Lamellen-Methode mit zwei von einander getrennten Matlab-Skripten. Die Quellcodes sind in Anhang A dargestellt. Im ersten Schritt werden im Skript „Eingangsdatei“ die Eingaben zum statischen System, zu den Querschnitten und den Materialkennwerten gemacht. Anhand der Eingaben erfolgt durch das Skript eine Einteilung des Systems in die einzelnen Segmente und Lamellen. Darüber hinaus wird die Beanspruchung in Folge des Eigengewichts des Verbundträgers bestimmt, was im Weiteren bei der Laststeigerung als Anfangsbeanspruchung dient. Die so generierten System-, Material- und Querschnittswerte werden vom Programm in Matrizenform gebracht und als Textdatei exportiert.

In dem zweiten Skript „Iteration“ werden dann die Eingangsdaten als Matrizen importiert und die eigentliche Laststeigerung mit sich immer weiter reduzierenden Steifigkeiten erfolgt. Um den Berechnungsaufwand zu begrenzen, erfolgt die Laststeigerung mit einer konstanten Laststeigerungsrate ΔF anstatt mit variabler Laststeigerung in der Größe, dass das nächste Element seine Grenzdehnung erreicht. Hierdurch werden bei den ersten Laststeigerungen noch keine Elemente reduziert und bei fortgeschrittener Rechnung könnten mehrere Elemente gleichzeitig reduziert werden. Durch die Wahl einer sehr kleinen Laststeigerungsrate kann verhindert werden, dass bei einer Laststeigerung zu viele Elemente gleichzeitig reduziert werden und somit ein gleichmäßigeres Last-Verformungs-Verhalten resultiert. Konkret werden die Zweifeldträger mit maximal 1000 Belastungsschritten mit einer Laststeigerung von $\Delta F = 1 \text{ kN}$ belastet, wobei der Algorithmus bei Erreichen einer Steifigkeit von null keine Ergebnisse mehr liefert. Bei der Auswertung wird die rechnerische Traglast anhand der maximalen Dehnungen der Teilquerschnitte oder der maximalen Verformungen der Verbundmittel im Vergleich mit den jeweiligen Beanspruchbarkeiten bestimmt.

Die Ergebnisse wie Beanspruchung und Verformung werden fortlaufend über die einzelnen Laststeigerungsschritte aufsummiert, sodass für eine allgemeine Ergebnisgröße X gilt:

$$X_i(F_i) = X_{i-1}(F_{i-1}) + \Delta X_i(\Delta F_i) \quad (4.27)$$

Die Ergebnisse wie Moment, Normalkraft oder Durchbiegung werden je Laststufe i als Vektoren der Länge j mit den zu dem jeweiligen x -Wert gehörigen Werten ausgegeben. Auch die Eigenschaften der einzelnen Lamellen, wie beispielsweise die Abstände der Teilschwerpunkte werden als Vektoren ausgedrückt. Zur Berechnung beispielsweise der Dehnung geht der Momentenverlauf in Trägerlänge als Vektor mit j Zeilen und die Hebelarme der Teilschwerpunkte der einzelnen Lamellen als transponierter Vektor mit k Zeilen mit ein. Als Ergebnis entsteht je Laststufe i eine $k \times j$ -Matrix mit den Dehnungen aller Elemente.

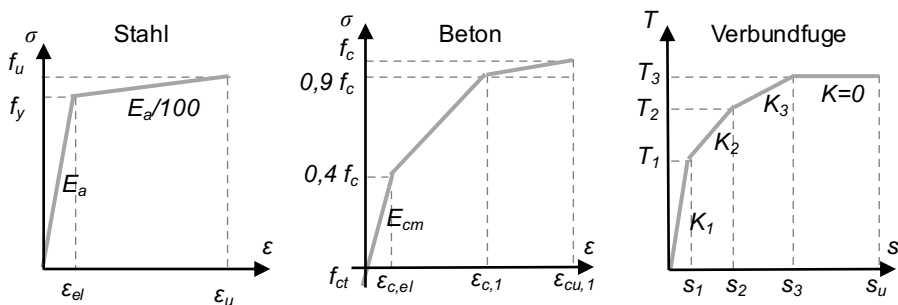


Abbildung 4-8: Materialmodellierung bei der Berechnung mittels Segment-Lamellen-Methode

Die Materialmodellierung des Baustahls und des Bewehrungsstahls erfolgt nach DIN EN 1993-1-5 Anhang C mittels bilinearem Spannungs-Dehnungsverlaufs mit Berücksichtigung der Wiederverfestigung des Stahls. Der Beton wird auf Zug elastisch bis zum Erreichen der Zugfestigkeit modelliert, anschließend fallen die entsprechenden Elemente aus. Im Druckbereich wird der parabelförmige Spannungs-Dehnungs-Verlauf aus DIN EN 1992-1-1 über einen trilinearen Verlauf angenähert, da so der

Elastizitätsmodul bereichsweise konstant bleibt. Um das Plateau des Spannungs-Dehnungs-Verlaufs und die damit einhergehende Grenzdehnung ε_{cu} erreichen zu können, verläuft dieser Bereich von $0,9 f_c$ bis zum Erreichen der Druckfestigkeit f_c mit entsprechender Steifigkeit. Die Steifigkeit der Verbundfuge wird multilinear anhand von Push-out-Versuchen gleicher Kopfbolzendübel und Betoneigenschaften aus [Kostadinova 2019] angenähert.

Anhand der Berechnungen mittels Lamellen im Querschnitt ergeben sich je Segment effektive Querschnitte. Grundlage der Schnittgrößenermittlung ist das zur Berechnung statisch unbestimmter Systeme gebräuchliche Kraftgrößenverfahren. Durch das Auslösen der statisch überzähligen Randbedingungen, im vorliegenden Fall des Stützmomentes, wird ein statisch bestimmtes System (0-System) erzeugt, für welches der Momentenverlauf in Folge der äußeren Belastung anhand der Gleichgewichtsbedingungen bestimmt werden kann. Da das statisch bestimmte System am Mittelaufleger nicht die Randbedingungen des ursprünglichen, statisch unbestimmten Systems erfüllt, wird im nächsten Schritt ein Moment am Mittelaufleger aufgebracht, welches in Summe mit den Verformungen des statisch bestimmten Systems die Randbedingungen wieder herstellt. Zur Bestimmung der Größe des Momentes wird zunächst ein Moment des Werts „1“ (1-System) angesetzt und über die Bedingung, dass die Verdrehung am Mittelaufleger aufgrund der Symmetrie zu null werden muss, kann dann das resultierende Stützmoment bestimmt werden. Die Verformungen der beiden Systeme lassen sich jeweils anhand von Integration der Momentenverläufe und durch Division der Biegesteifigkeit bestimmen.

$$\delta_{10} + X \cdot \delta_{11} = 0 \rightarrow X = -\frac{\delta_{10}}{\delta_{11}} \quad (4.28)$$

$$\delta_{10} = \int \frac{M_0 M_1}{EI} dx \rightarrow \delta_{10} = \sum_i \frac{M_{0,i} M_{1,i}}{EI_i} l_i \quad (4.29)$$

$$\delta_{11} = \int \frac{M_1 M_1}{EI} dx \rightarrow \delta_{11} = \sum_i \frac{M_{1,i} M_{1,i}}{EI_i} l_i$$

Da die effektive Biegesteifigkeit der einzelnen Segmente segmentweise konstant ist, kann diese nicht als über die Trägerlänge stetige Funktion beschrieben werden. Da das Integral einer Funktion als Flächeninhalt unterhalb der Kurve angesehen werden kann, erfolgt durch Aufsummieren der Funktionswerte am Mittelpunkt eines Segments multipliziert mit der Segmentlänge eine numerische Bestimmung des Integrals.

Für jede Laststeigerung kann dann der aus der Biegesteifigkeitsverteilung entlang der Trägerlänge resultierende Momentenverlauf bestimmt werden.

$$M_j = M_{0,j} + X \cdot M_{1,j} \quad (4.30)$$

Aufgrund der nicht stetigen bereichsweise konstanten Querschnittswerte würden sich bei Berechnung der Normalkraft mit Hilfe im vorherigen Abschnitt hergeleiteter Gleichung Sprünge an den Segmentübergängen ergeben, welche die Verträglichkeitsbedingungen der Normalkraft nicht erfüllen. Es wird daher die Schubkraft, welche von jedem Segment übertragen wird, ermittelt und durch fortlaufendes Aufsummieren die Normalkraft bestimmt. Die sich durch Integration

ergebende Integrationskonstante bestimmt sich durch die Bedingung, dass die Normalkraft am gelenkigen Auflager N_0 zu null werden muss.

$$N_j = \sum_i T_j \cdot l_j - N_0 \quad (4.31)$$

Der Verlauf der Schubkraft berechnet sich im Allgemeinen durch Ableitung der Normalkraft zu:

$$T(x) = \gamma V(x) + \omega c_1 e^{\omega x} - \omega c_2 e^{-\omega x} \quad (4.32)$$

Da sich die Berechnung der Konstanten mittels Matrizen (siehe vorherige Abschnitte) für jedes Segment separat als nachteilig erweist, werden diese als Funktionen aufgelöst bestimmt. Für die Anfangsbelastung q ergibt sich die Schubkraft in Abhängigkeit der Querschnittswerte, der Streckenlast und des Stützmomentes zu:

$$T_q(x) = \gamma V_q(x) + d_q c_{1,q} e^{\omega x} - d_q c_{2,q} e^{-\omega x} \quad (4.33)$$

mit:

$$V_q(x) = \frac{M_{St,q}}{l} + q \left(\frac{l}{2} - x \right)$$

$$d_q = \frac{\gamma}{e^{2\omega l} + 1}$$

$$c_{1,q} = \frac{q}{\omega} + e^{\omega l} \left(\frac{ql}{2} - \frac{M_{St}}{l} \right)$$

$$c_{2,q} = e^{2\omega l} \frac{q}{\omega} - e^{\omega l} \left(\frac{ql}{2} - \frac{M_{St}}{l} \right)$$

Zur Berechnung der Schubkraft infolge der Einzellasten ist zunächst der Verlauf der Querkraft erforderlich. Hierzu werden der Querkraftverläufe der Last F_1 und F_2 überlagert. Da die Berechnung mit Matlab durchgeführt werden soll, erfolgt die Fallunterscheidung des nicht stetigen Querkraftverlaufs für die Bereiche I bis III nicht mittels „If“-Funktionen, sondern über die Definition von binären Vektoren der Länge j entsprechend der Anzahl der Segmente, welche mit den jeweiligen Anteilen multipliziert werden.

$$V_j(x) = V_{F1,j} + V_{F2,j} = V_{I,F1,j} \overline{a_{11}} + V_{II,F1,j} \overline{a_{12}} + V_{I,F2,j} \overline{a_{21}} + V_{II,F2,j} \overline{a_{22}} \quad (4.34)$$

mit:

$$x = \begin{bmatrix} x_1 = 0 \\ \vdots \\ \vdots \\ x_j = L \end{bmatrix}$$

$$\overline{a_{11}} = \text{für } \begin{bmatrix} x_1 = 0 \\ \vdots \\ \vdots \\ x_j = L \end{bmatrix} \leq a_1 = 1; 0 \quad \overline{a_{12}} = \overline{1} - \overline{a_{11}}$$

$$\bar{a}_{21} = \text{für } \begin{bmatrix} x_1 = 0 \\ \vdots \\ x_j = L \end{bmatrix} \leq a_2 = 1; 0 \quad \bar{a}_{22} = \bar{1} - \bar{a}_{21}$$

So enthält der Vektor \bar{a}_{11} der Länge j in allen Zeilen mit Segmenten in Bereich I, also deren Lage die Bedingung $x \leq a_1$ erfüllen, den Wert „1“. Alle anderen Zeilen werden mit dem Wert „0“ aufgefüllt. Der Vektor \bar{a}_{12} ergibt sich durch Subtraktion von \bar{a}_{11} von einem $\bar{1}$ -Vektor gleicher Länge. Analog werden die beiden Vektoren der zweiten Einzellast \bar{a}_{21} und \bar{a}_{22} bestimmt. Die Querkraft lässt sich dann durch Summe der Produkte aus Querkraftanteil und dem entsprechenden Vektor bestimmen.

Die Bestimmung der Integrationskonstanten der Schubkraft erfolgt nach gleicher Vorgehensweise mittels vier binärer Vektoren. Nachfolgend ist der Verlauf der Schubkraft in Folge der beiden Einzellasten kompakt dargestellt.

$$T_{F,j}(x) = \gamma V_{F,j}(x) - d_F \bar{c}_{1,F} e^{\omega x} - d_F \bar{c}_{2,F} e^{-\omega x} \quad (4.35)$$

mit:

$$V_{F,j}(x) = \frac{M_{St,F}}{l} - \frac{F}{2l} ((a_1 - l) \bar{a}_{11} + a_1 \bar{a}_{12} + (a_2 - l) \bar{a}_{21} + a_2 \bar{a}_{22})$$

$$d_F = \frac{\frac{\gamma}{4l}}{2 e^{(2l\omega)} + 1}$$

$$h_F = (4M_{St} - 2F(a_1 + a_2)) e^{\omega l}$$

$$c_1 = Fl(e^{\omega(2l-a_1)} \bar{a}_{11} - e^{-\omega a_1} \bar{a}_{12} + e^{\omega(2l-a_2)} \bar{a}_{21} + e^{-\omega a_2} \bar{a}_{22}) + Fl(e^{\omega a_1} + e^{\omega a_2}) + h_F$$

$$c_2 = Fl(e^{\omega a_1} \bar{a}_{11} - e^{\omega(2l+a_1)} \bar{a}_{12} + e^{\omega a_2} \bar{a}_{21} - e^{\omega(2l+a_2)} \bar{a}_{22}) + Fl(e^{\omega(2l-a_1)} + e^{\omega(2l-a_2)}) + h_F$$

Durch Kenntnis von Normalkraft und Moment in jedem Segment lassen sich die Dehnungen jedes Elements bestimmen. Mit kontinuierlicher Laststeigerung werden die Dehnungen der einzelnen Lastschritte fortlaufend aufsummiert und mit den jeweiligen Grenzdehnungen aus dem Materialmodell verglichen.

Zur Reduktion der Steifigkeit der einzelnen Elemente wird eine Reduktionsmatrix eingeführt, welche mit den Querschnittswerten der einzelnen Elemente multipliziert wird. Diese Matrix mit k Zeilen und j Spalten ist zunächst eine „1“-Matrix und die Zelleneinträge werden mit fortschreitender Belastung entsprechend der reduzierten Steifigkeit angepasst. Am Beispiel des Baustahls mit bilinearem Spannungs-Dehnungs-Verhalten bedeutet der Wert 1 in der Reduktionsmatrix den vollen E-Modul. Bei Überschreiten der Grenzdehnung ε_{el} in einem Element wird der Wert der Matrix auf 0,01 reduziert, was dem E-Modul von $E_s/100$ im plastischen Bereich nach DIN EN 1993-1-5 entspricht.

Neben den Dehnungen der Elemente ist die horizontale Verformung der Verbundfuge von elementarem Interesse. Da der nicht stetige Schubkraftverlauf zu einem nicht stetigem Schlupfverlauf führen würde, was ebenfalls die Verträglichkeit dieser Verformungsgröße verletzen würde, wird der Schlupf entsprechend [Zhou 2014] anhand der Integration der Dehnungsdifferenz von Stahl und Beton in der Verbundfuge

bestimmt. Zur Bestimmung der Integrationskonstanten wird die Bedingung, dass der Schlupf in der Symmetrieachse zu null wird, herangezogen.

$$\Delta\varepsilon_j = \frac{M_j d_j}{EI_j} - \frac{N_j}{EA_j}(1 + \beta_j) \quad (4.36)$$

$$s_j = \sum_i \Delta\varepsilon_j \cdot l_j - s_1 \quad (4.37)$$

Bei der Laststeigerung wird der Schlupf ebenfalls fortlaufend aufsummiert und mit den Grenzverformungen der multilinenaren Dübelkennlinie verglichen. Bei Überschreiten der Grenzwerte erfolgt die Reduktion der Verbundfugensteifigkeit des entsprechenden Elementes mittels Multiplikation eines Reduktionsvektors.

Anhand von Moment und Normalkraft und der entsprechenden Querschnittswerte lässt sich nach [Zhou 2014] die Krümmung für jedes Segment bestimmen.

$$w_j'' = -\frac{M_j - N_j d_j}{EI_j} \quad (4.38)$$

Ausgehend von der Krümmung und der Annahme gleicher Krümmung in Beton und Stahl lassen sich die Momente in den Verbundpartnern bestimmen. Anhand der Normalkraft und des inneren Hebelarms d , welcher sich aufgrund der Steifigkeitsverluste im Laufe der Laststeigerung verschiebt, lässt sich das Verbundmoment bestimmen.

$$M_{c,j} = -EI_{c,j} w_j'' \quad (4.39)$$

$$M_{a,j} = -EI_{a,j} w_j'' \quad (4.40)$$

$$M_{V,j} = N_j d_j \quad (4.41)$$

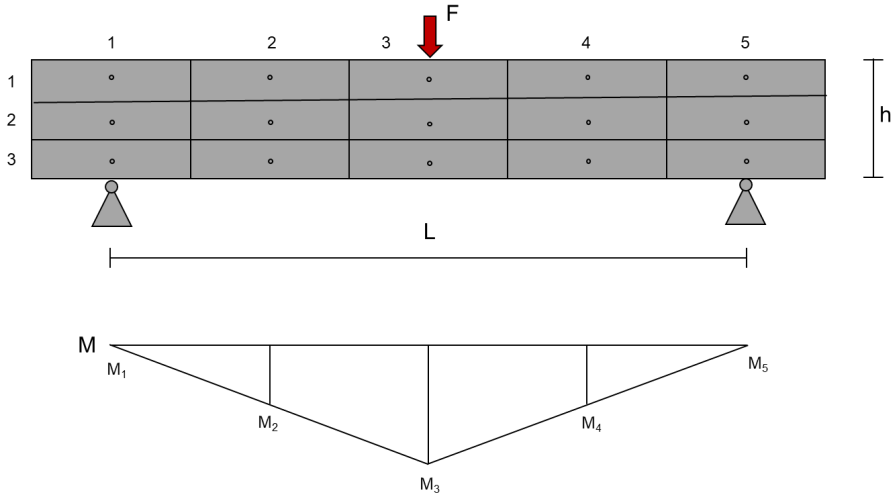
Darüber hinaus lässt sich anhand der Krümmung durch zweifaches Integrieren die Durchbiegung des Verbundträgers bestimmen. Unter Berücksichtigung der Randbedingung, dass die Durchbiegung an den Auflagern zu null wird, lassen sich die Integrationskonstanten lösen.

$$w_j' = \sum_i w_j'' \cdot l_j - w_1' \quad (4.42)$$

$$w_j = \sum_i w_j' \cdot l_j - w_1 \quad (4.43)$$

Beispiel zur Matrixberechnung im Algorithmus:

Abschließend soll die im Algorithmus implementierte Matrizenrechnung an einem vereinfachten Beispiel dargestellt werden. Hierfür wird ein Einfeldträger mit einem homogenen Rechteckquerschnitt der Höhe h und der Breite b mit einer Spannweite L und einer Einzellast F in Feldmitte betrachte. Als Materialmodell wird Stahl mit einem bilinearen Spannungs-Dehnungs-Verhalten ohne Wiederverfestigung angenommen.



Zur übersichtlichen Darstellung wird die Auflösung des Trägers sehr groß gewählt und wäre für eine sinnvolle Berechnung nicht geeignet. Der beispielhafte Träger besteht aus fünf Segmenten entlang der Trägerlänge und aus drei Lamellen über die Trägerhöhe. Durch Kombination lässt sich eine Elementmatrix erstellen, bei der jedes Element eindeutig zugewiesen werden kann.

$$\text{Segmente: } j = \begin{bmatrix} 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \end{bmatrix} \quad \text{Lamellen: } k = \begin{bmatrix} 1 \\ 2 \\ 3 \end{bmatrix} \quad \text{Elemente: } jk = \begin{bmatrix} 11 & 21 & 31 & 41 & 51 \\ 12 & 22 & 32 & 42 & 52 \\ 13 & 23 & 33 & 43 & 53 \end{bmatrix}$$

Die Koordinaten der Segmentschwerpunkte in Trägerlänge ergeben sich als Vektor zu:

$$x_j = \begin{bmatrix} 0,0 \\ 0,25 \\ 0,50 \\ 0,75 \\ 1,0 \end{bmatrix} \cdot L$$

Da der Momentenverlauf aufgrund der Einzellast nicht stetig ist, wird auch in diesem Punkt ein Vektor der Länge j (hier 5) erstellt, bei dem alle Zeilen mit Segment im Bereich I liegen, den Wert 1 bekommen, alle anderen Einträge werden zu 0. Für Bereich II wird analog ein zweiter Vektor erstellt. Die Momentenverläufe in Abhängigkeit von x je Bereich sind gegeben.

Bereich I:

$$0 < x \leq 0,5 L$$

$$a_{I,j} = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$M_{I,j} = \frac{F}{2} x_j$$

Bereich II:

$$0,5 L < x \leq L$$

$$a_{II,j} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix}$$

$$M_{II,j} = \frac{F}{2} (L - x_j)$$

Der Vektor M_j mit allen Momenten je Segmentschwerpunkt ergibt sich durch die Summe der Multiplikation des bereichsweisen Momentes sowie dem Vektor a .

$$M_j = \begin{bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \\ M_5 \end{bmatrix} = M_{I,j} \cdot a_{I,j} + M_{II,j} \cdot a_{II,j} = \frac{FL}{2} \cdot \begin{bmatrix} 0,0 \\ 0,25 \\ 0,50 \\ 0,75 \\ 1,0 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} + \frac{FL}{2} \cdot \begin{bmatrix} 1 - 0,0 \\ 1 - 0,25 \\ 1 - 0,50 \\ 1 - 0,75 \\ 1 - 1,0 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0,0 \\ 0,25 \\ 0,50 \\ 0,25 \\ 0,0 \end{bmatrix} \cdot \frac{FL}{2}$$

Zur Bestimmung der Dehnungen je Element werden die Hebelarme z benötigt, welche von der Schwerachse aus nach unten positiv definiert sind und ebenfalls mit einem Wert je Lamelle als Vektor ausgedrückt werden können. Um den Hebelarm je Element zu erhalten, wird der Vektor des Hebelarms elementweise mit einem „1“-Vektor mit j (hier 5) Zeilen multipliziert.

$$z_k = \begin{bmatrix} -1 \\ 0 \\ 1 \end{bmatrix} \cdot \frac{h}{3}$$

$$z_{jk} = \begin{bmatrix} -1 \\ 0 \\ 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix} \cdot \frac{h}{3} = \begin{bmatrix} -1 & -1 & -1 & -1 & -1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix} \cdot \frac{h}{3}$$

Zur nachfolgenden Berechnung der Dehnung jedes Elementes wird außerdem die Biegesteifigkeit EI je Segment bestimmt. Zur Berechnung des Flächenträgheitsmoments wird zunächst eine Matrix mit den Flächen der einzelnen Elemente aufgestellt. Mit dieser und den Hebelarmen der einzelnen Elemente zum Schwerpunkt wird dann durch elementweise Multiplikation der Matrizen die Anteile je Element am Flächenträgheitsmoment bestimmt. Durch Aufsummieren der einzelnen Spalten der Matrix kann dann das Flächenträgheitsmoment je Segment als Vektor bestimmt werden. Es ist zu erkennen, dass aufgrund der groben Einteilung der Elemente das Flächenträgheitsmoment mit $1/13,5$ im Vergleich zum korrekten Wert von $1/12$ unterschätzt wird. Mit steigender Anzahl an Lamellen über die Höhe wird dieser Wert deutlich besser angenähert.

$$I_y = \sum z^2 dA$$

$$A_{jk} = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix} \cdot \frac{hb}{3}$$

$$z^2 A_{jk} = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix} \cdot \left(\frac{h}{3}\right)^2 \cdot \frac{hb}{3} = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix} \cdot \frac{bh^3}{27}$$

$$I_{y,j} = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix} \cdot \frac{2bh^3}{27}$$

Zur Berechnung der Dehnung der einzelnen Elemente wird zunächst für jedes Segment der Anteil aus M/EI in Vektorform durch elementweise Multiplikation der einzelnen Vektoren und dem konstanten E-Modul bestimmt.

$$\varepsilon = \frac{M}{EI} \cdot z$$

$$\frac{M_j}{EI} = \begin{bmatrix} 0,0 \\ 0,25 \\ 0,50 \\ 0,25 \\ 0,0 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ -1 \end{bmatrix} \cdot \frac{FL}{2} \cdot \frac{27}{2bh^3E} = \begin{bmatrix} 0,0 \\ 0,25 \\ 0,50 \\ 0,25 \\ 0,0 \end{bmatrix} \cdot \frac{27FL}{4bh^3E}$$

Im nächsten Schritt erfolgt eine Umwandlung des M/EI -Vektors durch elementweise Multiplikation mit einem „1“-Vektor mit k (in diesem Punkt 3) Zeilen in eine jk -Matrix (hier 5×3).

$$\frac{M_{jk}}{EI} = \begin{bmatrix} 0,0 \\ 0,25 \\ 0,50 \\ 0,25 \\ 0,0 \end{bmatrix}^T \cdot \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix} \cdot \frac{27FL}{4bh^3E} = \begin{bmatrix} 0,00 & 0,25 & 0,50 & 0,25 & 0,00 \\ 0,00 & 0,25 & 0,50 & 0,25 & 0,00 \\ 0,00 & 0,25 & 0,50 & 0,25 & 0,00 \end{bmatrix} \cdot \frac{27FL}{4bh^3E}$$

Durch elementweise Multiplikation der M/EI -Matrix mit der z -Matrix kann dann die Dehnung jedes Elements berechnet werden.

$$\varepsilon_{jk} = \frac{M_{jk}}{EI} \cdot z_{jk} = \begin{bmatrix} 0,00 & 0,25 & 0,50 & 0,25 & 0,00 \\ 0,00 & 0,25 & 0,50 & 0,25 & 0,00 \\ 0,00 & 0,25 & 0,50 & 0,25 & 0,00 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} -1 & -1 & -1 & -1 & -1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix} \cdot \frac{27FL}{4bh^3E} \cdot \frac{h}{3}$$

$$= \begin{bmatrix} 0,00 & -0,25 & -0,50 & -0,25 & 0,00 \\ 0,00 & 0,00 & 0,00 & 0,00 & 0,00 \\ 0,00 & 0,25 & 0,50 & 0,25 & 0,00 \end{bmatrix} \cdot \frac{27FL}{12bh^2E}$$

Wird abschließend davon ausgegangen, dass die Einzellast F die Größe hat, dass die beiden maximal beanspruchten Elemente gerade ihre Grenzdehnung erreichen und entsprechend des Materialgesetzes plastizieren, wird die Steifigkeit dieser beiden Elemente aufgrund des horizontalen Astes im Materialmodell zu null. Für die weitere

Berechnung kann dann die Steifigkeitsreduktion über eine Reduktionsmatrix R bei der Ermittlung der Querschnittswerte für die folgenden Belastungsschritte berücksichtigt werden.

$$R = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 0 & 1 & 1 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \\ 1 & 1 & 0 & 1 & 1 \end{bmatrix}$$

$$z^2 A_{jk} = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 1 & 1 & 0 & 1 & 1 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \\ 1 & 1 & 0 & 1 & 1 \end{bmatrix} \cdot \left(\frac{h}{3}\right)^2 \cdot \frac{hb}{3} = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 0 & 1 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 1 & 0 & 1 & 1 \end{bmatrix} \cdot \frac{bh^3}{27}$$

$$I_{y,j} = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix} \cdot \frac{2bh^3}{27}$$

Es ist zu erkennen, dass die Steifigkeit des mittleren Segments zu null wird, da die Steifigkeit der äußeren beiden Elemente zu null wird und das mittlere Element ohne Hebelarm zu Schwerachse nicht zur Steifigkeit des Segmentes beiträgt. Im nächsten Belastungsschritt kann also aufgrund der kinematischen Kette durch Bilden eines Fließgelenks in Feldmitte die Last nicht weiter gesteigert werden. Durch eine feinere Vernetzung könnte hier allerdings eine zusätzliche Laststeigerung erfolgen.

5 Stabwerkmodelle zur Berechnung von Stahl-Beton-Verbundträgern

5.1 Allgemeines

Im Gegensatz zu den analytischen Ansätzen ist im Stabwerkmodell der Modellierungsaufwand unabhängig vom statischen System, da sich die Randbedingungen einfach über die Wahl der Auflager einstellen lassen. Die nichtlineare Modellierung des Materialverhaltens kann nach den gültigen Normen für Stahl und Beton ablaufen. Lediglich für die Modellierung der Verbundfuge muss bisher auf Versuchsergebnisse beispielsweise nach Tabelle 5-1 zurückgegriffen werden. Außerdem erfolgt die Modellierung und Berechnung mit in der Ingenieurpraxis üblichen Software, sodass eine Implementierung in der Praxis problemlos möglich sein wird.

Mit steigender Rechenkapazität und Zunahme der Leistungsfähigkeit der Programme steigt die Modellierungsgenauigkeit, beispielsweise durch Berücksichtigung nichtlinearen Materialverhaltens. Bei den nachfolgenden Untersuchungen wird das häufig in der Ingenieurpraxis zur Anwendung kommende Programm RFEM 5 der Dlubal Software GmbH verwendet. Mit zeitgemäßer Statik-Software können Stahl-Beton-Verbundträger inzwischen unter Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens aller Verbundpartner sowie einer nichtlinearen Last-Schlupf-Beziehung in der Verbundfuge berechnet werden. Im wissenschaftlichen Kontext bedeutet dies einen deutlich reduzierten Modellierungs- und Rechenaufwand, verglichen mit den üblichen wissenschaftlichen numerischen Simulationen, beispielsweise mit Abaqus oder Ansys. Darüber hinaus können die Stabwerkmodelle für praktische Bemessungsaufgaben in Ingenieurbüros angewendet werden, da die notwendigen Werkzeuge und das Know-how in der Regel vorhanden sind. Die nachfolgend beschriebene Entwicklung der Stabwerkmodelle und Anwendung zur Berechnung von Stahl-Beton-Verbundträgern mit nichtlinearem Materialverhalten erfolgte in Zusammenarbeit mit [Zehfuß 2020] und [Tüzün 2021].

5.2 Aufbau der Modelle

Bei den Berechnungsmodellen handelt es sich um Federmodelle, die auf denen von [Zanuy 2015] basieren. Bei den Modellen wird jedes einzelne Verbundmittel als vertikale und horizontale Federn idealisiert. Betonplatte, Bewehrung und Stahlprofil und im anderen Fall Holzbalken werden als Balkenstäbe mit den entsprechenden Querschnittseigenschaften unter Berücksichtigung der mittragenden Breite des Betons nach DIN EN 1994-1-1 abgebildet und entsprechend Abbildung 5-1 angeschlossen. Während die Betonplatte und das Stahlprofil mit Federn zur Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Verbundfuge verbunden werden, wird die Bewehrung auf der Schwerachse des Betons und unter Zuweisung einer Stabexzentrizität zur Berücksichtigung der Höhenlage im Querschnitt als starr im Beton verankert modelliert. Auch wenn sich die nachfolgende Beschreibung auf Kopfbolzen konzentriert, so können bei Kenntnis des Last-Verformungs-Verhaltens auch andere Verbundmittel wie beispielsweise Verbundschrauben in HBV-Konstruktionen modelliert werden.

Stabwerkmodelle zur Berechnung von Stahl-Beton-Verbundträgern

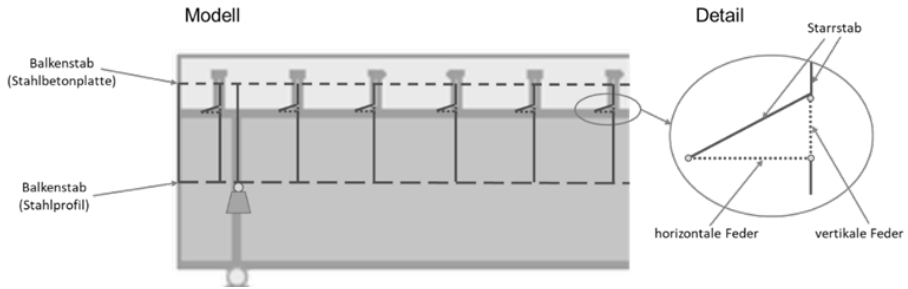


Abbildung 5-1: Aufbau der Stabwerkmodelle

Quelle	Anzahl Versuche	Kopfbolzendübel		Beton	Sonstiges
		Ø	h		
[Androutsos 1993]	8	16 mm 19 mm	76 mm 125 mm	C25/30	
[Bode 1987]	3	13 mm	100 mm	C20/25	
[Bode 1988 a & b]	27	19 mm	100 mm	C25/30	Massivdecke
[Bode 1994]				C30/37	Verbundblech Holorib
[Bode 1999]				C40/50	Trapezblech Fischer Verbundblech Cofrastra
[Bode 1988 a & b]	9	22 mm	100 mm 150 mm	C30/37	Verbundblech Holorib
[Bode 1994]				C35/45	
[Döinghaus 2001]	33	19 mm	80 mm	> C70/85	
		22 mm	100 mm		
		25 mm	120 mm		
[Gnanasambandam 1995]	58	16 mm	76 mm	C25/30	
		19 mm	125 mm	C30/37	
				C40/50	
[Hanswille 1998]	10	25 mm	125 mm	C25/30	
[Kostadinova 2019]	12	16 mm	100 mm	C30/37	
		19 mm		C50/60	
[Roik 1983]	25	19 mm	125 mm	C30/37	
		22 mm		C35/45	
				C40/50	
[Shim 2004]	12	25 mm	155 mm	C30/37	
		27 mm		C50/60	
		30 mm			
[Wang 2011]	12	22 mm	200 mm	C45/55	
		25 mm			
		30 mm			

Tabelle 5-1: Übersicht über in der Vergangenheit durchgeführten Push-out-Versuche an Kopfbolzendübeln

Bei Verwendung eines leistungsfähigen Programms, wie beispielsweise dem hier ausgewählten RFEM 5 kann das Materialverhalten sowie das Verhalten der Federn detailliert in tubulärer Form beschrieben werden. Die horizontale Steifigkeit der Verbindungsmittel wird als idealisierter Verlauf aus entsprechenden Push-out-Versuchen definiert. Die vertikale Feder wird zum Abbilden des Kontaktes zwischen Beton und Oberflansch des Stahlprofils auf Druck als nahezu unendlich steif angesehen, in Zugrichtung wird eine Separation der beiden Verbundpartner zugelassen. Der Beton wird im Druckbereich parabelförmig nach DIN EN 1992-1-1 Abs 3.1.5 mit mittleren Festigkeiten modelliert. Im Zugbereich wird bis zum Erreichen der Zugfestigkeit elastisches Materialverhalten angenommen, anschließend ein kompletter Ausfall des Betons. Die Eigenschaften von Baustahl und Bewehrung werden auf Grundlage von Zugversuchen modelliert. Stehen keine realen Materialeigenschaften zur Verfügung, wie beispielsweise bei einer Bemessung, können die normativ geregelten Materialverhalten entsprechend Abschnitt 2.1 herangezogen werden.

Zur realistischen Modellierung des Trag- und Verformungsverhaltens der Verbundfuge sind reale Versuchsergebnisse in Abhängigkeit von Verbundmittel und umgebenden Beton unerlässlich. Die Bestimmung der Tragfähigkeit und Verformbarkeit von Verbundmitteln erfolgt üblicherweise im Push-out-Versuch nach DIN EN 1994-1-1 Anhang B. Da in der Vergangenheit bereits viele Push-out-Versuche vor allem mit unterschiedlichen Kopfbolzengeometrien durchgeführt wurden, kann bei der Modellierung auf Ergebnisse aus der Literatur zurückgegriffen werden.

In [Bundrück 2013] wird eine ausführliche Übersicht und Auswertung bestehender Push-out-Versuche gegeben. Nachfolgend in Tabelle 5-1 sind die wichtigsten Push-out-Versuche und Literaturstellen unter Angabe der jeweils untersuchten Details der Verbundfuge mit Kopfbolzendübeln aus [Bundrück 2013] zusammengestellt. Diese Übersicht hat keinen Anspruch auf Vollständigkeit, kann aber aufgrund der großen Bandbreite an unterschiedlichen Geometrien als Grundlage zur Modellierung der Verbundfugen mit Kopfbolzendübeln dienen.

5.3 Validierung der Modelle

Zum Validieren der Stabwerkmodelle werden zunächst die Komponenten Stahlprofil, Betonplatte und Verbundfuge einzeln untersucht, um die Plausibilität der Modellierung und mögliche Abweichungen bewerten zu können. Konkret soll gezeigt werden, dass das Plastizieren des Stahls, die Reduktion der Steifigkeit des gerissenen Betons und ein Aktivieren der Bewehrung sowie eine nichtlineare Modellierung der Verbundfuge möglich sind.

Zur Modellierung der nichtlinearen Materialeigenschaften des Baustahls können multilineare Verläufe, aber auch detaillierte Spannungs-Dehnungs-Verläufe aus Zugversuchen in tubulärer Form definiert werden. Lediglich ein abfallender Bereich nach Erreichen der maximalen Spannung des Stahls ist nicht möglich. Beim Stahl stellt sich die Frage, inwiefern das nichtlineare Momenten-Krümmungs-Verhalten von den eindimensionalen Balkenstäben im Programm abgebildet werden kann und ob hierbei wesentliche Vereinfachungen im Übergangsbereich beim Plastizieren auftreten. Deutlich genauer, aber dennoch mit vertretbarem Rechenaufwand, erscheint die

Modellierung des Stahlprofils mittels zweidimensionaler Schalenelemente, je eine Schale für die Flansche und eine zum Abbilden des Stegs.

Um den Einfluss der Modellierung des Stahlprofils bewerten zu können, werden Vergleichsrechnungen an unterschiedlich kompakten Querschnitten mittels eindimensionale Balkenelemente und zweidimensionalen Schalenelementen in RFEM durchgeführt. Vergleichend werden numerische Simulationen an gleichen Profilen mit dreidimensionalen Volumenelementen mit dem Programm Abaqus durchgeführt. Eine detaillierte Beschreibung der numerischen Simulationen und des Programms werden in Kapitel 6 gegeben. Untersucht werden die Stahlprofile als symmetrische 4-Punkt-Biegeversuche mit einer Länge von 5,00 m und einem Abstand der beiden Einzellasten von 1,00 m. Dem Stahl wird das Materialmodell der Verbundträger aus Kapitel 6 zugewiesen. Die Krümmung des Querschnittes kann in Feldmitte bei maximalem Moment ohne lokale Einflüsse der Einzellasten ermittelt werden.

Abbildung 5-2 zeigt die Momenten-Krümmungs-Beziehungen eines Stahlprofils IPE 400, eines HEM 400 und eines Vollquerschnitts mit den Außenabmessungen des IPE 400. Zur einheitlichen Darstellung wird auf der y-Achse das Verhältnis von Moment zur elastischen Biegetragfähigkeit aufgetragen.

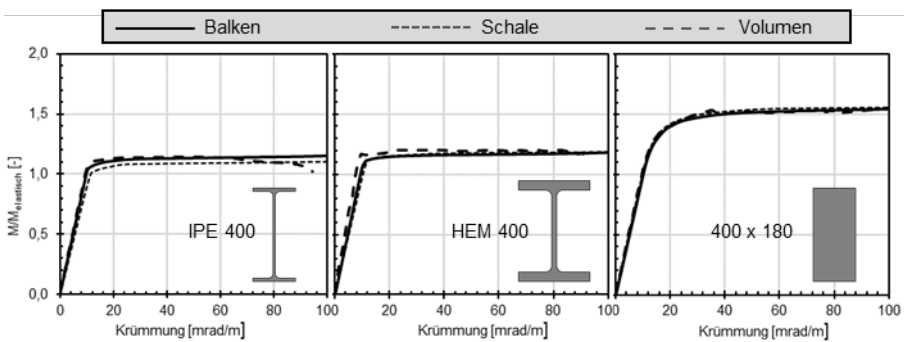


Abbildung 5-2: Vergleichsrechnungen zum Momenten-Krümmungs-Verhalten von Baustahl

Das Profil IPE 400, welches bei den Trägerversuchen zum Einsatz kommt, weist mit einem Verhältnis von plastischer zu elastischer Biegetragfähigkeit α_{pl} von 1,13 eine für I-Profile durchschnittliche plastische Tragreserve auf. Auf Grund der im Vergleich zu anderen Profilreihen dicken Stege der HEM-Profile und der damit verbundenen größeren Flächenanteile im Bereich der Nulllinie weisen diese Querschnitte eine höhere plastische Tragreserve auf. Ein Extremwert bei der plastischen Tragreserve stellt der Rechteckquerschnitt mit einem Verhältniswert α_{pl} von 1,5 dar, lässt man runde, dreieckige oder um 45° gedrehte Rechteckquerschnitte als eher theoretische Fälle außen vor. Beim Vergleich der Momenten-Krümmungs-Verläufe wird deutlich, dass je Querschnittsgeometrie alle drei Modellierungsvarianten zu sehr ähnlichen Verläufen führen, insbesondere im Übergang vom elastischen zum plastischen Tragverhalten. Systematische Abweichungen der Modelle mit den Balkenelementen in Form einer bilinearen Approximation sind vor allem bei dem Vollquerschnitt mit sehr ausgeprägtem Übergangsbereich nicht zu erkennen. Zu erwähnen ist, dass die hier durchgeführten Untersuchungen mit dem leistungsstarken Programm RFEM 5 durchgeführt werden. Bei anderen, weniger leistungsfähigen Stabwerkprogrammen könnten die Berechnungen

deutlich vereinfacht durchgeführt werden und die Abweichungen daher entsprechend größer ausfallen.

Zur Validierung der Modellierung der Betonplatte im Stabwerkmodell werden Vergleichsrechnungen zu in [Kenel 2002] ausführlich dokumentierten Versuchen an plattenartigen Stahlbetonplatten ähnlicher Geometrie wie Obergurte von Verbundträgern durchgeführt. Das reale Nachbruchverhalten des Betons unter Zugspannungen in Form von Kraftübertragung über die Risse hinweg kann bei der Eingabe der Betoneigenschaften nicht berücksichtigt werden, sondern die Spannung im Beton fällt nach Erreichen der Zugfestigkeit auf null. In der Literatur beispielsweise in [Zilch 2009], besteht die Möglichkeit die Zugversteifung, auf Englisch „Tension Stiffening“, über eine Erhöhung der Steifigkeit der Bewehrung zu berücksichtigen.

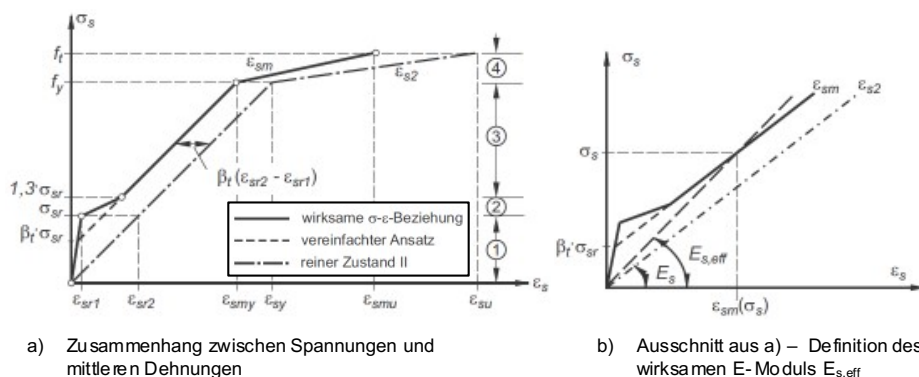


Abbildung 5-3: Berücksichtigung des „Tension Stiffenings“ aufseiten der Bewehrung aus [Zilch 2009] (modifizierte Darstellung)

Abbildung 5-3 zeigt links mit der Strich-Punkt-Linie den idealisierten Spannungs-Dehnungs-Verlauf eines Bewehrungsstabs in einem Stahlbetonbauteil im Zustand II, also bei abgeschlossener Rissbildung. Dieser Spannungs-Dehnungs-Verlauf entspricht dem bilinearen Verlauf des reinen Bewehrungsstahls, die Steifigkeit entspricht somit dem E-Modul des Stahls. Da der Beton zunächst noch ungerissen ist, sich noch in Zustand I befindet, ist die Bauteilsteifigkeit bis zum Erreichen der Rissspannung im Beton und somit bis zum Reißen noch deutlich höher als im Zustand II. Im Bereich der Rissbildung, also im Übergang von Zustand I zu Zustand II ändert sich die Steifigkeit des Bauteils. Bei abgeschlossenem Rissbild, also im Zustand II, entspricht die Steifigkeit wieder der reinen Bewehrung. Im Spannungs-Dehnungs-Verlauf ist dies an der gleichen Steigung, also am parallelen Verlauf zu reinem Zustand II, zu erkennen. Insgesamt ist das Spannungs-Dehnungs-Verhalten des Bewehrungsstabs bei Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons in den Rissen also deutlich steifer und kann über die Eingabe des modifizierten Spannungs-Dehnungs-Diagramms bei der Berechnung berücksichtigt werden.

Der als 4-Punkt-Biegeversuch durchgeführte Versuch an einer Stahlbetonplatte der Festigkeitsklasse C30/37 und einer Biegezugbewehrung aus 8 x Ø10 mm ist in Abbildung 5-4 im Detail dargestellt. Im Stabwerkmodell wird die Betonplatte als ein Balkenstab und die gesamte Bewehrungslage ebenfalls als ein rechteckiger Balkenstab der Höhe 10 mm und einer Breite entsprechend der Gesamt-bewehrungsmenge

modelliert. Die Bewehrung wird in der Stabachse der Betonplatte angeordnet und mittels Stabexzentrizität auf die entsprechende Höhenlage in der Betonplatte zugewiesen. Durch die gemeinsamen Knoten beider Balkenstäbe wirkt die Bewehrung als starr im Beton verankert.

In Kenels Versuchsbericht wird beschrieben, dass ab einer Last von 13 kN die ersten Biegerisse im Bereich der Feldmitte aufgehen, bei einer Last von 18 kN gehen weitere Biegerisse in Feldmitte sowie in den Randbereich auf. Im Last-Verformungs-Diagramm in Abbildung 5-4 lässt sich in diesem Bereich deutlich an der Änderung der Bauteilsteifigkeit der Übergang von Zustand I zu Zustand II erkennen. Ab einer Last von 39,2 kN stellt sich laut Kenel ein abgeschlossenes Rissbild ein. Bei der Last von 43 kN beginnt laut Kenel die Bewehrung zu fließen und die Risse öffnen sich deutlich. Dies lässt sich an einem sehr ausgeprägten Steifigkeitsabfall in Abbildung 5-4 erkennen. Die Last kann unter starker Zunahme der Durchbiegung noch bis 53,4 kN gesteigert werden, bis das Bauteil in Form eines Versagens der Betondruckzone schließlich versagt.

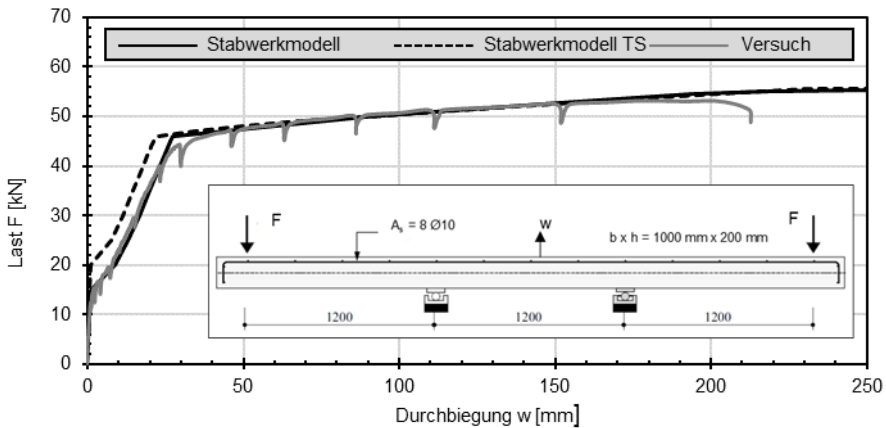


Abbildung 5-4: Last-Verformungs-Diagramm einschließlich Details zum Versuchsaufbau aus [Kenel 2002]

Die schwarze durchgezogene Linie in Abbildung 5-4, welche sehr genau mit der Versuchskurve übereinstimmt, entspricht den Ergebnissen der Stabwerksmodellrechnung unter Ansatz einer multilinenen Spannungs-Dehnungs-Linie des Betonstahls anhand der dokumentierten Zugversuche. Bei der schwarzen gestrichelten Linie wird durch Anpassung der Spannungs-Dehnungs-Linie der Bewehrung im unteren Bereich das Tension Stiffening entsprechend [Zilch 2009] und dem vereinfachten Ansatz nach [DAfStB-Heft 525] berücksichtigt.

Es wird deutlich, dass die Modellrechnung mit Berücksichtigung des „Tension Stiffening“ im Bereich bis zum Fließen der Bewehrung im Vergleich zum Versuchsergebnis etwas zu steif ist. Im plastischen Bereich des Versuchs, in dem laut Kenel die Bewehrung fließt, lässt sich erwartungsgemäß kein Einfluss des „Tension Stiffening“ erkennen, sodass hier alle Verläufe annähernd deckungsgleich sind. Im vorliegenden Fall bringt eine Berechnung ohne Ansatz des Tension Stiffenings die größere Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Es scheint, als ob im Programm das Nachbruchverhalten des

Betons nach der Rissöffnung bereits in guter Näherung abgebildet wird und eine separate Modellierung des „Tension Stiffening“ die Steifigkeit überschätzt.

Abbildung 5-5 zeigt mit den durchgezogenen schwarzen Linien die Dehnung der Längsbewehrung entlang der Trägerlänge als Ergebnis der Stabwerkmodellrechnung zu der Laststufe $F = 29 \text{ kN}$, also vor Fließen der Bewehrung und zu einer Laststufe von $F = 50 \text{ kN}$, also mit bereits voll aktivierter Bewehrung. Die quadratischen Markierungen entsprechen Dehnungsmessungen mittels DMS im Versuch von Kenel an der Bewehrung bei der Laststufe $F = 29 \text{ kN}$ und die kreisförmigen Markierungen entsprechen den Versuchsergebnissen bei der Laststufe $F = 50 \text{ kN}$. Auch wenn bei den Dehnungsmessungen mittels DMS im Versuch immer Streuungen auftreten, da die Lage von Rissen und die genaue Position der DMS einen enormen Einfluss auf die Ergebnisse haben, lässt sich dennoch eine sehr gute Übereinstimmung zwischen Modellrechnung und realen Versuchen erkennen.

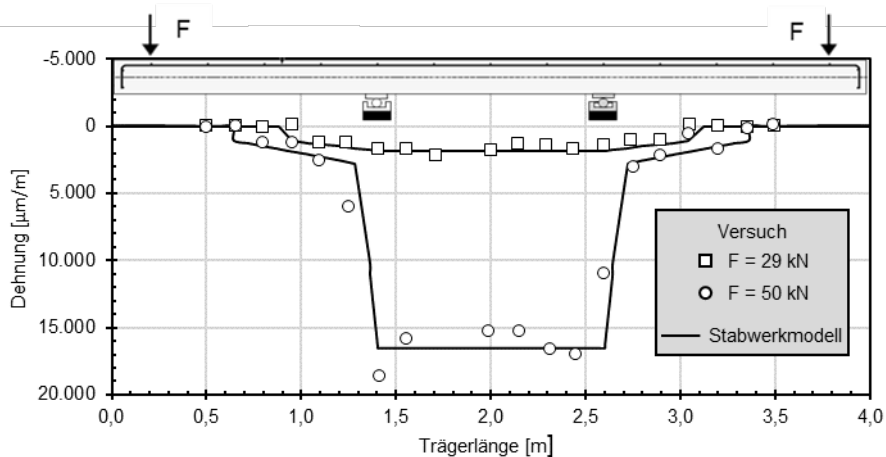


Abbildung 5-5: Dehnung der Bewehrung; Zeichnung Versuchsaufbau aus [Kenel 2002]

Es wird deutlich, dass im Stabwerkmodell mit einem Balkenstab für den Betonquerschnitt und separatem Balkenstab mit exzentrischer Anordnung für die Bewehrung und unter Ansatz nichtlinearen Materialverhaltens getrennt für Druck- und Zug das Bauteilverhalten von Stahlbetonträgern sehr realistisch abgebildet werden kann. Am Last-Durchbiegungs-Verlauf lässt sich sowohl die Rissbildung als auch das vollständige Aktivieren der Bewehrung erkennen. Anhand der Dehnung der Bewehrung entlang der Trägerlänge wird darüber hinaus ersichtlich, dass im Stabwerkmodell die Rissbildung des Betons in Form einer Reduktion der Steifigkeit in sehr guter Näherung abgebildet werden kann. Auf eine Berücksichtigung des „Tension Stiffening“ wird aufgrund der Überschätzung der Steifigkeit des Betons im Nachfolgenden verzichtet.

Zusätzlich wird der Push-out-Versuch mit beiden Betonplatten, dem Stahlprofil und den acht Verbundmitteln mittels Balkenstäben und nichtlinearen Federn modelliert. Am Last-Schlupf-Verlauf in Abbildung 5-6 ist zu erkennen, dass das Ergebnis der Modellierung mit den Versuchsergebnissen sehr gut übereinstimmt und die nichtlineare Modellierung der Verbundfuge mittels Federn somit möglich ist.

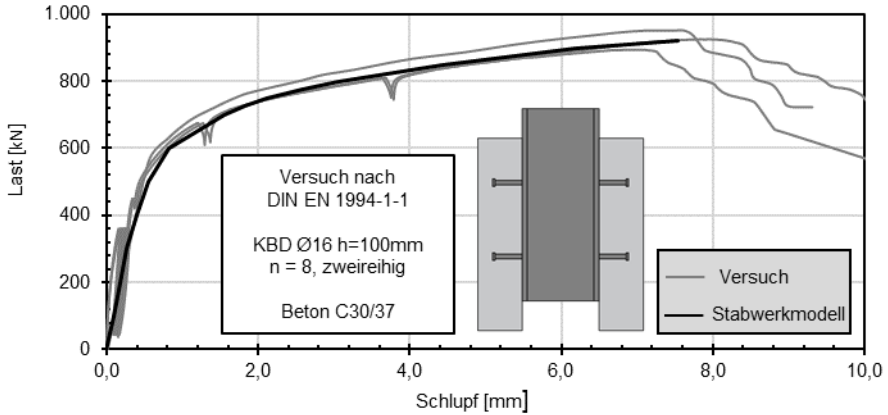


Abbildung 5-6: Nachrechnung Push-out-Versuche aus [Kostadinova 2019]

Es kann anhand der Vergleichsrechnungen der einzelnen Komponenten von Verbundträgern gezeigt werden, dass das Plastizieren des Stahls, die Rissbildung und die Aktivierung der Bewehrung im Betonquerschnitt sowie das nichtlineare Verhalten der Verbundfuge im Stabwerkmodell in RFEM 5 in sehr guter Näherung abgebildet werden kann. Es kann daher davon ausgegangen werden, dass die Modellierung von Verbundträgern mit Stabwerkmodellen unter Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens und des nichtlinearen Last-Verformungs-Verhaltens der Verbundfuge ebenfalls zu sehr guten Ergebnissen führt.

6 Numerische Simulation von Stahl-Beton-Verbundträgern

6.1 Allgemeines

Ergänzend zu den experimentellen Untersuchungen an den zweifeldrigen Stahl-Beton-Verbundträger werden im Rahmen dieser Arbeit sehr detaillierte numerische Simulationen durchgeführt. Ziel ist es, einerseits über Vorsimulationen die Versuchsträger zu optimieren und markante Messstellen zu bestimmen und andererseits über Nachrechnungen der Versuchsträger zusätzliche Erkenntnisse zum Trag- und Verformungsverhalten aus dem Bauteilinneren zu erhalten. Aufgrund des annähernd linear elastischen Materialverhaltens des Holzes und der zu erwarteten guten Übereinstimmung der Ergebnisse der Berechnung mittels Stabwerkmodellen als Stand der Technik für Holz-Beton-Verbundträger mit den realen Versuchsergebnissen wird hierbei auf eine Vergleichsrechnung mittels numerischer Simulation verzichtet.

Im Allgemeinen handelt es sich bei der Finite-Elemente-Methode (FEM) um ein numerisches Näherungsverfahren, bei dem komplexe technische Aufgaben gelöst werden, indem hier beispielsweise ein Bauteil in eine endliche (finite) Anzahl von Elementen unterteilt wird. Die über Knoten miteinander in Verbindung stehenden Elemente besitzen je nach Typ unterschiedliche Freiheitsgrade und können dementsprechend Kräfte an den Kontaktknoten übertragen. Jedem Element wird im Modell ein Werkstoffmodell, also Werkstoffkennwerte wie Spannungen und zugehörige Dehnungen zugewiesen. Für jedes Element wird die Steifigkeitsmatrix erstellt. Im Gesamtmodell werden die Matrizen der einzelnen Elemente zu einer Gesamtsteifigkeitsmatrix zusammengefügt, welche gleichzeitig die Koeffizientenmatrix des Gleichungssystems darstellt. Die Lösung des Gleichungssystems, die Verformungen des Systems, ergeben sich unter Heranziehen der äußeren Lagerungsbedingungen. Alle weiteren relevanten Ergebnisse können aus diesen Formänderungen rückgerechnet werden [Steinke 2015].

Bei der Diskretisierung, also der Vernetzung der Modelle, können grundsätzlich verschiedene Typen von Elementen verwendet werden. Die im Rahmen dieser Arbeit wichtigsten Elemente sind in Abbildung 6-1 dargestellt. Da über die numerischen Simulationen auch das lokale Tragverhalten im Bereich der Kopfbolzendübel im Detail untersucht werden soll, erfolgt die Modellierung des gesamten Verbundträgers als Volumenmodell, in dem die Vernetzung mittels Volumenelementen generiert wird. Im Vergleich dazu werden bei der Modellierung im Stabwerkmodell aufgrund des deutlich geringeren Modellierungs- und Berechnungsaufwands die einzelnen Balkenbereiche von Stahlträger und Betongurt als Balkenelement modelliert.

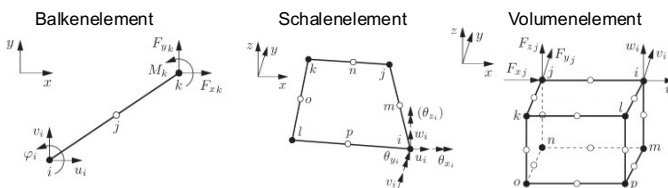


Abbildung 6-1: unterschiedliche Elementtypen für die Modellierung (Auszug aus [Steinke 2015], modifizierte Darstellung)

Die numerischen Simulationen im Rahmen dieser Arbeit werden mit dem Finite-Elemente-Programm Abaqus 2021 CAE von Simulia, einer Tochterfirma des multinationalen Softwareentwicklers Dassault Systèmes, durchgeführt. Die Wahl des FE-Programms fällt auf Abaqus, da hier mit dem Concrete-Damaged-Plasticity (CDP) ein leistungsstarkes schadigungs-basiertes Betonmodell integriert ist, mit dem in der Vergangenheit gute Ergebnisse im Verbundbau erzielt werden konnten (beispielsweise [Kostadinova 2019], [Broschart 2020] und [Seck 2022]). Die Berechnung der Modelle erfolgt auf dem Hochleistungsrechner „Elwetritsch“ der Technischen Universität Kaiserslautern.

6.2 Materialmodelle

6.2.1 Beton

Im Vergleich zu isotropen Werkstoffen, wie beispielsweise Stahl, bringt die Modellierung von Beton einige Herausforderungen mit sich. Neben dem nichtlinearen Materialverhalten im Druckbereich einschließlich abfallendem Bereich, gilt es vor allem, die Rissbildung des Betons unter Zugbeanspruchung realistisch abzubilden. Grundsätzlich wird bei der Modellierung der Rissbildung von Beton zwischen diskreten und verschmierten Rissen unterschieden. Während bei der diskreten Rissmodellierung die Elemente nach Überschreiten der Zugfestigkeit separiert werden, wird bei der verschmierten Rissbildung die Steifigkeit einzelner Elemente nach Erreichen der Zugfestigkeit reduziert, die Kontakte in der Vernetzung bleiben aber erhalten. Beide Rissmodellierungsansätze sind in Abbildung 6-2 schematisch dargestellt. Da die Kontinuität im Modell erhalten bleibt, ist bei der verschmierten Rissbildung deutlich weniger Rechenaufwand notwendig und es treten weniger Konvergenzprobleme auf. Aufgrund der Komplexität des Tragverhaltens der hier untersuchten Verbundträger wird sich daher bei der Simulation des Betons für die verschmierte Rissbildung entschieden. Daher wird das eingangs erwähnte CDP-Modell, welches auf Grundlage ebendieser der verschmierten Rissbildung arbeitet, mit dem bei der Modellierung von Verbundbauteilen in der Vergangenheit gute Ergebnisse erzielt werden konnten, bei den im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten numerischen Simulationen verwendet.

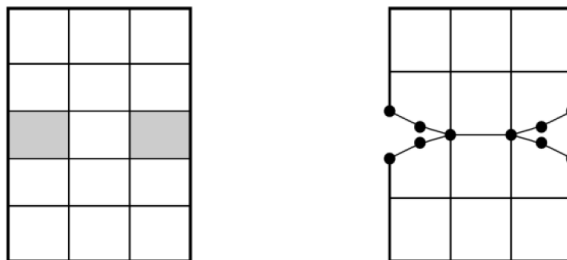


Abbildung 6-2: Modellierung der Rissbildung; links: verschmierte Rissbildung; rechts: diskrete Rissbildung aus [Kamali 2012]

Die Eingabe des CDP-Modells in Abaqus erfolgt über das einaxiale Materialverhalten und zugehörigen Schädigungsparameter getrennt für den Zug und Druckbereich und der Definition des mehraxialen Spannungszustandes über eine modifizierte Drucker-Prager-

Fließfläche [Simulia 2014]. Das plastische Materialverhalten des Betons unter Druck wird nach [Sargin 1970] über Gleichung (6.1) als parabelförmiger Verlauf mit abfallendem Bereich definiert. Hervorzuheben ist der Duktilitätsfaktor D , der das Nachbruchverhalten des Betons steuert. DIN EN 1992-1-1 beschreibt das Materialverhalten des Betons unter Druck ebenfalls nach [Sargin 1970] unter Verwendung des Duktilitätsfaktors des Werts null. In Abbildung 6-3 ist der Spannungs-Dehnungsverlauf eines Normalbetons der Festigkeitsklasse C30/37 unter Druck unter Variation des Duktilitätsfaktors dargestellt.

$$\sigma_c = f_{cm} \cdot \frac{k \cdot \eta + (D - 1) \cdot \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta + D \cdot \eta^2} \quad (6.1)$$

mit:

$$k = \frac{E_0 \cdot \varepsilon_{c1}}{f_{cm}}$$

$$E_0 = 1,05 \cdot E_{cm} \quad \text{nach DIN EN 1992-1-1}$$

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}$$

- σ_c Betonspannung unter Druck
- f_{cm} Mittlere Betondruckfestigkeit
- D Duktilitätsfaktor nach [Sargin 1970] ($0 \leq D < 1$)
- E_0 Tangentenmodul des Betons
- E_{cm} Mittlerer Elastizitätsmodul des Betons
- ε_c Stauchung des Betons
- ε_{c1} Stauchung des Betons bei maximaler Spannung

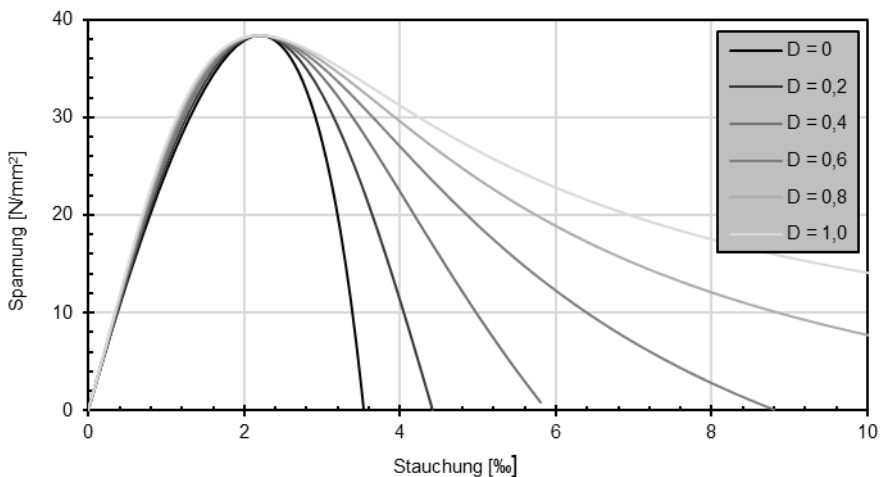


Abbildung 6-3: Druckspannungs-Dehnungsverlauf des Betons unter Variation des Duktilitätsfaktors

Die Modellierung des einaxialen Zugverhaltens des Betons erfolgt über das fiktive Rissmodell aus [Hillerborg 1976], da hiermit in der Vergangenheit gute Ergebnisse bei der Modellierung von Verbundträgern erzielt werden konnten (siehe [Broschart 2020]). Das Zugverhalten wird bis zum Erreichen der Zugfestigkeit über einen linear-elastischen Verlauf definiert. Da beim Reißen des Betons die Last nicht schlagartig auf null fällt, wird im Modell nach Erreichen der Zugfestigkeit das Betonzugverhalten über eine Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehung definiert, wobei sich der Verlauf mit steigender Rissbreite asymptotisch der x-Achse annähert.

Nach Hillerborg ist das Integral der Zugspannungs-Rissöffnungs-Kurve gleich der Bruchenergie, die beim vollständigen Zugversagen freigesetzt wird. Durch Einsetzen der Rissenergie und der Rissbreite w_f nach [Model Code 2010] kann die Zugfestigkeit des Betons unter Berücksichtigung des Nachbruchverhaltens in Abhängigkeit der Rissöffnung ausgedrückt werden.

$$G_f = \int_0^{w_1} \sigma_t(w) dw \quad \rightarrow \quad \sigma_t(w) = f_{ctm} \cdot e^{-\frac{w}{w_1}} \quad (6.2)$$

mit:

w	Rissbreite
σ_t	Betonspannung unter Zug
f_{ctm}	Mittlere Betonzugfestigkeit
$w_1 = \frac{G_f}{f_{ctm}}$	Rissbreite nach Model Code 2010 bei $\sigma_{ct} = 0,2 \cdot f_{ctm}$
$G_f = 73 \cdot f_{cm}^{0,18}$	Bruchenergie des Betons nach Model Code 2010

Wie eingangs erwähnt, wird die Rissbildung im CDP-Modell verschmiert über eine Reduktion der Steifigkeit einzelner Elemente dargestellt. Die reduzierte Steifigkeit der einzelnen Elemente wird im Programm anhand von Schädigungsparametern getrennt für Druck- und Zugbeanspruchung berechnet. Die Schädigungsparameter lassen sich in Abhängigkeit der Betonspannung bestimmen und werden als Materialeigenschaft im Programm eingegeben. Die Schädigung kann Werte zwischen null und eins annehmen, wobei null für einen komplett ungeschädigten Beton und eins für einen komplett geschädigten Beton stehen. Aus Konvergenzgründen werden die Schädigungsparameter bei 0,95 begrenzt. Der Schädigungsfaktor b_c wird für den im Folgenden modellierten Normalbeton nach [Seck 2022] zu 0,7 gewählt.

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c \cdot E_0^{-1}}{\sigma_c \cdot E_0^{-1} + \varepsilon_{c,in} \cdot (1 - b_c)} \leq 0,95 \quad (6.3)$$

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{f_{ctm}} \leq 0,95$$

mit:

$$\varepsilon_{c,in} = \varepsilon - \frac{\sigma_c}{E_0}$$

b_c Verhältnis von plastischer zu inelastischer Dehnung unter Druck

$\varepsilon_{c,in}$ Inelastische Dehnung im Druckbereich

Da die Kraftübertragung von Kopfbolzendübel in den umliegenden Beton durch lokale Betonpressungen mit quasi-hydrostatischem Spannungszustand gekennzeichnet ist, kommt der Beschreibung des mehraxialen Materialverhalten des Betons bei der Simulation der Verbundträger eine besondere Bedeutung zu. Im CDP-Modell in Abaqus wird das räumliche Materialverhalten des Betons über die dreidimensionale Fließfläche nach [Lublinter 1989], welche die Abgrenzung vom elastischen zum plastischen Materialverhalten im drei-dimensionalen Spannungsraum definiert, beschrieben. Konkret erfolgt die Definition der Fließfläche in Abaqus über die Eingabe von fünf Parametern. Die genaue Bedeutung der Parameter, sowie deren Einfluss auf das Materialverhalten werden in [Seck 2022] und [Gödde 2012] ausführlich erläutert. Zur Modellierung des im Rahmen dieser Arbeit verwendeten Normalbetons werden die Standardwerte der Parameter aus [Simulia 2014] verwendet, welche nachfolgend zusammengestellt sind.

Formgebungsparameter der Fließfläche	F_{cc}	[-]	1,16
	K_c	[-]	0,66
Dilatanzwinkel	Ψ	[°]	37
Exzentrizität	ϵ	[-]	0,1
Viskositätsparameter	ν	[-]	$1,0 \cdot 10^{-8}$

Tabelle 6-1: Parameter zur Beschreibung des mehraxialen Materialverhaltens des Betons im CDP-Modell

Eigenschaft			ZFT40	ZFT70	ZFT100
Mittlere Druckfestigkeit	f_{cm}	[N/mm ²]	38,40	37,50	29,00
Dehnung bei maximaler Druckspannung	ϵ_{c1}	[‰]	2,20	2,20	2,05
Mittlere Zugfestigkeit	f_{ctm}	[N/mm ²]	2,88	2,79	1,94
Elastizitätsmodul	E_{cm}	[N/mm ²]	26.656	25.128	22.896
Querkontraktionszahl	ν	[-]		0,20	
Dichte	ρ	[t/mm ³]		$2,50 \cdot 10^{-9}$	
Duktilitätsfaktor nach Sargin	D	[-]		0,30	
Schädigungsbeiwert	b_c	[-]		0,70	

Tabelle 6-2: Modellierung des Betons der Stahl-Beton-Verbundträger-Modelle

In [Seck 2022] wird K_{cc} als maßgebender Parameter bei der Modellierung von Verbundträgern beschrieben. Seck schlägt zur Berechnung von Kopfbolzendübeln mit Normalbeton einen Wert für K_{cc} von 0,6 – 0,8 vor, was gut mit den Standardwerten übereinstimmt. Tabelle 6-2 zeigt die weiteren in der Simulation verwendeten Materialkenngrößen des Betons. Während die Druck- und Zugfestigkeit sowie der Elastizitätsmodul aus Versuchsergebnissen (siehe Abschnitt 8.2) stammen, wird bei den

restlichen Materialkennwerten auf die üblichen Werte aus der Literatur zurückgegriffen. Die Wahl des Sargin-Faktors von 0,3 erfolgt anhand von umfassenden Voruntersuchungen und Kalibrierung der Modelle.

6.2.2 Stahl

Für alle Komponenten aus Stahl wird ein isotropes Materialverhalten modelliert. Der elastische Bereich wird über den Elastizitätsmodul und die Streckgrenze definiert, der plastische Bereich über Wertepaare bestehend aus Spannung und Dehnung ermittelt aus Zugversuchen. Um die Einschnürung des Stahls und somit die Reduktion des Querschnitts der Zugprobe zu berücksichtigen, wird die technische Spannung, also die Spannung bezogen auf den Ausgangsquerschnitt der Probe, in eine wahre Spannung umgerechnet. Analog erfolgt eine Umrechnung der Dehnung nach [Simulia 2014], hier nach Gleichung (6.4) und (6.5).

$$\sigma = \sigma_{nom} (1 + \varepsilon_{nom}) \tag{6.4}$$

$$\varepsilon = \ln (1 + \varepsilon_{nom}) \tag{6.5}$$

σ_{nom} Spannung bezogen auf den Ausgangsquerschnitt

ε_{nom} Dehnung bezogen auf die Ausgangslänge

Tabelle 6-3 gibt einen Überblick über die modellierten Materialkennwerte des Baustahls, des Stahls der Kopfbolzendübel und der Bewehrung. Während die Spannungs-Dehnungs-Verläufe von Baustahl und Bewehrung anhand der Ergebnisse der Zugversuche aus Abschnitt 8.2 herangezogen werden, wird der Stahl der Kopfbolzen anhand der Zugversuche an gleichen Kopfbolzendübeln aus [Kostadinova 2019] modelliert.

Eigenschaft		Baustahl	Kopfbolzen	Bewehrung
Mittlere Fließspannung	f_y [N/mm ²]	432	450	540
Mittlere Festigkeit	f_u [N/mm ²]	560	569	630
Elastizitätsmodul	E [N/mm ²]	206.000	199.000	200.000
Querkontraktionszahl	ν [-]		0,30	
Dichte	ρ [t/mm ³]		7,85 10^{-9}	

Tabelle 6-3: Modellierung des Stahls der Stahl-Beton-Verbundträger-Modelle

6.3 Modellerstellung

Die Modellierung der Stahl-Beton-Verbundträger erfolgt unter Ausnutzung der Symmetrie in Trägerlängsrichtung und am Mittelaufleger. Stahlträger, Kopfbolzen und Betonplatte werden detailliert mit Volumenelementen modelliert und die Interaktion der Bauteile erfolgt durch Definition von Kontaktflächen. Die Kontakteigenschaften werden für normale und tangential Richtung definiert. Die Bewehrung wird als im Beton starr verankerte Balkenstäbe modelliert. Umfangreiche Voruntersuchungen ergeben, dass es

notwendig ist, die Lastverteilungskonstruktion zu modellieren, um zwei gleichmäßige Lasten im Feld analog der realen Versuche zu erzeugen. Hierfür werden die Lastverteilungsträger als Rechtecke mit nahezu unendlich hoher Steifigkeit idealisiert. Um eine gleichmäßige Lastverteilung zu gewährleisten, werden frei verdrehbare Lager in Form von Halbrollen zwischen den Trägern angeordnet.

Um an den Auflagern numerische Probleme durch Lastspitzen zu vermeiden, werden die Auflagern durch Elastomerlager, welche an der Unterseite unverschieblich gehalten werden, modelliert. Die Belastung des Lasteinleitungsträger erfolgt über eine vertikale Verschiebung eines oberhalb des großen Lastverteilungsträgers in der Symmetrieachse am Mittelaufleger angeordneten Elastomerlagers. Das FE-Modell ist in Abbildung 6-4 dargestellt.

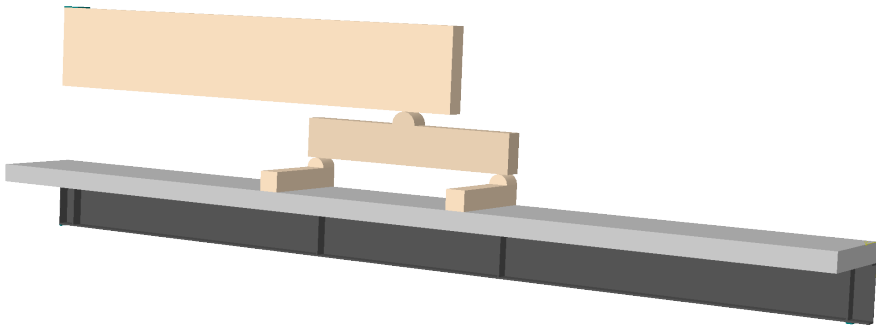


Abbildung 6-4: Modell der Stahl-Beton-Verbundträger

Als finite Elemente kommen dreidimensionale Elemente in Form von Hexaedern zur Spannungsanalyse zum Einsatz. Da aufgrund der Geometrie die Elemente lokal an den Verbundmitteln sehr klein werden, werden zur Reduktion des Rechenaufwandes lineare Elemente mit reduzierter Integration verwendet. Konkret wird das C3D8R-Element aus der Elementdatenbank in Abaqus gewählt.

Auf Grundlage von ausführlichen Konvergenzstudien wird bei der Diskretisierung der Modelle im Allgemeinen eine Netzgröße von 6 mm gewählt. Um die Flansche sowie den Steg der Stahlprofile allerdings sinnvoll abbilden zu können, erfolgt hier eine detailliertere Vernetzung, sodass die Flansche 4-lagig und der Steg 2-lagig vernetzt werden (siehe Abbildung 6-5 d)). Analog werden auch die Kopfbolzen am Dübelkopf und an der Schweißwulst zweilagig vernetzt. Um die Bolzenbiegung im unteren Schaftbereich detailliert modellieren zu können, erfolgt hier ebenfalls eine detailliertere Diskretisierung (siehe Abbildung 6-5 e)).

Die Vernetzung des Betons im Kontaktbereich mit dem Stahlprofil und der Kopfbolzendübel erfolgt analog wie in den Stahlquerschnitten. Nach außen zum Plattenrand wird die Elementbreite auf 24 mm erhöht. Hierdurch lässt sich die Elementanzahl im Modell und somit den Rechenaufwand deutlich reduzieren, ohne dass negative Einflüsse auf das Abbilden des Tragverhaltens des Verbundträgers zu erwarten sind (siehe Abbildung 6-5 a-c)).

Die Definition der Kontaktflächen zwischen Beton und Stahl erfolgt in Abaqus getrennt für die normale und die tangentielle Richtung. In normaler Richtung wird auf Druck ein harter Kontakt definiert, unter Zug wird ein Separieren der beiden Parts zugelassen.

Dabei wird der Stahl als „Master“- und der Beton als „Slave-Surface“ definiert, sodass der Stahl bei hoher Beanspruchung in den Beton eindringen kann und nicht umgekehrt. In tangentialer Richtung wird die Reibung zwischen Beton und Stahl anhand der Reibversuche aus [Kostadinova 2019] für geölte, unbeschichtete Stahloberflächen mit einem Reibbeiwert von 0,37 definiert.

Um eine statische, nicht schlagartige Belastung entsprechend den Versuchen nachzubilden, wird die Steptime von standardmäßig 1,0 auf 2,5 hochgestellt. Um bei der Versuchsauswertung eine ausreichende Auflösung der Ergebnisse zu erhalten, wird die Ausgabe auf 200 Schritte (Frames) unterteilt.

Neben den hier ausführlich beschriebenen Simulationen der zweifeldrigen Verbundträgerversuche werden zum Verifizieren der Modelle aus Kapitel 4 und 5 drei einfeldrige Verbundträger gleichen Querschnitts aus [Kostadinova 2019] simuliert. Im Modell werden ebenfalls die Symmetrieachsen in Trägerlängsrichtung sowie in Querrichtung ausgenutzt. Da die Träger bis auf die Bewehrung im Querschnitt identisch sind, kann die Vernetzung analog zu den Zweifeldträgern erfolgen.

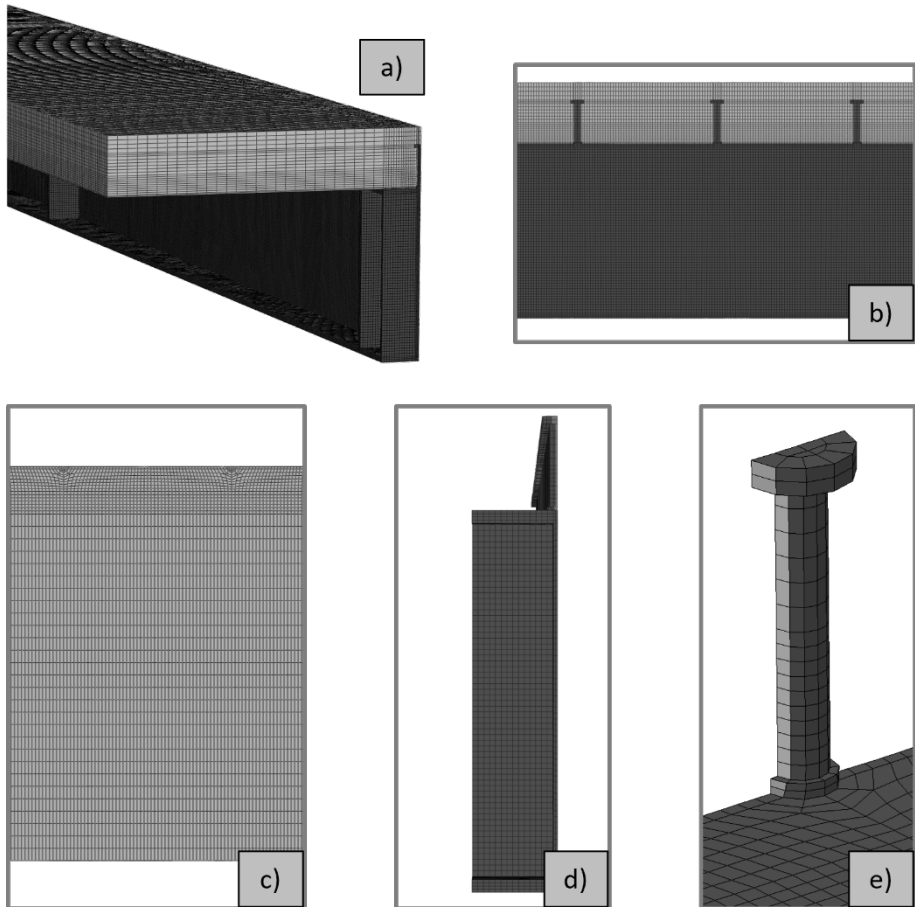


Abbildung 6-5: Diskretisierung der Stahl-Beton-Verbundträger-Modelle

7 Voruntersuchung zur Modellierung von Verbundträgern

7.1 Allgemeines

Nachdem in den vorherigen Abschnitten ausführlich auf die unterschiedlichen Modellierungsansätze zur Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens und der Nachgiebigkeit der Verbundfuge bei der Berechnung von Verbundträgern eingegangen wurde, erfolgt in diesem Kapitel die Modellierung von bereits durchgeführten Versuchen, um grundsätzlich die Eignung der Modelle zu untersuchen.

Konkret werden Vergleichsrechnungen zu den aus vorangegangenen Forschungsvorhaben durchgeführten Verbundträgerversuche am Einfeldträger aus [Kostadinova 2019], zu Versuchsreihe 2 mit der Betonfestigkeitsklasse C30/37 und den drei angestrebten Verdübelungsgraden von 40 %, 70 % und 100 % durchgeführt. Diese entsprechen im Querschnitt und in Bezug auf die planmäßigen Materialeigenschaften den im Rahmen dieser Arbeit zu untersuchenden Versuchen am Zweifeldträger. Um hier eine einheitliche Benennung zu schaffen, werden die Einfeldträger von Kostadinova im Folgenden als EFT40 (Einfeldträger mit planmäßig 40%iger Verdübelung), EFT70 und EFT100 bezeichnet.

Zunächst werden einige Aspekte zur Modellierung der Verformungen in der Verbundfuge bei der numerischen Simulation, wie beispielsweise die Berücksichtigung des Eigengewichts des Versuchsträgers und das lokale Tragverhalten der Kopfbolzendübel näher untersucht. Im weiteren Verlauf wird die Modellierung der Abhebung im Stabwerkmodell diskutiert. Außerdem wird die analytische Berechnung der Abhebung genauer gesagt die iterative Lösung der DGL aus [Diewald 2018] und [Kostadinova 2019] näher betrachtet und mit Versuchsergebnissen und numerischen Simulationen verglichen. Abschließend werden die Vergleichsrechnungen mit den verschiedenen Modellierungsansätzen ausführlich gegenübergestellt und bewertet.

7.2 Numerische Simulation des lokalen Kopfbolzentragverhaltens

In der Vergangenheit wurden bereits zahlreiche numerische Simulationen zur Nachrechnung von Verbundbauteilen herangezogen (siehe [Kostadinova 2019], [Broschart 2020] und [Seck 2021]). In den meisten Fällen wurden die Simulationen mit dem Ziel, das Tragverhalten sowie das globale Verformungsverhalten abzubilden, durchgeführt. Da im Rahmen vorliegender Arbeit der Fokus zusätzlich auf den Verformungen der Verbundfuge liegen, wird nachfolgend ein Überblick über die im Kontext vorliegenden Forschungsvorhabens durchgeführten Voruntersuchungen zur Anwendung numerischer Simulationen gegeben. Hierzu werden eigene numerische Simulationen zu den Verbundträgern EFT40, EFT70 und EFT100 aus [Kostadinova 2019] durchgeführt.

Abbildung 7-1 zeigt am Beispiel des vollverdübelt Einfeldträgers EFT100 von [Kostadinova 2019] die Vergleichsspannungen nach Mises sowie die Verformungen am Träger. An der Detailansicht der Kopfbolzendübel ist zu erkennen, dass das lokale Tragverhalten grundsätzlich dem nach Lungershausen aus Abbildung 2-4 entspricht. Außerdem kann am Trägerende ausgemacht werden, dass im Modell analog zu den Trägerversuchen Schlupf und Abhebung auftreten.

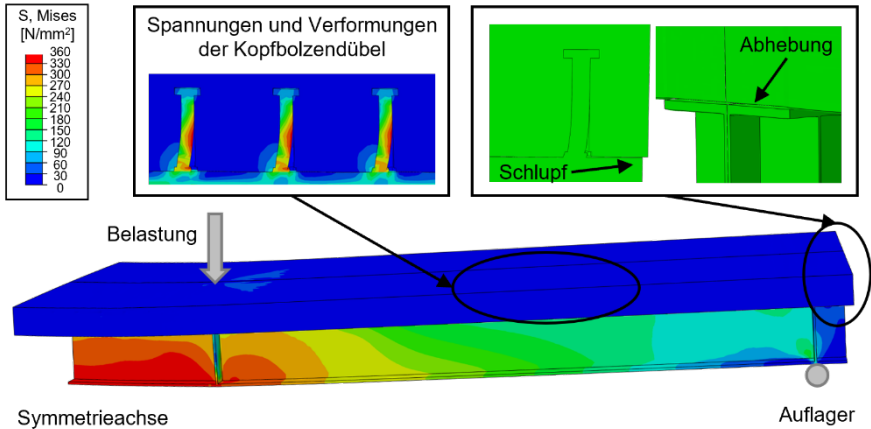


Abbildung 7-1: Vergleichsspannungen und Verformungen des Verbundträgers EFT100 (eigene Nachrechnung der Versuchsträger aus [Kostadinova 2019])

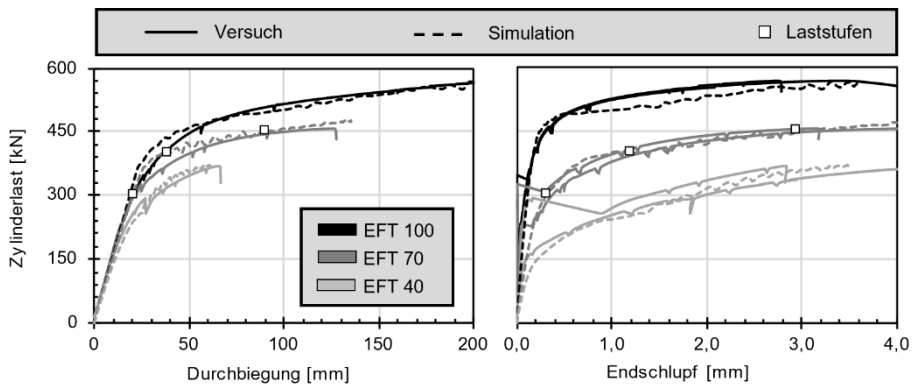


Abbildung 7-2 Vergleich der Last-Durchbiegungs- und Last-Schlupf-Verläufe von Simulation und Versuch (eigene Nachrechnung der Versuche aus [Kostadinova 2019])

In Abbildung 7-2 sind die Simulationsergebnisse als Last-Durchbiegungs-Verläufe und als Last-Endschlupf-Verläufe der drei Versuchsträger den realen Versuchen aus [Kostadinova 2019] gegenübergestellt. Aufgrund leicht unsymmetrischen Verhaltens des Schlupfes sind je Versuch die Messwerte an beiden Auflagern dargestellt. Sowohl die Anfangssteifigkeit sowie das Verformungsverhalten im plastischen Bereich kann in sehr guter Näherung abgebildet werden. Am Last-Durchbiegungs-Verhalten wird der Übergangsbereich von elastisch zu plastisch in der numerischen Simulation leicht überschätzt. Am Last-Schlupf-Verhalten treten Abweichungen auf, wo es im Versuch nicht gelungen ist, den Haftverbund zu Versuchsbeginn zu lösen. Insgesamt zeigt sich bei allen drei Trägern eine sehr gute Übereinstimmung von Simulation zu realen Versuchsergebnissen. Bei dem 70 % verdübelten Träger EFT70, sind zusätzlich mittels drei Quadraten die Laststufen 300 kN, 400 kN und 450 kN markiert, da diese für die weiteren Untersuchungen näher betrachtet werden sollen.

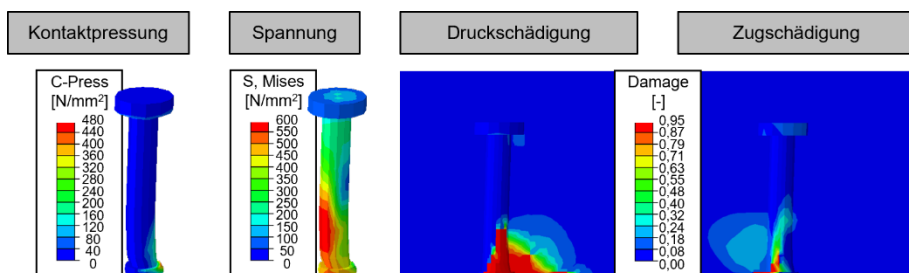


Abbildung 7-3: Lokales Tragverhalten des höchst beanspruchten Kopfbolzens aus der Simulation zu EFT70 aus [Kostadinova 2019] bei einer Last von 450 kN

In Abbildung 7-3 wird das lokale Tragverhalten des maximal beanspruchten Kopfbolzendübels des 70 % verdübelten Versuchsträger aus [Kostadinova 2019] auf Basis der Simulationsergebnisse bei der Laststufe von 450 kN genauer betrachtet. Anhand der Kontaktpressung am Kopfbolzen lässt sich erkennen, dass diese hauptsächlich an der Schweißwulst und im Bereich unmittelbar oberhalb auftreten. Dies entspricht dem Tragmodell des Kopfbolzens nach Lungershausen, da sich die Betondruckstreben am Dübelfuß abstützen.

Bei der Darstellung der Druck- und Zugschädigung ist nur der Beton eingeblendet, sodass der angedeutete Kopfbolzen der Aussparung im Beton entspricht und alle dargestellten geschädigten Bereiche am Beton auftreten. An der Druckschädigung lässt sich feststellen, dass analog zum Tragmodell von Lungershausen aufgrund der hohen lokalen Kräfte am Dübelfuß der Beton in diesem Bereich geschädigt wird. Die Schädigung führt zu einem Steifigkeitsverlust, was wiederum zu einer Umlagerung der Schubspannungen führt. Die Kräfte werden über Bolzenbiegung übertragen, was anhand des Verlaufs der von-Mises-Vergleichsspannung im Verbundmittel und der Verformungen zu erkennen ist. Darüber hinaus lässt sich an der Druckkontaktkraft an der Unterseite des Bolzenkopfes erkennen, dass dieser sich am Beton abstützt und somit die Zugkraft im Schaft, also Traganteil C nach Lungershausen, ebenfalls aktiviert werden kann. Eine Aktivierung der Reibkräfte (Traganteil D), welcher bei hoher Beanspruchung des Kopfbolzens auftreten, lässt sich anhand von Abbildung 7-3 nicht erkennen.

Standardmäßig wird das Eigengewicht der Modelle in Abaqus vernachlässigt, wie auch bei den vorher in Abbildung 7-1 bis Abbildung 7-3 gezeigten Ergebnissen. Bei der Simulation von Verbundträgern aus der Literatur ist diese Vernachlässigung zweckmäßig. Nachfolgend wird der Einfluss des Eigengewichts auf die auftretenden Verformungen der Verbundfuge, vor allem auf die Abhebung untersucht. Die Berücksichtigung ist manuell über die Definition einer „Bodyforce“, der entsprechenden Wichte der Materialien und der Richtung der Schwerkraft möglich. Da hierdurch zahlreiche zusätzliche Lasten im Modell auftreten, erhöht sich entsprechend der Rechenaufwand enorm.

Abbildung 7-4 zeigt oben den Verlauf der Abhebung und des Schlupfes über die Trägerlänge und unten die Last-Abhebungs-Verläufe und die Last-Schlupf-Verläufe entsprechend der Messstellen im Versuch. Bei den Verläufen entlang der Trägerlänge werden die unterschiedlichen Laststufen betrachtet. Die durchgezogenen Linien

entsprechen den Simulationsergebnissen standardmäßig ohne Berücksichtigung des Eigengewichts und die gestrichelten Linien entsprechen den Simulationen unter Berücksichtigung des Eigengewichts. Die quadratischen Markierungen entsprechen den Messwerten aus dem Versuch, wobei die Symmetrie des Trägers ausgenutzt wird und die Versuchsergebnisse von beiden Trägerhälften dargestellt werden. Die unterschiedlichen Farbtöne kennzeichnen die Ergebnisse einer Laststufe. In den Last-Verformungs-Verläufen entspricht die schwarze durchgezogene Linie wieder der Simulation standardmäßig ohne Berücksichtigung des Eigengewichts und die graue gestrichelte Linie der Simulation mit Eigengewicht. Die Versuchsergebnisse, falls an der Messstelle vorhanden, werden mit durchgezogenen hellgrauen Linien dargestellt.

Es fällt auf, dass die Abhebungen bei Berücksichtigung des Eigengewichts vor allem im plastischen Bereich etwas geringer ausfallen. Ein Effekt, dass durch die Wirkung des Eigengewichts der Betonplatte entgegen der Richtung der Abhebung diese verschwindet oder zumindest deutlich geringer ausfällt, ist nicht zu erkennen. Beim Schlupf treten keine nennenswerten Abweichungen durch die Berücksichtigung des Eigengewichts auf. Es lässt sich kein systematischer Effekt, dass durch das Eigengewicht des Betons eine höhere Reibkraft zwischen Stahl und Beton aktiviert werden kann, erkennen. Aufgrund der geringen Differenz der beiden Simulationen zueinander entsprechen beide Ergebnisse in guter Näherung den realen Messwerten aus dem Versuch. Eine leichte Überschätzung der Abhebungen in den Simulationen im Vergleich zu den Experimenten ist zu erkennen, wobei die absoluten Abweichungen im Bereich von einem Zehntelmillimeter bei der größten Laststufe und bei den niedrigeren im Bereich von Hundertstelmillimeter liegen und damit kleiner als Streuungen zwischen linker und rechter Trägerseite im Versuch sind. Beim Schlupf treten bei der untersten Laststufe deutliche Abweichungen auf, da sich im Versuch auf einer Trägerhälfte die Haftreibung erst später gelöst hat und der Schlupf dort folglich noch nicht auftrat.

Darüber hinaus ist zu erkennen, dass die Verläufe von Abhebung und Schlupf sowohl in den Last-Verformungs-Verläufen als auch in den Verläufen über die Trägerlänge eine sehr ähnliche Form aufweisen. Lokale Abweichungen treten im Bereich des Auflagers und der Lasteinleitung auf, wo die Last über die Verbundfuge hinweg übertragen wird. Dies passt zu der Vorstellung von Abbildung 2-4, dass der Großteil der Schubkraft am Dübelfuß übertragen wird. Da die Normalkraft in der Betonplatte allerdings in der Schwerachse wirkt, wird die Schubkraft schräg nach oben geleitet. Hierdurch entsteht am Kopfbolzen neben der horizontalen Verschiebung auch eine vertikale Komponente. Es ist somit folgerichtig, dass der Verlauf der Abhebung in der Form, nicht aber in der Größenordnung, bis auf lokale Abweichungen an Querkraftsprüngen dem Verlauf des Schlupfes entspricht.

Außerdem kann an der Abhebung entlang der Trägerlänge ein signifikanter Einfluss der Messstelle im Querschnitt festgestellt werden. Während die Verformungen der Verbundfuge in Abbildung 7-4 in den Simulationen wie auch im Versuch im Querschnitt an der Außenkante des oberen Stahlflansches ermittelt werden, werden anhand der Simulationen zusätzlich die Abhebungen in der Symmetrieachse, also im Bereich der Kopfbolzen, bestimmt. Ein Vergleich der Ergebnisse beider Messstellen zeigt Abbildung 7-5. Es werden die gleichen Laststufen und farbliche Zuordnungen wie in vorheriger Abbildung betrachtet.

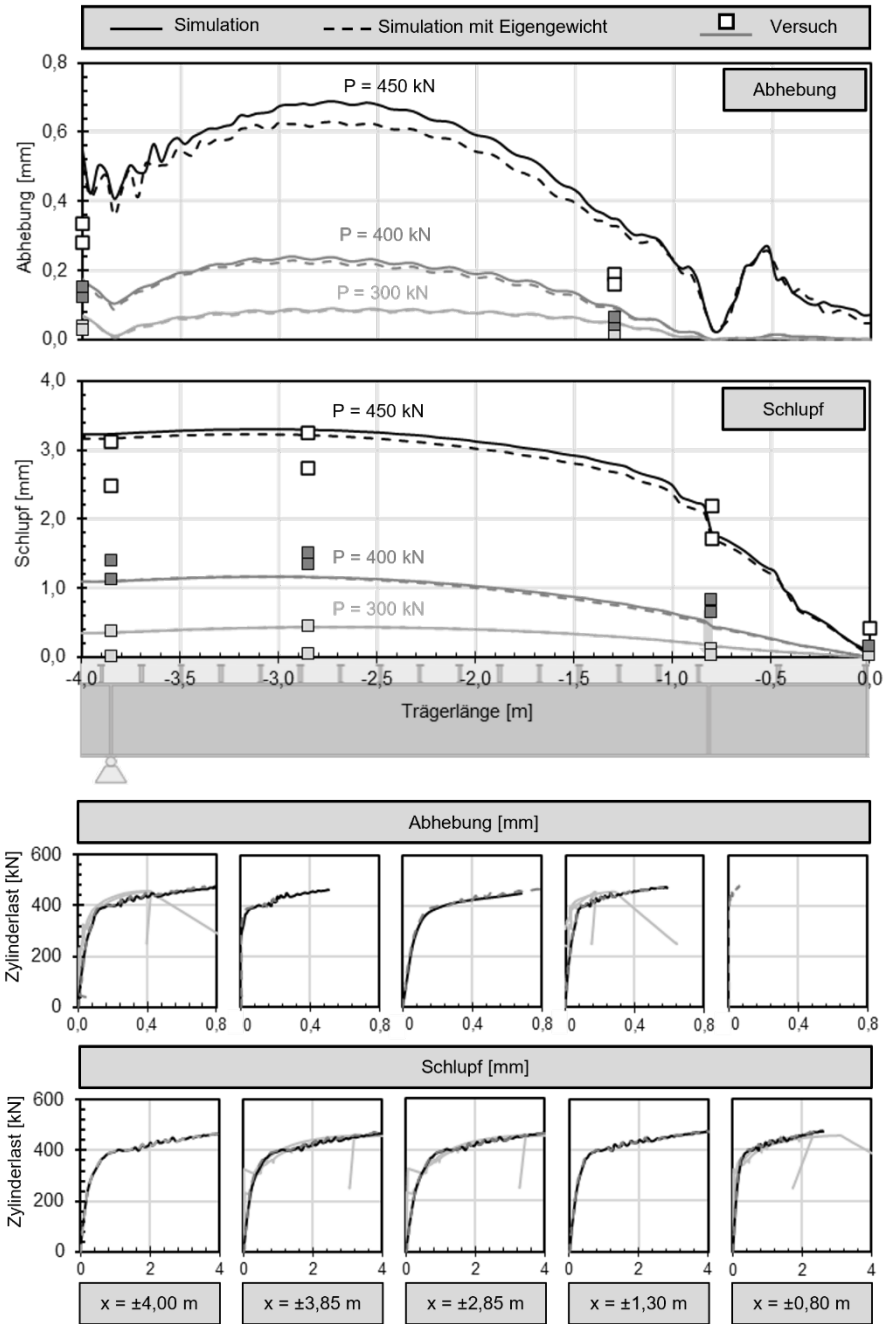


Abbildung 7-4: Vergleich der Abhebung und Schlupf von Simulation und Versuchsergebnis des Verbundträgers EFT70 (eigene Nachrechnung der Versuchsträger aus [Kostadinova 2019])

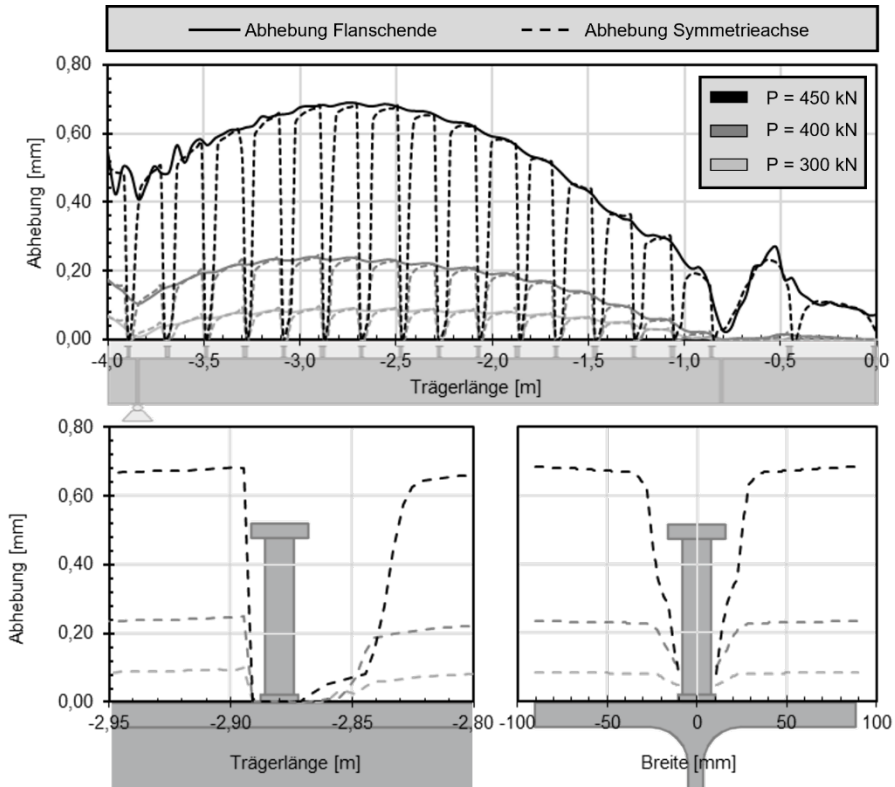


Abbildung 7-5: lokale Effekte der Abhebung im Bereich des Kopfbolzendübeln

Die durchgezogene Linie entspricht der Simulation ohne Eigengewicht und der Auswertung am Flanschende, die gestrichelte Linie stellt die Ergebnisse der Auswertung im Querschnitt in der Symmetrieachse dar. Es ist zu erkennen, dass die Abhebung in der Symmetrieachse an der Stelle jedes Kopfbolzens einen Sprung aufweist und dort gegen null geht. Unten links ist eine Detailansicht an einem Kopfbolzen gegeben. Es ist zu erkennen, dass in Lastrichtung unmittelbar davor die Abhebung gegen null geht und die Abhebung unmittelbar hinter dem Verbundmittel wieder ansteigt. Dies entspricht dem Tragmodell nach Lungershausen entsprechend Abbildung 2-4, wo sich die Betondruckstrebe nach unten Richtung Dübelfuß ausbildet. Analog zu der Abhebung an den Querkraftsprüngen wird die Abhebung lokal am Kopfbolzen beeinflusst.

Unten rechts ist eine Detailansicht der Abhebung am Kopfbolzen im Querschnitt dargestellt. Auch hier lässt sich erkennen, dass unmittelbar im Bereich des Verbundmittels die Abhebung gegen null gehen und die Abhebung dann stark ansteigt und dann nach außen hin zum Flanschende konstant verläuft.

Zum Verifizieren der Verläufe der Abhebung vor allem im lokalen Bereich um die Kopfbolzen werden in Abbildung 7-6 die Kontaktspannungen auf Druck zwischen Betonplatte und Oberflansch des Stahlprofils dargestellt. Oben sind die Druckkontaktspannung in der Draufsicht auf das Profil mit und ohne Eigengewicht zu der Laststufe $P = 450 \text{ kN}$ grafisch dargestellt. Die Skalierung des Farbspektrums ist so gewählt, dass in dunkelblauen Bereichen keine Kontaktkraft auftritt. Unten in

Abbildung 7-6 sind Ausschnitte des in Abbildung 7-5 im Detail betrachteten Kopfbolzens dargestellt. Zur übersichtlicheren Darstellung wird die Farbskala angepasst, wobei die dunkelblauen Bereiche weiterhin den spannungsfreien Bereichen entsprechen.

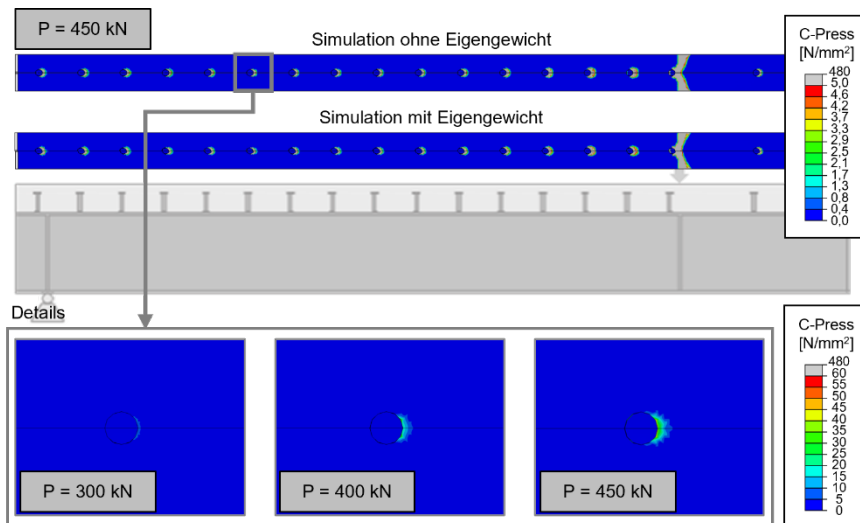


Abbildung 7-6: Druckkontaktspannungen am Obergurt des Stahlträgers des Versuchsträgers EFT70 aus Simulation mit und ohne Eigengewicht bei einer Last von 450 kN

Es ist zu erkennen, dass die Druckkontaktspannungen am Oberflansch des Stahlträgers bis auf die Position der Lasteinleitung, wo die Querkraft über den Druckkontakt in das Stahlprofil geleitet wird, nur sehr lokal im Bereich vor den Kopfbolzen auftritt. Wie am Vergleich der Simulationen zu erkennen, scheint das Eigengewicht der Betonplatte keinen nennenswerten Einfluss auf die nur sehr lokale Kontaktpressung zu haben. In den Bereichen, in denen keine Kontaktpressungen auftreten, kann aus Verträglichkeitsgründen eine Abhebung der Betonplatte vom Stahlträger auftreten. Da Reibung immer nur mit Kontaktpressung auftritt, kann in den blauen Bereichen folglich auch keine Kraft über Reibung übertragen werden. Dies wird durch die Auswertung der Kontaktschubspannungen, welche im Verlauf deckungsgleich zu den Kontaktpressungen sind, bestätigt. Die Kontaktpressungen entsprechen dem Tragmodell eines Kopfbolzens nach Lungershausen (siehe Abbildung 2-4), bei dem die Betondruckstreben zur Schweißwulst geht. Außerdem können sich anhand der Kontaktpressung die lokalen Effekte im Bereich der Verbundmittel im Verlauf der Abhebung in Abbildung 7-5 bestätigen lassen und es wird deutlich, dass die Messung an Flanschaußenkante (wie beispielsweise im Versuch) nur die globalen Effekte der Abhebung erfassen kann.

Im vorliegenden Abschnitt kann gezeigt werden, dass mit Hilfe der numerischen Simulationen mit Abaqus nicht nur das globale Last- und Verformungsverhalten von Stahl-Beton-Verbundträgern mit Kopfbolzendübeln sehr exakt abgebildet werden kann, sondern auch das lokale Verhalten im Bereich der Verbundmittel. Es wird deutlich, dass die im Versuch auftretenden Verformungen in der Verbundfuge, sogar die Abhebung, welche teilweise in der Größenordnung eines Zehntelmillimeters liegen, sehr genau mit den numerischen Simulationen übereinstimmen.

Darüber hinaus kann gezeigt werden, dass das grundsätzliche Tragverhalten der Kopfbolzen in der Simulation der Verbundträger mit dem Tragmodell von Lungershausen überstimmt und somit sinnvoll abgebildet werden kann. Beim Vergleich der numerischen Simulation mit und ohne Berücksichtigung des Eigengewichts der Verbundträger ist zu erkennen, dass die resultierenden Abweichungen sehr gering und in der Größenordnung der Abweichung im Versuch von linker und rechter Trägerhälfte liegen. Aufgrund des deutlich höheren Berechnungsaufwandes durch Berücksichtigung des Eigengewichts kann dieses auch bei der Simulation des Verformungsverhaltens der Verbundfuge vernachlässigt werden.

7.3 Modellierung der Abhebung im Stabwerkmodell

Während bei der Modellierung des Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mittels Stabwerkmodellen insbesondere des Schlupfes von Beginn an eine gute Übereinstimmung mit vorhandenen Versuchsergebnissen erzielt werden können, gestaltet sich die Modellierung der Abhebung im Stabwerkmodell als deutlich schwieriger. Daher werden nachfolgend die wesentlichen Aspekte der untersuchten Modellierungsansätze näher betrachtet.

Eine grundsätzliche Herausforderung ist die Wahl der vertikalen Federsteifigkeit. In veröffentlichten Versuchsberichten zu Pull-out-Versuchen an Kopfbolzen wird sich hauptsächlich für das Tragverhalten und weniger für das Verformungsverhalten interessiert, sodass hier eine Berechnung der Steifigkeit nicht möglich ist. Zanuy bestätigt diese Erfahrung und stellt daher das Federmodell eines äquivalenten Betonzylinders um den Kopfbolzen auf (siehe Abschnitt 3.3). Ein Schwachpunkt des Modells von Zanuy ist, dass der äquivalente Durchmesser des Betons über einen Vorfaktor an nur einer Versuchsreihe von Pull-out-Versuchen mit Kopfbolzendübeln des Durchmessers 19 mm aus den 60er-Jahren kalibriert worden ist. Die gegebene Gleichung stimmt daher nur für die in [Balakrishnan 1963] untersuchte Kombination von Kopfbolzendübel und Beton.

Für die hier untersuchten Träger werden daher zunächst die Anteile des Betons und der Kopfbolzen an der Abhebung zwischen Beton und Stahl untersucht. Abbildung 7-7 zeigt die Abhebung entlang der Trägerlänge des Versuchsträgers EFT70 aus der Simulation ohne Eigengewicht zu den vorher betrachteten Laststufen von 300 kN, 400 kN und 450 kN. Zusätzlich sind die Anteile der Abhebung von Kopfbolzendübel und Beton dargestellt. Hierzu wird aus der Simulation der vertikale Anteil der Verlängerung des Kopfbolzens als Differenz der vertikalen Verschiebung vom oberen und unteren Punkt des Kopfbolzens bestimmt. Der restliche Anteil der Abhebung muss folglich aus der Verformung des umliegenden Betons resultieren.

Es ist zu erkennen, dass zu jeder Laststufe der dominante Anteil der Abhebung aus der Dehnung des Kopfbolzendübels herrührt. Mit steigender Last wird der Anteil des Bolzens aufgrund des Plastizierens des Stahls noch größer. Es wird deutlich, dass das Modell von [Zanuy 2017] in Abbildung 3-12, bei dem die Dehnsteifigkeit eines fiktiven, den Kopfbolzendübel umgebenden Betonzylinders als vertikale Steifigkeit angesetzt wird, bei den hier vorhandenen Bolzen mit Durchmesser 16 mm nicht zutrifft. Für die von Zanuy untersuchten Kopfbolzendübel mit Durchmesser 19 mm könnte das aufgestellte Modell

wegen der größeren Dehnsteifigkeit des Dübelschafts zu deutlich besseren Übereinstimmungen kommen.

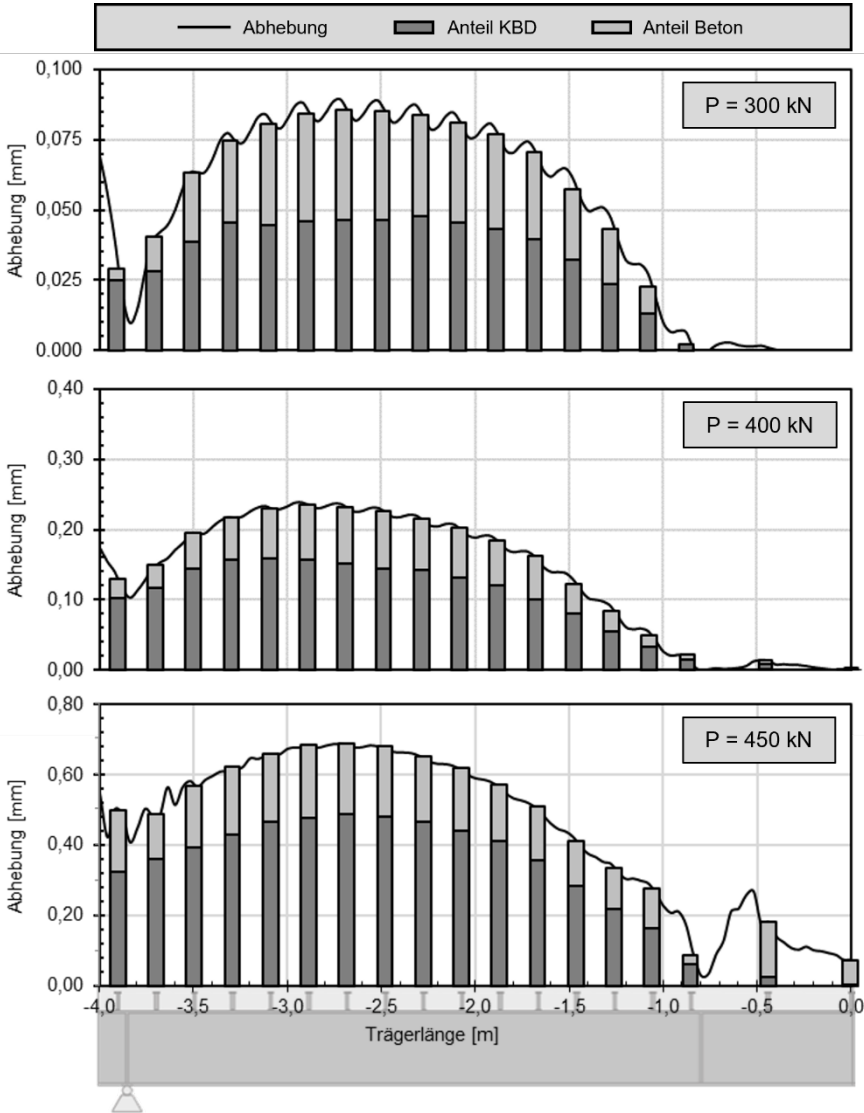


Abbildung 7-7: Abhebung und Anteile der Abhebung von Beton und Kopfbolzen aus der Simulation des EFT70 ohne Eigengewicht

Für den allgemeinen Fall wäre es zielführend, das Modell von Zanuy dahingehend zu kalibrieren, dass in dem äquivalenten Betonzylinder lediglich der Anteil der Abhebung des Betons mit eingeht. Der Anteil des Kopfbolzendübels kann über die Dehnsteifigkeit des Bolzenschafts berücksichtigt werden. Die vertikale Steifigkeit der Verbindung könnte dann als zwei in Reihe geschaltete Federn bestimmt werden.

$$\frac{1}{K_v} = \frac{1}{K_{v,c}} + \frac{1}{K_{v,KBD}} = \frac{1}{\frac{E_c \pi d_{eq}^2}{4 h_{ce}}} + \frac{1}{\frac{E_a \pi d_{sc}^2}{4 h_{ce}}} \quad (7.1)$$

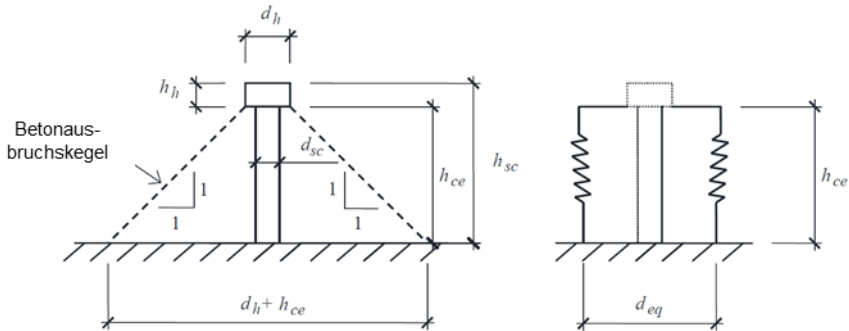


Abbildung 7-8: Bezeichnung der Kopfbolzenabmessungen und Modell des äquivalenten Betonzylinders aus [Zanuy 2017] (modifizierte Darstellung)

Da das Modell zur Berechnung der vertikalen Federsteifigkeit des im Beton liegenden Kopfbolzens auf Zug nicht für den vorhandenen Bolzendurchmesser von 16 mm kalibriert ist und an den Simulationsergebnissen deutlich wird, dass für die vorhandene Kombination aus Dübelgeometrie und Betonfestigkeit der überwiegende Anteil aus der Verlängerung des Bolzenschafts stammt, wird nachfolgend in guter Näherung aber mit leichter Überschätzung die vertikale Steifigkeit als Dehnsteifigkeit des Bolzenschafts berechnet.

$$K_{v,KBD} = \frac{E_a \pi d_{sc}^2}{4 h_{ce}} = \frac{210.000 \text{ N/mm}^2 \cdot \pi \cdot (16 \text{ mm})^2}{4 \cdot 89 \text{ mm}} = 474,4 \text{ kN/mm} \quad (7.2)$$

Es stellt sich allerdings heraus, dass im Stabwerkmodell mit der horizontalen Feder zur Modellierung des Schlupfes und der vertikalen Feder zur Modellierung der Abhebung keine realistischen Abhebungen im Modell auftreten. Selbst eine Reduktion der Steifigkeit der vertikalen Feder im Zugbereich auf null führt lediglich zu sehr lokalen Abhebungen in den Bereichen neben der Einzellast (siehe oberer Verlauf in Abbildung 7-9). Da die Abhebung in Abhängigkeit des Schlupfes auftritt, erscheint es sinnvoll, analog zu [Zanuy 2017] über eine Schrägstellung der „Schlupffeder“ eine Abhebung zu erzeugen. Im unteren Graphen in Abbildung 7-9 wird der Winkel der Feder zwischen 14° und 26° variiert. Die horizontale Steifigkeit wird dabei entsprechend der Neigung angepasst, sodass das globale Tragverhalten sowie der Schlupfverlauf trotz Anpassung der Feder gleich bleibt. Es ist zu erkennen, dass mit zunehmender Federsteigung auch der Einfluss des Schlupfes auf die Abhebung größer wird und die resultierenden Abhebungen in Verlauf und der Größenordnung den numerischen Simulationen sehr nahekommen. Die beste Übereinstimmung mit den Simulationsergebnissen wird bei einer Federanordnung von 17° bis 20° erreicht.

Entsprechend Abbildung 2-6 ist die Gurtnormalkraft in der Schwerachse des Betons konzentriert. Anhand der Plattenhöhe und des Dübelabstands lässt sich nach Abbildung 2-6 die Druckstrebenneigung vom Bolzenfuß in den Beton abschätzen. Aus Gleichgewichtsgründen entstehen durch die geneigte Betondruckstrebe die abhebenden Kräfte. Für die vorhandene Betonplatte mit 140 mm Dicke und einem

Bolzenabstand von 203 mm lässt sich der Druckstrebenneigungswinkel zu 19° bestimmen. Dieser berechnete Winkel von 19° stimmt mit den Winkeln von 17° - 20° in den Stabwerkmodellen überein, mit denen die besten Ergebnisse zur Modellierung der Abhebung erzielt werden konnten.

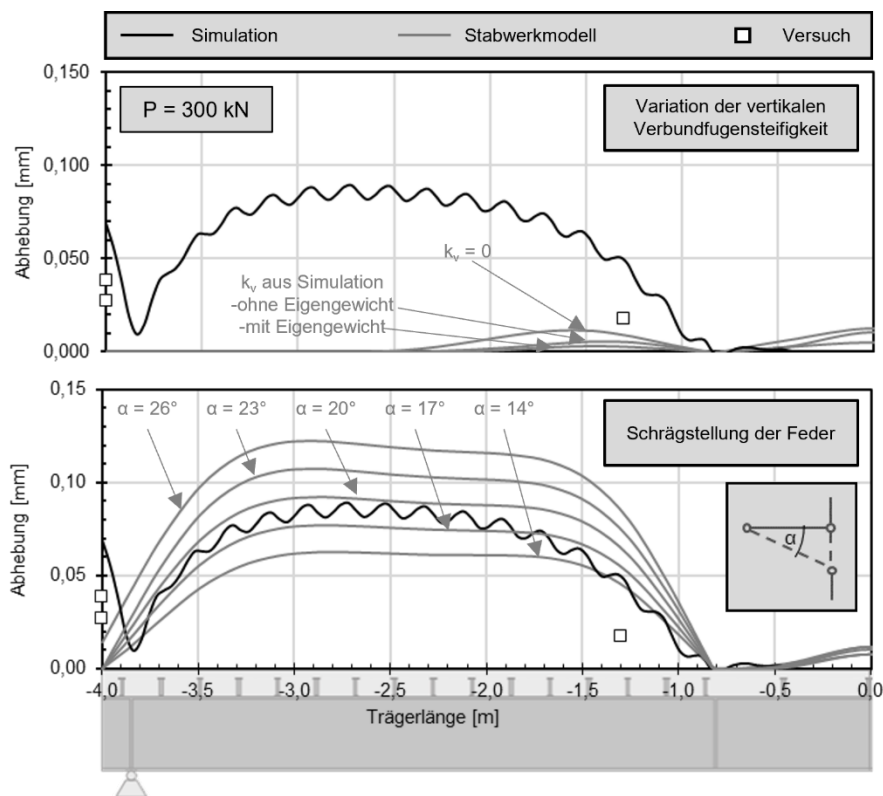


Abbildung 7-9: Modellierung der Abhebung im Stabwerkmodell mit Variation der vertikalen Federsteifigkeit und Anordnung der Feder bei $P = 300 \text{ kN}$

Es wird also deutlich, dass nach dieser Theorie zur Modellierung der Abhebung die Anordnung der Feder für jede Betonplattendicke und jeden Dübelabstand neu bestimmt werden müsste. Außerdem wurde mangels Versuchsergebnissen die vertikale Steifigkeit anhand der Ergebnisse der numerischen Simulationen in Näherung als Dehnsteifigkeit des Bolzenschafts bestimmt und nicht etwa durch statistische Auswertung experimenteller Untersuchungen. Hier wäre eine systematische Untersuchung der vertikalen Steifigkeit unterschiedlicher Bolzengeometrien bei unterschiedlichen Betonfestigkeiten sinnvoll. Darüber hinaus müsste zur realistischen Nachrechnung eine nichtlineare Dübelkennlinie in vertikaler Richtung bestimmt werden. Es wird deutlich, dass die Übereinstimmung der Modellierung der Abhebung von der Kombination aus der vertikalen Steifigkeit und des Winkels der Feder abhängt und beide Werte an dieser Stelle nur näherungsweise und ohne ausreichende Untersuchung zu den Einflüssen einzelner Parameter bestimmt werden können. Darüber hinaus wird anhand der Ergebnisse der numerischen Simulationen aus vorherigem Abschnitt deutlich, dass die Reibung zwischen Beton und Obergurt des Stahlprofils nur sehr lokal

vor dem Kopfbolzendübel übertragen werden und nicht wie angenommen vollflächig. Ein Einfluss der Abhebung auf den Anteil der aus Reibung übertragene Schubkraft ist daher nicht zu erwarten. Daher wird im weiteren Verlauf auf Untersuchungen zur Modellierung der Abhebung mittels Stabwerkmodellen verzichtet.

7.4 Analytische Berechnung der Abhebung

Zur analytischen Berechnung der Abhebung von Verbundträgern wird in [Kostadinova 2019], wie in Abschnitt 3.2.6 beschrieben, ein gekoppeltes DGL-System am infinitesimalen Balkenelement unter Berücksichtigung der Krümmung entlang des infinitesimalen Elements hergeleitet und in [Diewald 2018] iterativ mittels genetischen Algorithmus gelöst. Nachfolgend in Abbildung 7-10 werden am Beispiel des 70 % verdübelten Versuchsträgers aus [Kostadinova 2019] die Verläufe der Abhebung über die Trägerlänge aus [Diewald 2018] mit den Versuchsergebnissen und den eigenen Simulationen gegenübergestellt, um die Eignung des Algorithmus und eine mögliche Erweiterung auf statisch unbestimmte Systeme zu untersuchen. Zusätzlich werden darunter die Schlupfverläufe zu gleichen Laststufen verglichen. Der gewählte Belastungszustand liegt aufgrund des linear elastischen Materialverhaltens bei der Modellierung noch annähernd im linear-elastischen Bereich des Last-Durchbiegungsverlaufs der realen Versuche.

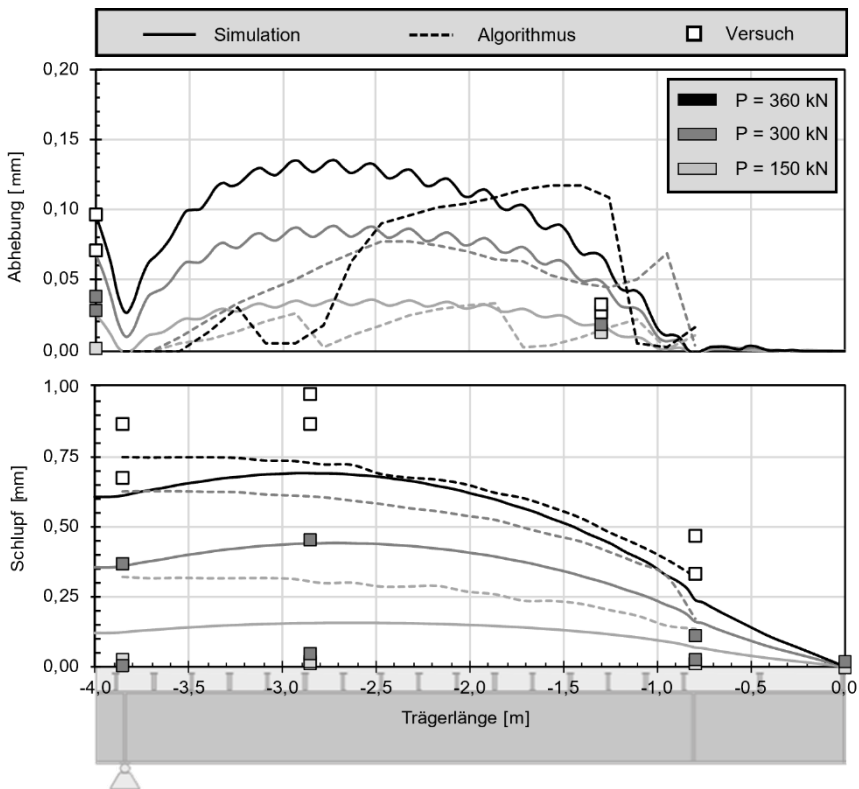


Abbildung 7-10: Vergleich der Ergebnisse des Algorithmus aus [Kostadinova 2019] und [Diewald 2018] mit eigener numerischer Simulation bei EFT70

Beim Vergleich der Verläufe der Abhebung berechnet mittels Algorithmus und numerischer Simulation, sind sehr deutliche Abweichungen sowohl in der Form des Verlaufs als auch in der Größe der Abhebung zu erkennen. Bei den Ergebnissen des Algorithmus treten in den drei Verläufen an unterschiedlichen Stellen deutliche Sprünge auf und außerdem wird die Abhebung im Bereich der maximalen Bolzenbeanspruchung bis zu den Auflagern zu null, was ebenfalls nicht stimmig erscheint. Darüber hinaus ist zu erkennen, dass im Algorithmus auch der Schlupf nur mit großen Abweichungen abgebildet werden kann.

Da die Abhebung in der Form im Wesentlichen mit dem Verlauf des Schlupfes übereinstimmt und die numerischen Simulationen im Allgemeinen sehr gute Übereinstimmungen mit den realen Versuchen zeigen, ist davon auszugehen, dass der Algorithmus die Abhebungen nicht realistisch abbilden kann. Insgesamt scheint es, dass der Algorithmus vom Prinzip her zwar zur iterativen Lösung des gekoppelten Systems führt, in der Praxis die Toleranzen, genauer gesagt die Abstände der Berechnungsstellen aber zu groß gewählt wurden, um hier zu sinnvollen Ergebnissen zu kommen.

7.5 Vergleich der Modellrechnung am Einfeldträger

Zur Untersuchung der Eignung der in den vorherigen Kapiteln beschriebenen Modellierungsansätzen zur Berechnung von Verbundträgern, numerische Simulation, Stabwerkmodell und der analytische Ansatz in Form der Segment-Lamellen-Methode werden nachfolgend die Ergebnisse der Vergleichsrechnungen am Beispiel des EFT40, EFT70 und EFT100 aus [Kostadinova 2019] ausführlich dargestellt.

Konkret werden die Momenten-Durchbiegungs-Verläufe in Feldmitte und die Momenten-Schlupf-Verläufe an der Stelle des maximalen Schlupfs bei $x = \pm 2,85$ m ausgehend von der Trägermitte untersucht. Darüber hinaus werden Schlupf, Dehnung des Stahlprofils und der Bewehrung sowie die Stauchung des Betons auf der Oberseite und die Normalkraft und das Moment im Stahlträger als Verlauf über die Trägerlänge untersucht. Hierbei werden je Träger drei unterschiedliche Laststufen, im elastischen Bereich, im Übergang von elastischem zu plastischem Bereich und im plastischen Bereich, betrachtet.

Nachfolgend in Abbildung 7-11 bis Abbildung 7-16 werden die Ergebnisse dargestellt. Zur leichteren Übersichtlichkeit sind die Abbildungen gleich aufgebaut. Oben sind zur besseren Einordnung der gezeigten Laststufen die Momenten-Durchbiegungs-Verläufe sowie die Momenten-Schlupf-Verläufe je Träger dargestellt. Mit den rautenförmigen Markierungen werden die drei betrachteten Laststufen gekennzeichnet. Unterhalb sind die entsprechenden Verläufe zu den unterschiedlichen Laststufen über die Trägerlänge dargestellt. Die schwarze durchgezogene Linie entspricht den Ergebnissen der Stabwerkmodelle, die schwarze gepunktete Linie zeigt die Ergebnisse der Segment-Lamellen-Methode und die graue gestrichelte Linie steht für die Ergebnisse der numerischen Simulation. In den Momenten-Verformungs-Verläufen steht die hellgraue durchgezogene Linie für die Versuchsergebnisse, in den Verläufen über die Trägerlänge repräsentiert die quadratische Markierung jeweils ein Messwert aus dem Versuch.

Beim Vergleich der Momenten-Verformungs-Verläufe wird deutlich, dass die Ergebnisse der numerischen Simulationen nahezu deckungsgleich mit den Versuchsergebnissen

verlaufen. Bei dieser Modellierung kann die Steifigkeit der Träger insgesamt aber auch die Steifigkeit der Verbundfuge sehr exakt abgebildet werden. Außerdem kann der Übergang von elastischen zum plastischen Verhalten, die Traglast sowie die maximale Verformbarkeit der Verbundträger sehr realitätsnah modelliert werden. Bei der Modellierung mittels Stabwerkmodell können die Versuchskurven ebenfalls mit guter Übereinstimmung getroffen werden.

Bei Versuchsträger EFT100 ist am Momenten-Durchbiegungs-Verlauf festzustellen, dass die Steifigkeit des Trägers leicht überschätzt wird. Darüber hinaus ist an den Momenten-Schlupf-Verläufen zu ausmachen, dass bei niedrigen Verdübelungsgraden und bei geringer Last die Steifigkeit der Verbundfuge unterschätzt wird. Dies ist auf die multilineare Eingabe der Dübelkennlinie im Modell zurückzuführen. Aufgrund der Definition des Materialverhaltens, bei dem Stahl, Verbundfuge und Beton auf Druck weiter fließen, kann das Versagen sowie die maximale Verformbarkeit anhand der Verläufe nicht bestimmt werden, sondern die Kurven verlaufen immer weiter, bis die Berechnung aufgrund numerischer Probleme abbricht. Die Definition des Materialverhaltens mit Grenzdehnungen und im anderen Fall der Grenzverformungen bei der Verbundfuge ist zwar möglich, führt bei den Stahl-Verbund-Trägern zu einem sehr frühzeitigen Ende der Berechnung, sodass die Duktilität in der Modellrechnung nicht erreicht wird. Anhand der vorhandenen Verformungen und Dehnungen kann allerdings eine Einschätzung über die Traglast des Systems erfolgen. Da bei der Segment-Lamellen-Methode die Materialmodellierung ähnlich wie im Stabwerkmodell erfolgt, steigen die Verläufe auch über das Versagen des Trägers im Versuch hinaus weiter an. Es ist zu erkennen, dass das Schlupfverhalten mittels Segment-Lamellen-Methode ebenfalls realitätsnah abgebildet werden kann. Beim Momenten-Durchbiegungs-Verhalten ist zu erkennen, dass der Übergang vom elastischen zum plastischen Bereich sehr gut getroffen wird, aber dass im plastischen Bereich die Tragfähigkeiten zwar im Bereich der Stabwerkmodelle liegen, die dabei auftretenden Durchbiegungen dagegen deutlich geringer sind, sodass das Bauteilverhalten beim Fließen deutlich zu steif ist.

Abbildung 7-11 zeigt die Verläufe des Schlupfes über die Trägerlänge. Grundsätzlich sind zwischen den Modellrechnungen und den Versuchsergebnissen sehr gute Übereinstimmungen zu erkennen. Bei den niedrigen Laststufen sind die realen Schlupfwerte geringer als in der Modellrechnung. Am Momenten-Schlupf-Verlauf ist zu erkennen, dass im Versuch aufgrund des Haftverbundes zunächst kein Schlupf auftrat und sich erst nach schlagartigem Lösen des Haftverbundes die Verformungen einstellen. Da dieser Effekt in den Berechnungsmodellen unberücksichtigt bleibt, treten folglich Abweichungen auf. Außerdem fällt auf, dass bei EFT100 bei der Berechnung mit der Segment-Lamellen-Methode das Versagen des Trägers anders als im Versuch ohne nennenswerte nichtlineare Verformung in der Verbundfuge auftritt. Beim Schlupfverlauf der höchsten Laststufe treten entsprechend Abweichungen zu den Versuchsergebnissen und den anderen Modellrechnungen auf.

An den Verläufen der Dehnungen am Stahlprofil in Abbildung 7-12 ist zu erkennen, dass die Modellrechnungen untereinander und die Messwerte der DMS im Versuch sehr gut übereinstimmen. Vor allem zur elastischen Laststufe und bei allen Laststufen in den Randbereichen, in denen der Stahl nicht ins Fließen kommt, stimmen die Ergebnisse sehr exakt überein. Es zeigt sich, dass die plastischen Bereiche in Trägermitte in den

Modellrechnungen sehr gut miteinander übereinstimmen, auch wenn bei der Größe der plastischen Dehnungen Abweichungen auftreten. Die größten plastischen Dehnungen treten immer im Stabwerkmodell auf, die geringsten bei der Segment-Lamellen-Methode. Dazwischen liegen die Dehnungen aus der numerischen Simulation, welche, sofern Messwerte aus dem Versuch vorhanden, die besten Übereinstimmungen liefern. Die Dehnungen des Stahlprofils auf der Oberseite stimmen alle sehr gut miteinander überein. Auffällig sind die lokalen Sprünge im Bereich der Lasteinleitung bei der Segment-Lamellen-Methode. Da solche Unstetigkeiten in den numerischen Simulationen nicht auftreten, hier aber lokale Effekte am besten abgebildet werden können, scheinen diese im Verlauf der Segment-Lamellen-Methode nicht der Realität zu entsprechen.

In Abbildung 7-13 ist an der Stauchung an der Betonplattenoberseite zu erkennen, dass die Modellrechnungen insgesamt sehr gut mit den Versuchsergebnissen übereinstimmen. Im Detail fällt auf, dass die Ergebnisse der numerischen Simulation wieder zu den besten Übereinstimmungen mit den Versuchsergebnissen führen.

Abbildung 7-14 zeigt vergleichend die Dehnungen der unteren Längsbewehrung im Beton. Analog zu den Versuchen wird aus der Simulation die Dehnung des Bewehrungsstabs neben den Kopfbolzendübeln ausgelesen, bei den beiden anderen Modellierungsansätzen wird bei Beton und Bewehrung über die gesamte Trägerbreite konstante Dehnung angenommen, eine Unterscheidung ist daher nicht notwendig. Es ist zu erkennen, dass bei der geringen Laststufe der Beton noch ungerissen ist, der komplette Betonquerschnitt noch überdrückt ist und somit auch in der unteren Bewehrung Druckspannungen auftreten. Mit steigender Last wird die Bewehrung aktiviert. Insgesamt ist zu erkennen, dass die Verläufe der Modellierung mit guter Näherung gleich sind, die Größenordnung der Dehnung allerdings abweicht. Grundsätzlich ist eine hohe Übereinstimmung zu den wenigen Messergebnissen aus den Versuchen zu erkennen. Da die Dehnung der Bewehrung maßgeblich mit der Simulation des gerissenen Betons im Zugbereich zusammenhängt, sind insbesondere die sehr brauchbaren Ergebnisse der Dehnungen aus Segment-Lamellen-Methode und Stabwerkmodell hervorzuheben, wo im Gegensatz zur numerischen Simulation kein Nachbruchverhalten im Beton nach Erreichen der Zugfestigkeit modelliert wurde.

In Abbildung 7-15 werden die Normalkräfte im Stahlprofil verglichen. Anhand der Dehnungsmessungen an Ober- und Unterseite des Stahlprofils im Versuch werden die Normalkräfte entsprechend dem Vorgehen in Abschnitt 9.1 bestimmt. Es lässt sich auch hier eine gute Übereinstimmung der Normalkraftverläufe der Modellierung untereinander, aber auch mit den Versuchsergebnissen erkennen. Tendenziell liefert die numerische Simulation geringere Normalkräfte als mit Stabwerkmodell und Segment-Lamellen-Methode. Dies lässt sich darauf zurückführen, dass in der numerischen Simulation die Geometrie des Kopfbolzens und des umgebenen Betons genau simuliert wird, in den anderen beiden Modellierungsansätzen die Dübelkennlinie aus dem Push-out-Versuch als Feder angesetzt wird. Einerseits kann eine zu geringe lokale Betontragfähigkeit zu einer Unterschätzung der Dübeltragfähigkeit und somit zu geringeren Normalkräften führen. Andererseits wird in der Literatur häufig eine nur unzureichende Übertragbarkeit von Ergebnissen aus Push-out-Versuchen auf Trägerversuche diskutiert. Fallen die Tragfähigkeit im Push-out-Versuch unrealistisch hoch aus im Vergleich zur Dübeltragfähigkeit in realen Verbundträgern, kann durch den

Ansatz der Dübelkennlinie die Verbundwirkung und somit die Normalkraft überschätzt werden. Da die Normalkraftverläufe der Modellierungsansätze insgesamt aber nah beieinanderliegen und innerhalb der Streuung der Werte aus den Versuchsergebnissen, kann der vorher diskutierte Einfluss aus der Modellierung der Verbundmittel als nebensächlich angesehen werden.

Beim Vergleich der Biegemomente im Stahlprofil fällt auf, dass bei EFT40 eine sehr hohe Übereinstimmung zwischen den Modellrechnungen untereinander und den Versuchsergebnissen besteht. Mit zunehmenden Verdübelungsgrad und folglich mit ansteigender Normalkraft im Stahlträger steigt die Abweichung der Momentenverläufe vor allem im stark beanspruchten Bereich in Feldmitte und bei großen Laststufen. Die verschiedenen Modellierungsansätze scheinen die Momenten-Normalkraft-Interaktion im Profil also unterschiedlich genau abbilden zu können.

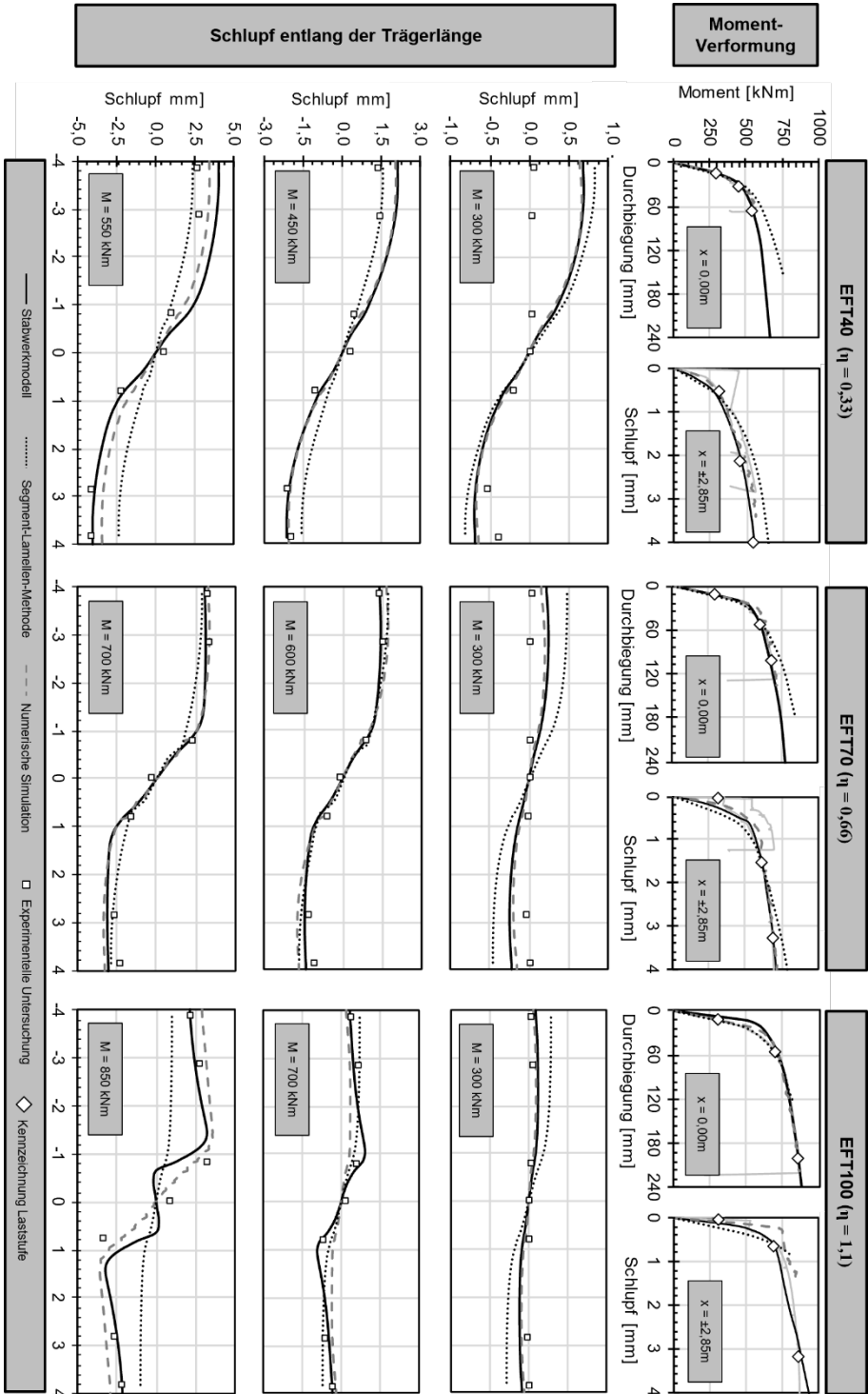


Abbildung 7-11: Vergleich der Modellrechnungen am Einfeldträger; Schlupf

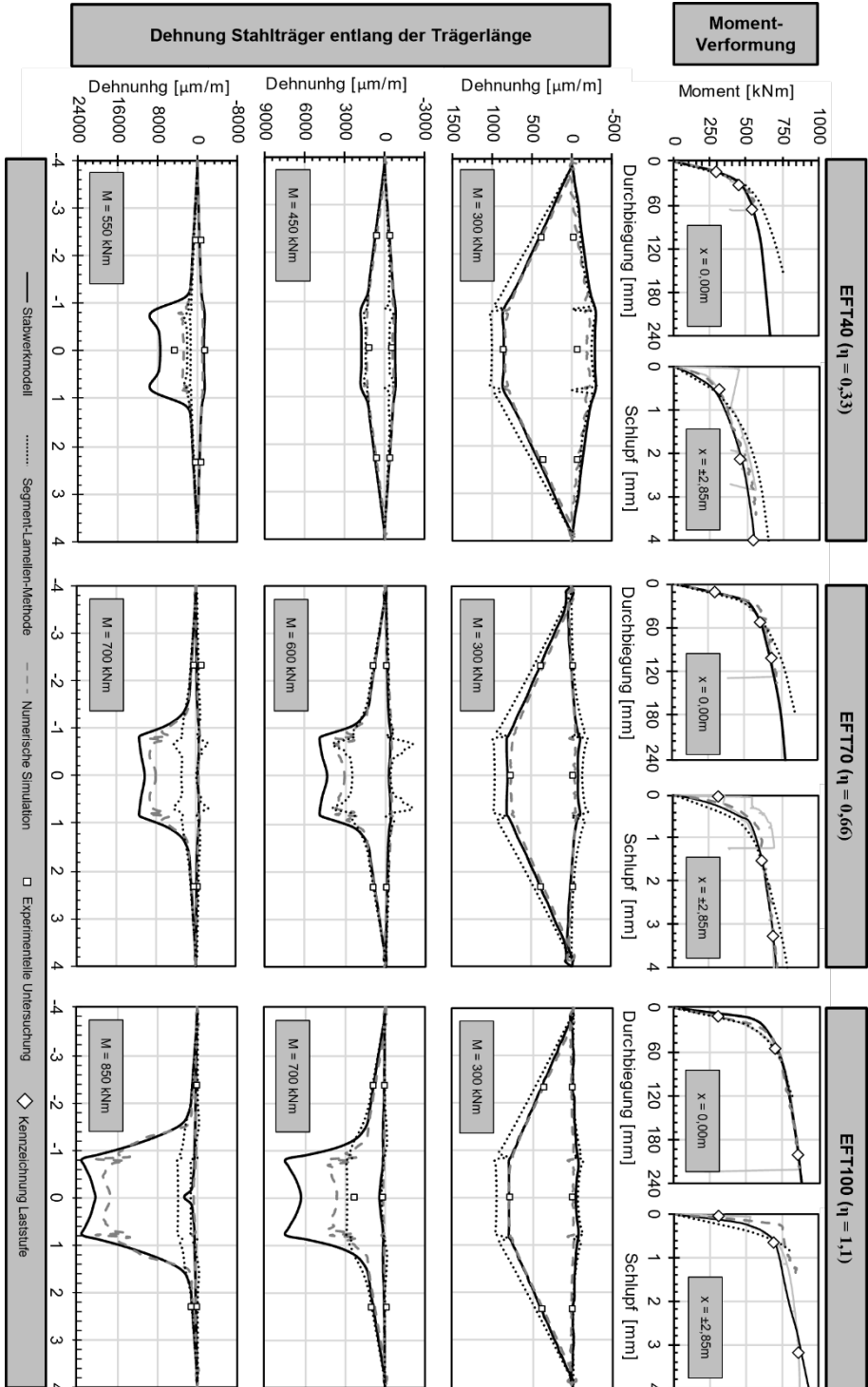


Abbildung 7-12: Vergleich der Modellrechnungen am Einfeldträger; Dehnungen im Stahlträger

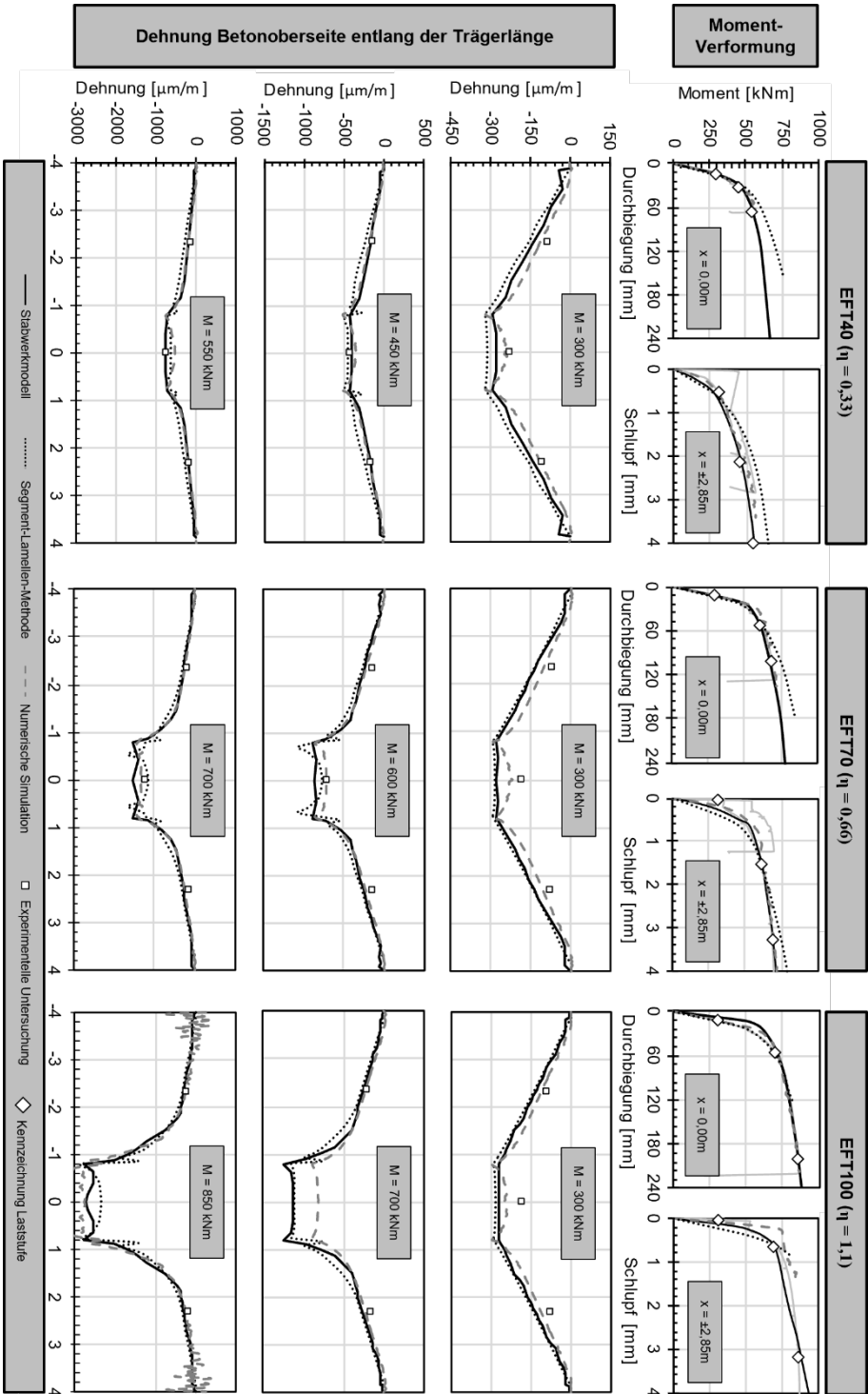


Abbildung 7-13: Vergleich der Modellrechnungen am Einfeldträger; Dehnungen Betonoberseite

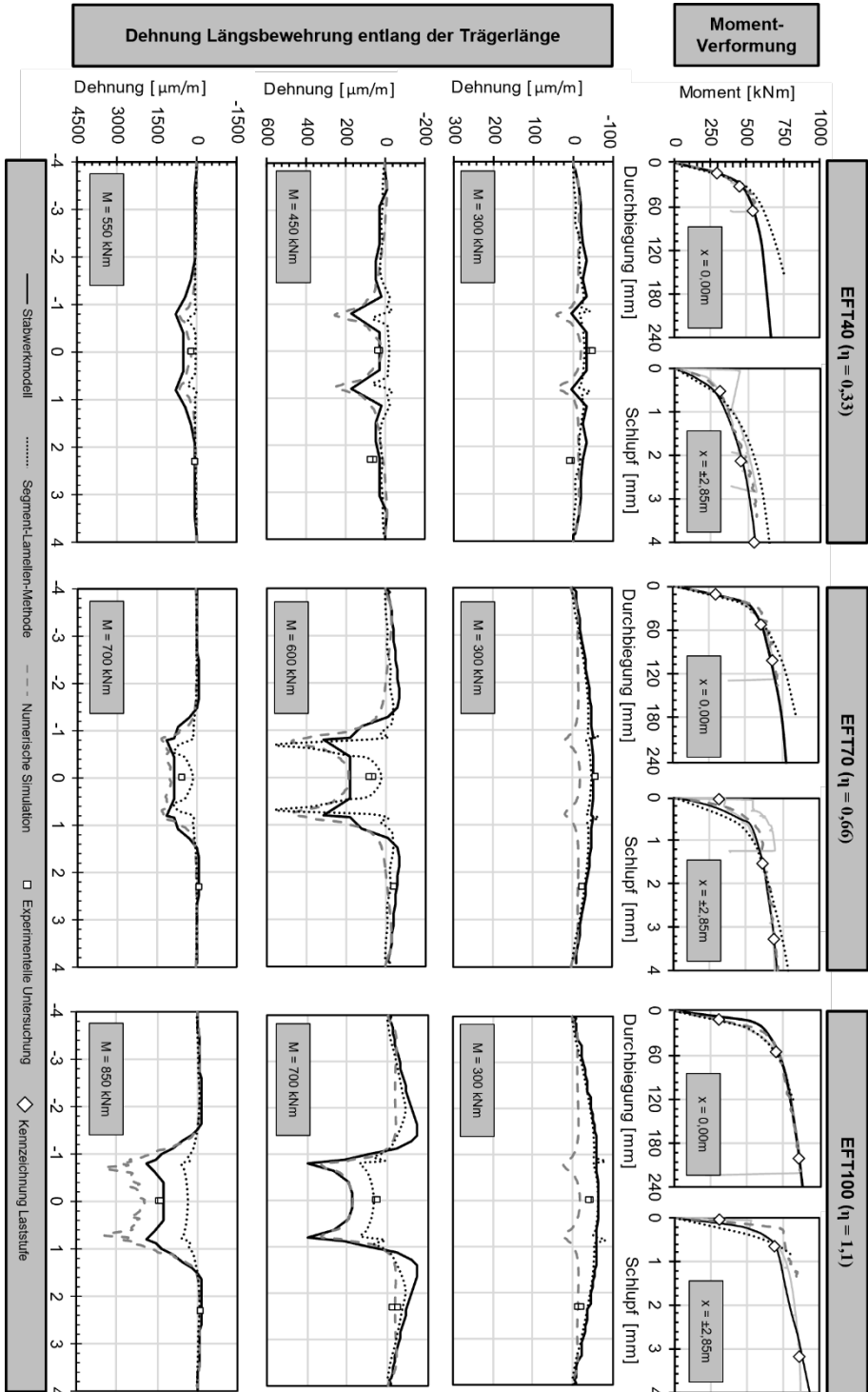


Abbildung 7-14: Vergleich der Modellrechnungen am Einfeldträger; Dehnungen Bewehrung

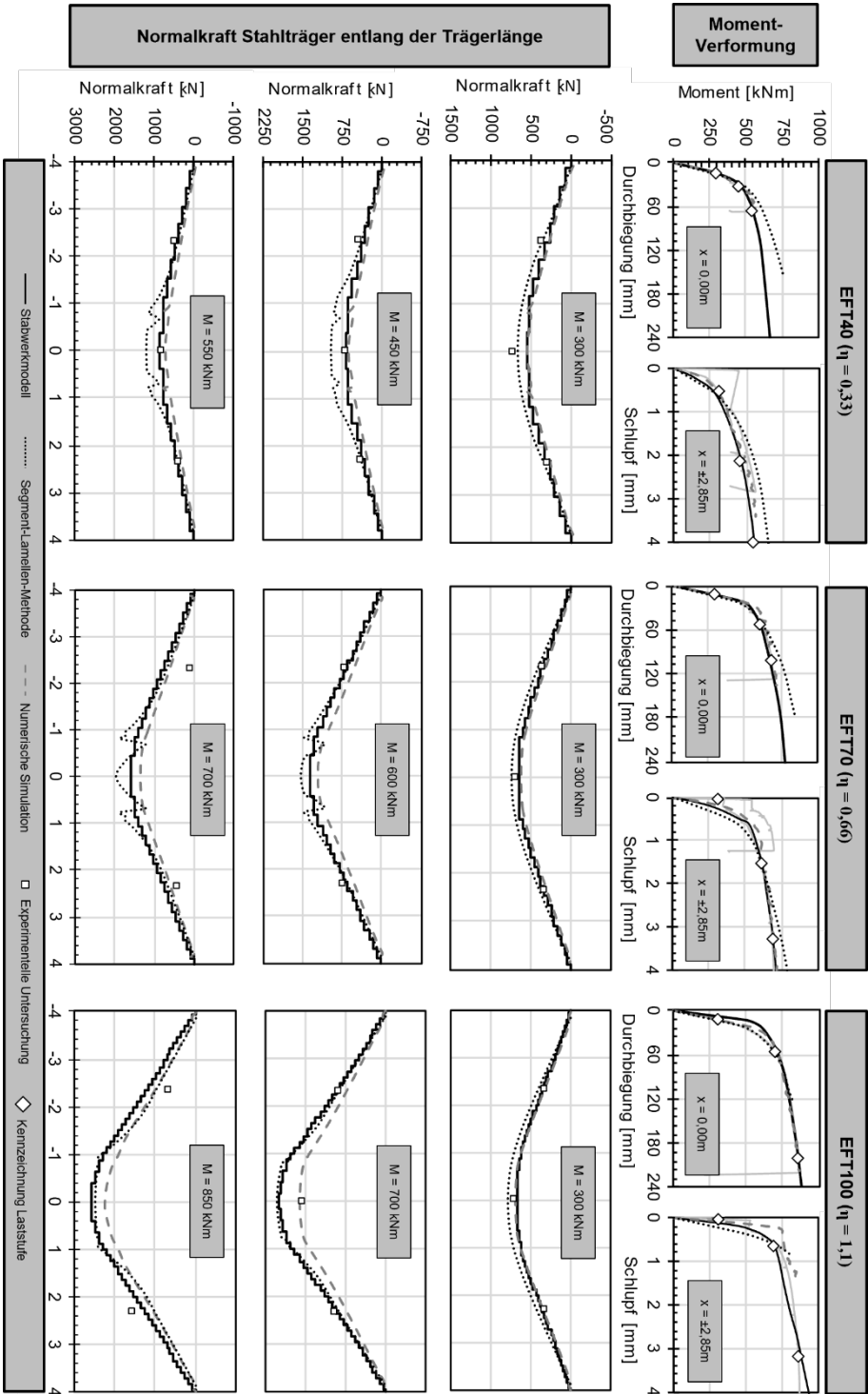


Abbildung 7-15: Vergleich der Modellrechnungen am Einfeldträger; Normalkräfte

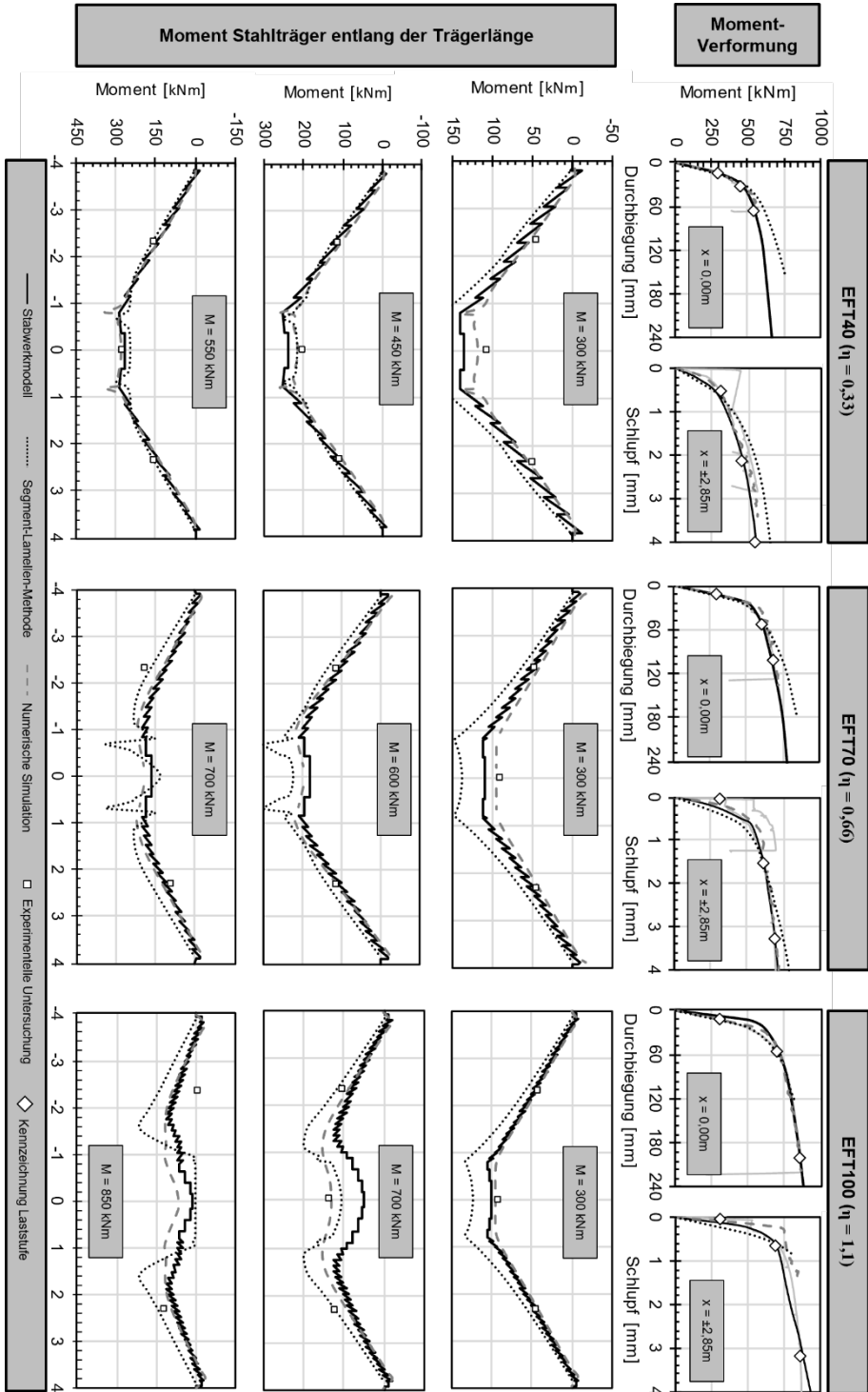


Abbildung 7-16: Vergleich der Modellrechnungen am Einfeldträger; Momente Stahlträger

7.6 Zwischenfazit zur Modellrechnung

Insgesamt kann beim Vergleich der Modellrechnungen festgehalten werden, dass mit Hilfe der numerischen Simulationen entsprechend des größten Modellierungs- und Berechnungsaufwands auch die höchsten Übereinstimmungen mit den realen Versuchsergebnissen zu erzielen sind. Mit deutlich weniger Modellierungs- und Rechenaufwand und mit den in der Ingenieurpraxis vorhandenen Werkzeugen lassen sich mit den Stabwerkmodellen ebenfalls sehr gute Ergebnisse verglichen mit den Versuchsergebnissen und numerischen Simulation berechnen. Die größten Abweichungen treten bei der Modellierung mittels Segment-Lamellen-Methode auf. Gleichzeitig können hiermit, wenn das Verfahren einmal programmtechnisch umgesetzt ist, am schnellsten und ohne FEM-Programme Ergebnisse erzielt werden. Während hierbei eine Änderung beispielsweise der Trägerlänge nur eine Änderung des Zahlenwertes bedeutet, muss im Stabwerkmodell und in der numerischen Simulation das Modell stark verändert oder vielmehr neu erstellt werden. Aufgrund der einfachen und schnellen Anwendung stellt die Segment-Lamellen-Methoden trotz der Abweichungen eine sehr gute Alternative dar. Vor allem bei Schlupf und Dehnung können sehr gute Ergebnisse erzielt werden, welche für eine angestrebte verformungsorientierte Bemessung von Verbundträgern die wichtigsten Kenngrößen darstellen.

Ein Vorteil der Stabwerkmodelle ist, dass die Eingabe der Modelle sowohl über die grafische Benutzeroberfläche in RFEM oder numerisch mittels selbst erstellten Tools ablaufen kann. Die Berechnung der im Stabwerkmodell erstellten Stäbe erfolgt deutlich detaillierter als die Auflösung bei der Segment-Lamellen-Methode, sodass die Ergebnisse deutlich detaillierter sind. Darüber hinaus sind die Anwendungsmöglichkeiten im Stabwerkmodell deutlich flexibler und richten sich nach den Anwendungsgrenzen im Programm. So können beispielsweise beliebige Randbedingungen und Lastfälle gleichzeitig ermittelt werden. In der Segment-Lamellen-Methode dagegen können nur die Lasten und statischen Systeme berechnet werden, welche als Lösung der DGL des elastischen Verbundes vorliegen und vorher einprogrammiert wurden. Im Stabwerkmodell kann darüber hinaus jedes Verbundmittel einzeln modelliert werden, wohingegen in der Segment-Lamellen-Methode eine Verschmierung der Verbundfugensteifigkeit entlang der Trägerlänge angenommen wird. Dies kann bei gering verdübelten Trägern oder wenigen Verbundmitteln hoher Tragfähigkeiten zu deutlich abweichenden Resultaten führen. Ein weiterer Vorteil im Stabwerkmodell ist die grafische Darstellung der Ergebnisse.

Für eine verformungsorientierte Bemessung von Verbundträgern in der Ingenieurpraxis wird die Anwendung von Stabwerkmodellen mit leistungsstarker Ingenieursoftware wie hier beispielsweise mit RFEM empfohlen. Sollen dagegen vor allem im Kontext der Forschung und Entwicklung viele Varianten im ähnlichem statischen System untersucht werden, lohnt sich die programmtechnische Umsetzung der Segment-Lamellen-Methode aufgrund der schnellen und einfachen Berechnung. Wegen der im Allgemeinen guten Übereinstimmungen der hier untersuchten Modellrechnungen mit den realen Versuchsergebnissen werden im Folgenden alle Methoden weiter untersucht.

8 Experimentelle Untersuchung großmaßstäblicher Verbundträger

8.1 Allgemeines

Zur Verifizierung der vorher beschriebenen Modelle und zum detaillierten Untersuchen der Verformungen der Verbundfuge und der daraus resultierenden Beanspruchung der Teilquerschnitte sollen eigene Trägerversuche durchgeführt werden. Da sich die Verformungen im Versuch, insbesondere der Schlupf in der Verbundfuge, in realer Größenordnung einstellen sollen, sollen großmaßstäbliche Versuche durchgeführt werden. Mit dem Ziel der Untersuchung des Einflusses der Rissbildung des Betons und der Schnittgrößenumlagerung im statisch unbestimmten System werden im Rahmen vorliegender Arbeit drei Stahl-Beton-Verbundträger als symmetrische Zweifeldträger geprüft. Zusätzlich sollen drei Holz-Beton-Verbundträger als Einfeldträger zum Untersuchen des Last-Verformungs-Verhaltens spröder Materialkombinationen geprüft werden.

Ein besonderer Fokus bei allen Verbundträgerversuchen dieser Arbeit wird auf den im konstruktiven Ingenieurbau neuartigen Messungen mit faseroptischem Messsystem mittels Glasfasern liegen. Im Gegensatz zu herkömmlichen punktuellen Dehnungsmessungen mittels Dehnungsmessstreifen (DMS) ist der Vorteil des faseroptischen Messsystems in der kontinuierlichen Dehnungsmessung entlang der Sensorfaser über variable Applikationslänge. Die Glasfasern werden als Lichtwellenleiter auf voller Länge mit einem geeigneten Zweikomponentenklebstoff am Versuchskörper verklebt und folgen somit der Verformung des Untergrundes. Die Messung erfolgt über Licht, das durch die Faser geschickt wird und dabei durch diese selbst reflektiert wird. Bei dem sogenannten intrinsischen Sensor erfolgt die Auswertung anhand definierter Parameter des reflektierten Lichts, da dieses durch die Dehnung der Faser beeinflusst wird. Aus diesen Änderungen können die Dehnungen der Faser vom Messsystem berechnet werden ([Polytec 2022], [Fischer 2019] und [Weisbrich 2020]).

So können bei vorhandenem Messsystem ODISI 6100 des Herstellers Luna Innovations Inc. die Dehnungen mit einem minimalen Abstand der Messpunkte von 0,65 mm bei einer Sensorfasernlänge von 10 m untersucht und aufgezeichnet werden. Mithilfe von Sensorfasern werden sowohl an den Stahlprofilen als auch den Holzbalken der Verbundträger die Dehnungen an Ober- und Unterseite über die Trägerlänge gemessen. Anhand dieser Ergebnisse lassen sich Normalkraft und Biegemoment der Teilquerschnitte bestimmen und somit detaillierte Erkenntnisse zum Verbundverhalten gewinnen.

Nachfolgend werden die Details zu den Versuchsaufbauten, der verwendeten Messtechnik, Versuchsdurchführung sowie ein Überblick über die Versuchsergebnisse getrennt für die beiden Versuchsreihen beschrieben. Eine ausführliche Auswertung der Versuchsergebnisse wird in den darauffolgenden Kapiteln im Vergleich zu den Modellrechnungen und numerischen Simulationen gegeben.

8.2 Stahl-Beton-Verbundträger

8.2.1 Allgemeines

Die drei Stahl-Beton-Verbundträger bestehen im Querschnitt aus Walzprofilen, welche durch Kopfbolzendübel schubfest mit der Betonplatte verbunden sind. Die Versuchsträger haben eine Länge von jeweils 14 m und lagern während des Versuchs auf drei gelenkigen Auflagern, sodass sich zwei symmetrische Felder ergeben. Belastet werden die Träger je Feld mit zwei symmetrischen Einzellasten. In Trägerlängsrichtung wird bei den drei Versuchsträgern die Anordnung und die Anzahl der Kopfbolzendübel und hieraus resultierend die Querbewehrung variiert. Querschnitt und statisches System sind bei allen drei Versuchen gleich. Die Vorbemessung der Versuchsträger geschah in Kooperation mit [Fleischer 2021] und die Herstellung der Versuchsträger sowie die Versuchsdurchführung erfolgte in Zusammenarbeit mit [Nshimiyimana 2021].

Während Querschnitt der Verbundträger sowie das grundsätzliche statische System als symmetrischer Zweifeldträger mit zwei Einzellasten je Feld aufgrund der Vergleichbarkeit mit den Einfeldträgern aus vorherigem Projekt festgelegt waren, wurden die Details anhand der Vorbemessung sowie Vorabsimulationen gewählt. Die Stützbewehrung wird so dimensioniert, dass sich im Stützbereich ein Fließgelenk bildet und eine Momentenumlagerung ins Feld stattfinden kann. Die Verdübelung wird anhand des Momentenverlaufs bestimmt, sodass sich rechnerische Verdübelungen von 40 %, 70 % und 100 % einstellen. Besonders dabei ist die von den Vorgaben der DIN EN 1994-1-1 abweichende Teilverdübelung im Stützbereich.

Konkret werden Walzprofile IPE400 nach DIN EN 10365 der Festigkeitsklasse S235 nach DIN EN 10025-2 verwendet. Zur lokalen Lasteinleitung in das Stahlprofil werden an den Auflagern sowie an den vier Einzellasten Stegsteifen einer Stärke von 15 mm angeordnet. Um am Mittelaufleger, also im negativen Momentenbereich, wo das Stahlprofil auf der Unterseite auf Druck beansprucht wird, ein lokales Versagen des Profils durch Beulen oder ein Biegedrillknicken auszuschließen, werden dort trapezförmige Stegsteifen senkrecht zur Trägerachse, die den Träger am Auflager zusätzlich abstützen, angeordnet. Hierdurch kann ein seitliches Ausweichen des Stahlprofils verhindert werden. Da es in Vorsimulationen der Versuchsträger trotz Auflagersteifen am Mittelaufleger unmittelbar daneben zu lokalem Beulen der Unterflansche kam, werden beidseitig neben den Trapezsteifen im Abstand von 150 mm zusätzliche Stegsteifen angeordnet.

Als Verbundmittel kommen Kopfbolzendübel nach DIN EN ISO 13918 des Durchmessers 16 mm und einer Gesamthöhe von 100 mm des Herstellers Köster & Co. GmbH zum Einsatz. Die Kopfbolzen werden mittels Bolzenschweißverfahren nach DIN EN ISO 14555 einreihig auf dem Obergurt der Stahlprofile angeschweißt. Die unterschiedlichen Verdübelungsgrade nach DIN EN 1994-1-1 der drei Versuchsträger werden über eine Variation der Dübelabstände in Trägerlängsrichtung bei gleicher Kopfbolzengeometrie erreicht. Die Stahlträger werden mit aufgeschweißten Kopfbolzendübeln und Lasteinleitungssteifen von der Firma Spannverbund GmbH zur Verfügung gestellt.

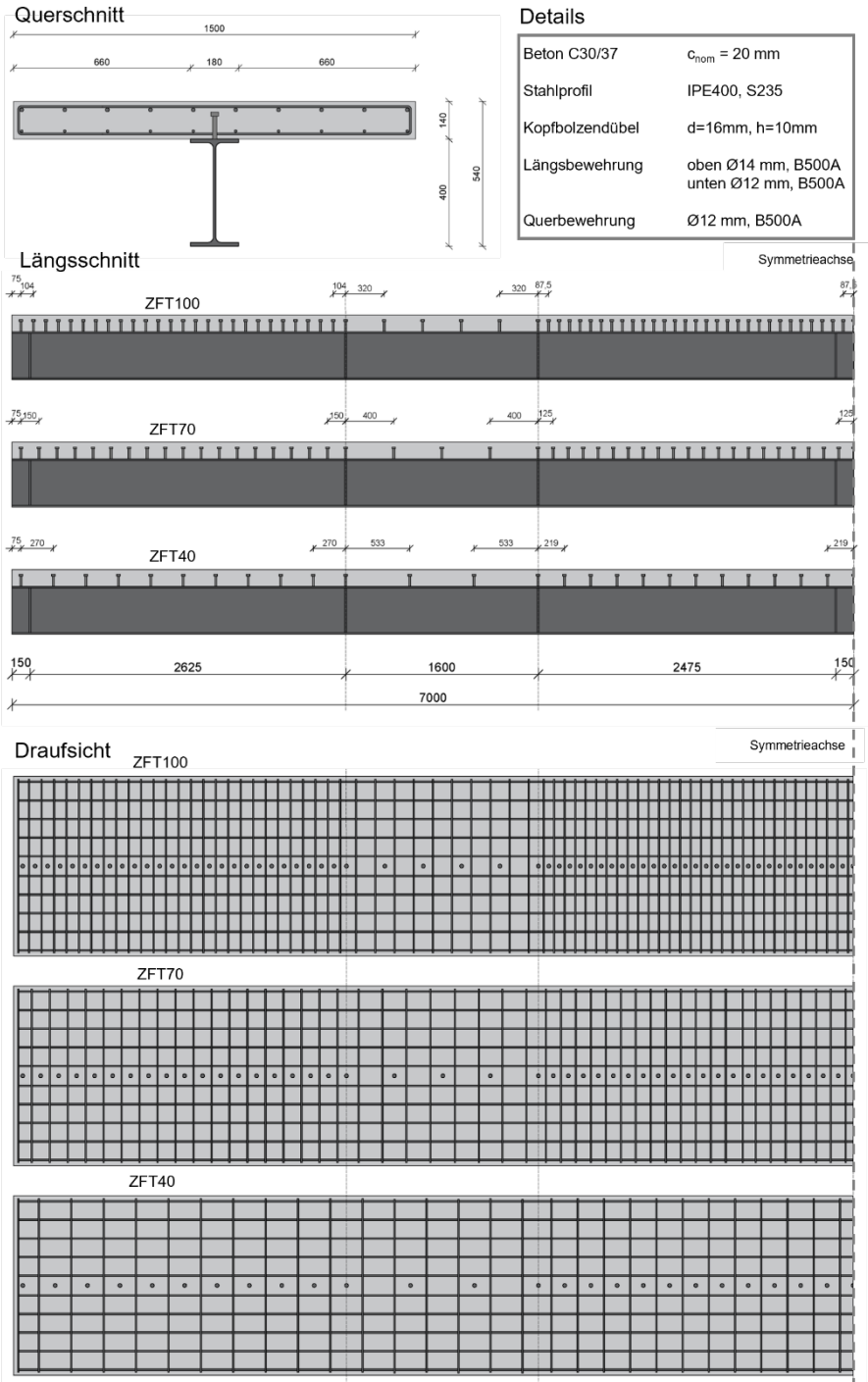


Abbildung 8-1: Details der drei Stahl-Beton-Verbundträger

Die Betonplatte der Festigkeitsklasse C30/37 nach DIN EN 206 weist eine Breite von 1500 mm und eine Höhe von 140 mm auf. Da Kies als Betonzuschlagsstoff aufgrund der glatten Oberfläche ein tendenziell ungünstigeres Verhalten aufweist als Splitt, wird ein Beton aus Rheinkies mit einem Größtkorn von 16 mm nach DIN EN 12620 gewählt. Der Beton wird als Beton nach Eigenschaft nach DIN EN 206 bestellt und durch die Firma Trapobet GmbH als Transportbeton geliefert.

Die Bewehrung besteht aus Bewehrungsstahl B500A nach DIN 488-1. Die Feldbewehrung besteht aus zehn Stäben des Durchmessers 12 mm und die Stützbewehrung aus zehn Stäben des Durchmessers 14 mm. Um beim Transport der Träger, insbesondere beim Ausschalen, eine möglichst robuste Betonplatte zu erhalten, wird auf eine Staffelung der Bewehrung verzichtet, sodass alle Stäbe durchgehend über die gesamte Trägerlänge verlegt werden. Die Querbewehrung zur Aufnahme der Spaltzugkräfte durch die konzentrierte Krafteinleitung der Kopfbolzendübel in den Beton wird auf der Ober- und Unterseite mit Stabdurchmesser 12 mm ausgeführt. Konkret wird die Querbewehrung als ein auf der Oberseite offener Bügel, welcher mit einem geraden Stab gleichen Durchmessers geschlossen wird, ausgeführt. Die Querbewehrung wird zentrisch zwischen zwei benachbarten Kopfbolzendübeln angeordnet. Im Bereich zwischen den beiden Einzellasten, also im Bereich großer Dübelabstände, werden zwischen den Dübeln je zwei Querbewehrungsbügel angeordnet, um den Maximalwert des Abstands der Querbewehrung von 250 mm nach DIN EN 1992-1-1 9.3.1 (3) einzuhalten.

In Abbildung 8-1 sind die wichtigsten Angaben zu den Versuchsträgern dargestellt. Neben dem Querschnitt und den detaillierten Materialangaben, sind in den Längsschnitten die genaue Lage der Stegsteifen sowie der Kopfbolzendübel je Träger dargestellt. Außerdem kann der Draufsicht die Lage der Querbewehrung entnommen werden.

8.2.2 Herstellung der Versuchsträger

Aufgrund der begrenzten Fläche in der vorhandenen Betonierhalle und der Problematik des Transports der 14 m langen und ca. 9 Tonnen schweren Versuchsträger werden diese in der großen Prüfhalle des Labors für konstruktiven Ingenieurbau der TU Kaiserslautern unmittelbar neben dem späteren Versuchsstand hergestellt. Da die Stahlträger inklusive aller Schweißarbeiten geliefert werden, werden vor Ort noch die Schal-, Bewehrungs- und Betonierarbeiten durch qualifiziertes Laborpersonal durchgeführt.

Die Stahlträger werden in der Schalung nahezu flächig unterbaut, sodass am fertigen Verbundträger näherungsweise von Eigengewichtsverbund ausgegangen werden kann. Der Beton wird mit Kran und Kübel in die Schalung gefüllt, dort verteilt und mittels Innenrüttler verdichtet. Nach dem Glätten der Oberfläche und leichtem Ansteifen des Betons werden die Versuchskörper für mindestens 24 h mit PE-Folie abgedeckt. Zu jedem Versuchsträger werden 15 Betonwürfel mit Kantenlänge 150 mm, 15 Betonzylinder mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 300 mm und fünf Betonbiegebalken des Querschnitts 150 mm x 150 mm und einer Länge von 700 mm entsprechend DIN EN 12390-1 und DIN EN 12390-2 hergestellt.

Diese Begleitversuchskörper lagern bis zur Versuchsdurchführung abweichend von DIN EN 12390-2 neben den Versuchsträgern und werden dann zur Bestimmung der Festbetoneigenschaften von ausgebildeten Baustofftechnologern des Labors für konstruktiven Ingenieurbau geprüft. Um einen Einfluss der Betonfestigkeit auszuschließen, werden die drei Versuchsträger ungefähr im Abstand einer Woche unter gleichen Laborbedingungen aus gleicher Betonrezeptur hergestellt und alle Versuchsträger werden im Alter von 29 Tagen geprüft. Die Lagerung der Träger bis zur Prüfung erfolgt unter Laborbedingungen. Die einzelnen Schritte der Herstellung der Betonplatte sind in Abbildung 8-2 dargestellt. Abbildung 8-2 a) gibt einen Überblick über die Betonage, b) zeigt im Detail die Bewehrung, c) zeigt die fertige Betonoberfläche unmittelbar nach dem Glätten und in d) ist der mit PE-Folie abgedeckte Versuchskörper dargestellt.

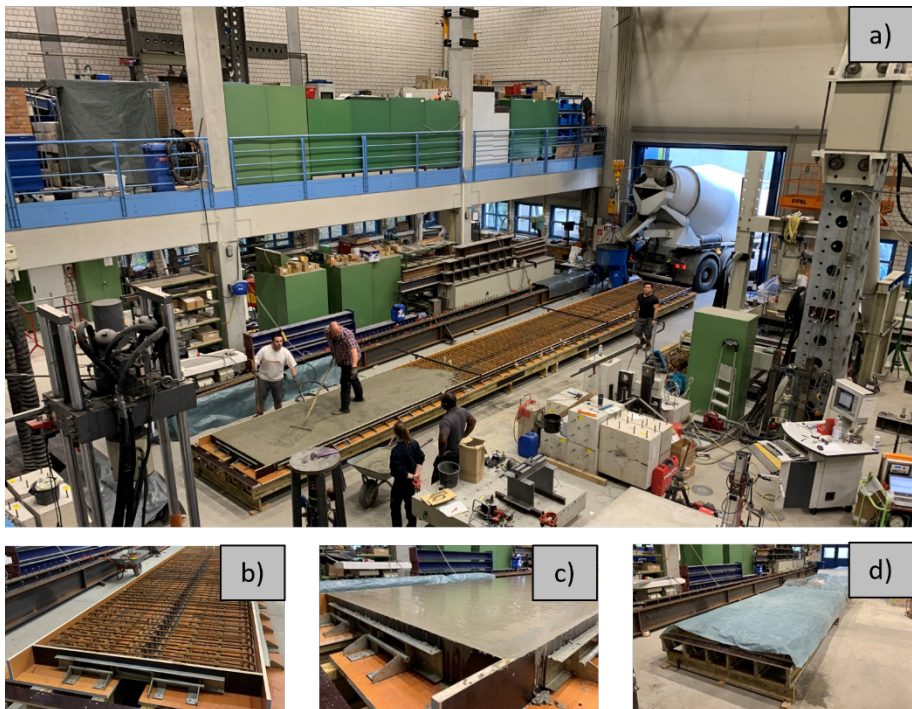


Abbildung 8-2: Betonage der Stahl-Beton-Verbundträger

8.2.3 Versuchsaufbau

Die Versuchsträger werden mit zwei Einzellasten je Feld belastet. Aufgrund der vorhandenen Laborausstattung werden die Versuchsträger zentrisch unter einem Prüfrahmen mit servo-hydraulischem Prüfzylinder angeordnet und die Zylinderlast wird mittels Lastverteilungskonstruktion in vier Einzellasten aufgeteilt. Im Detail wird die Zylinderlast mittels Kalotte in einen großen Lastverteilungsträger eingeleitet und durch diesen auf zwei weitere Lastverteilungsträger weitergeleitet. Diese wiederum leiten die Last über vier senkrecht zur Trägerachse angeordnete Träger und Elastomere in die Betonplatte der Verbundträger ein. Die Masse der gesamten Lastverteilungskonstruktion beträgt 41 kN. Da diese Last ständig auf den Versuchsträger wirkt, wird diese Last bei

Experimentelle Untersuchung großmaßstäblicher Verbundträger

den nachfolgenden Auswertungen auf die im Versuch gemessene Last des Prüfcylinders aufaddiert.

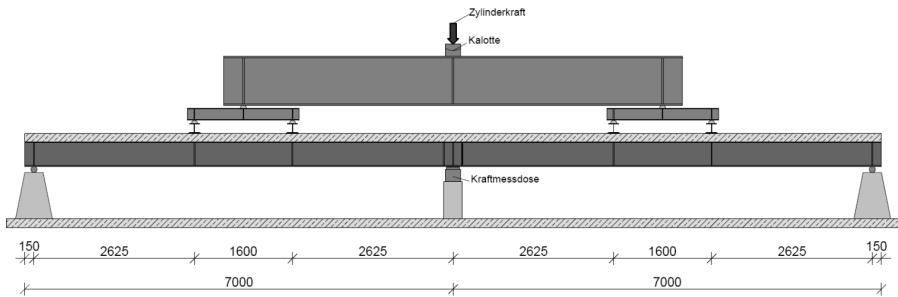


Abbildung 8-3: Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus der Stahl-Beton-Verbundträger

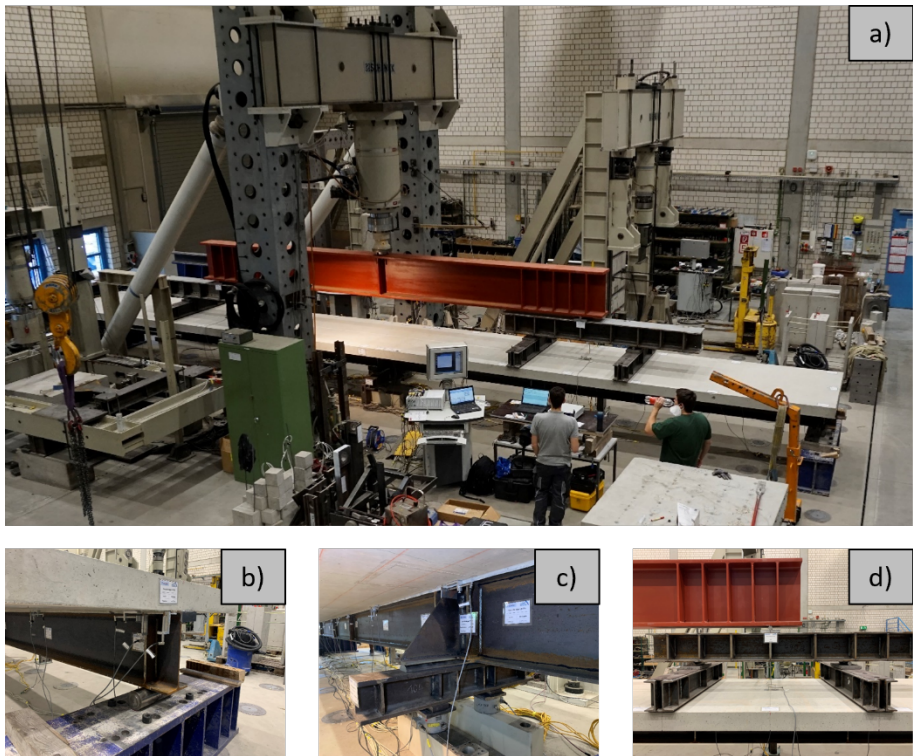


Abbildung 8-4: Übersicht und Details des realen Versuchsaufbaus der Stahl-Beton-Verbundträger

Zur Sicherstellung gelenkiger Auflager werden sowohl die Lasteinleitungsträger als auch die Versuchsträger auf Stahlrollen bzw. Stahlhalbrollen gelagert. Zur Schaffung einer symmetrischen Lagerung werden an den Randauflägern horizontal verschiebbliche Rollenlager und in der Symmetrieachse am Mittelaflager ein horizontal unverschiebliches Halbrollenlager angeordnet. Um am statisch unbestimmten System die Schnittgrößenverteilung nachvollziehen zu können, wird die Auflagerkraft am

Mittelaufleger mittels zwei Kraftmessdosen gemessen. In Abbildung 8-3 ist der Versuchsaufbau schematisch dargestellt.

Abbildung 8-4 a) gibt eine Übersicht des Versuchsaufbaus. In Abbildung 8-4 b) ist ein Ausschnitt des gelenkigen, verschieblichen Randauflegers dargestellt, in c) ein Detail des Mittelauflegers. Abbildung 8-4 d) zeigt ein Detail der Lastverteilungskonstruktion.

8.2.4 Messtechnik

Zur Bestimmung der Verformungen der Verbundträger kommen je Versuch 30 induktive Wegaufnehmer und zur Messung der Dehnungen am Profilstahl und Bewehrung 40 Dehnungsmessstreifen (kurz: DMS) des Herstellers Hottinger, Brüel und Kjaer GmbH zum Einsatz. Außerdem wird die Auflagerkraft am Mittelaufleger mit zwei Kraftmessdosen sowie die Zylinderlast mit der im Prüfzylinder verbauten Kraftmessdose aufgezeichnet. Die Messsignale werden über einen Messverstärker eingelesen und auf einem Computer gespeichert. Zusätzlich werden mit dem separaten Messsystem LUNA ODISI 6100 mittels faseroptischer Messung die Dehnungen des Stahlprofils kontinuierlich über die gesamte Messlänge von ca. 8 m ermittelt. In Abbildung 8-5 ist die genaue Position der verwendeten Messtechnik dargestellt.

Die Durchbiegung des Versuchsträgers wird je Feldmitte mit einem induktiven Wegaufnehmer mit Messbereich von 300 mm aufgezeichnet. Diese sind in Abbildung 8-6 b) dargestellt. Die horizontale Relativverschiebung zwischen Beton und Stahl in der Verbundfuge, also der Schlupf, wird mit 15 induktiven Wegaufnehmern mit einem Messbereich von 20 mm, welche entsprechend Abbildung 8-5 entlang des Trägers angeordnet sind, bestimmt. Außerdem wird die Abhebung als vertikale Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton mit 11 induktiven Wegaufnehmern mit einem Messbereich von 10 mm entlang der Trägerlänge ermittelt. Abbildung 8-6 a) zeigt die Anbringung der Wegaufnehmer zu Messung der Verformungen der Verbundfuge. Auf der Betonoberseite in Feldmitte wird je Feld mit zwei weiteren induktiven Wegaufnehmern mit Messbereich 10 mm die Stauchung des Betons ermittelt.

Die Messung der Dehnungen des Stahlträgers erfolgt an der oberen und der unteren Ausrundung im Übergang von Flansch zu Steg sowohl mittels Sensorfaser als auch mit DMS. Die Dehnungsmessung mit den Sensorfasern erfolgt auf der Vorderseite des Trägers kontinuierlich über einen Messbereich von ca. 8 m beginnend vom Endauflager 1 bis über das Mittelaufleger bis ca. zum Momentennullpunkt in Feld 2. Aufgrund der Messlänge und der Versuchsdauer wird bei der Sensorfasermessung einen Abstand der Messpunkte von 2,6 mm und eine Messfrequenz von 0,1 Hz gewählt. Die Position der Sensorfaser ist in Abbildung 8-6 a) dargestellt. Auf der Rückseite des Trägers werden die Dehnungen am Stahlprofil punktuell mit DMS jeweils an oberer und unterer Ausrundung entsprechend den sechs Schnitten in Abbildung 8-5 gemessen. Die DMS am Stahlprofil sind in Abbildung 8-6 d) dargestellt. Außerdem wird die Dehnung der oberen und unteren Längsbewehrung in sieben Schnitten mittels DMS gemessen.

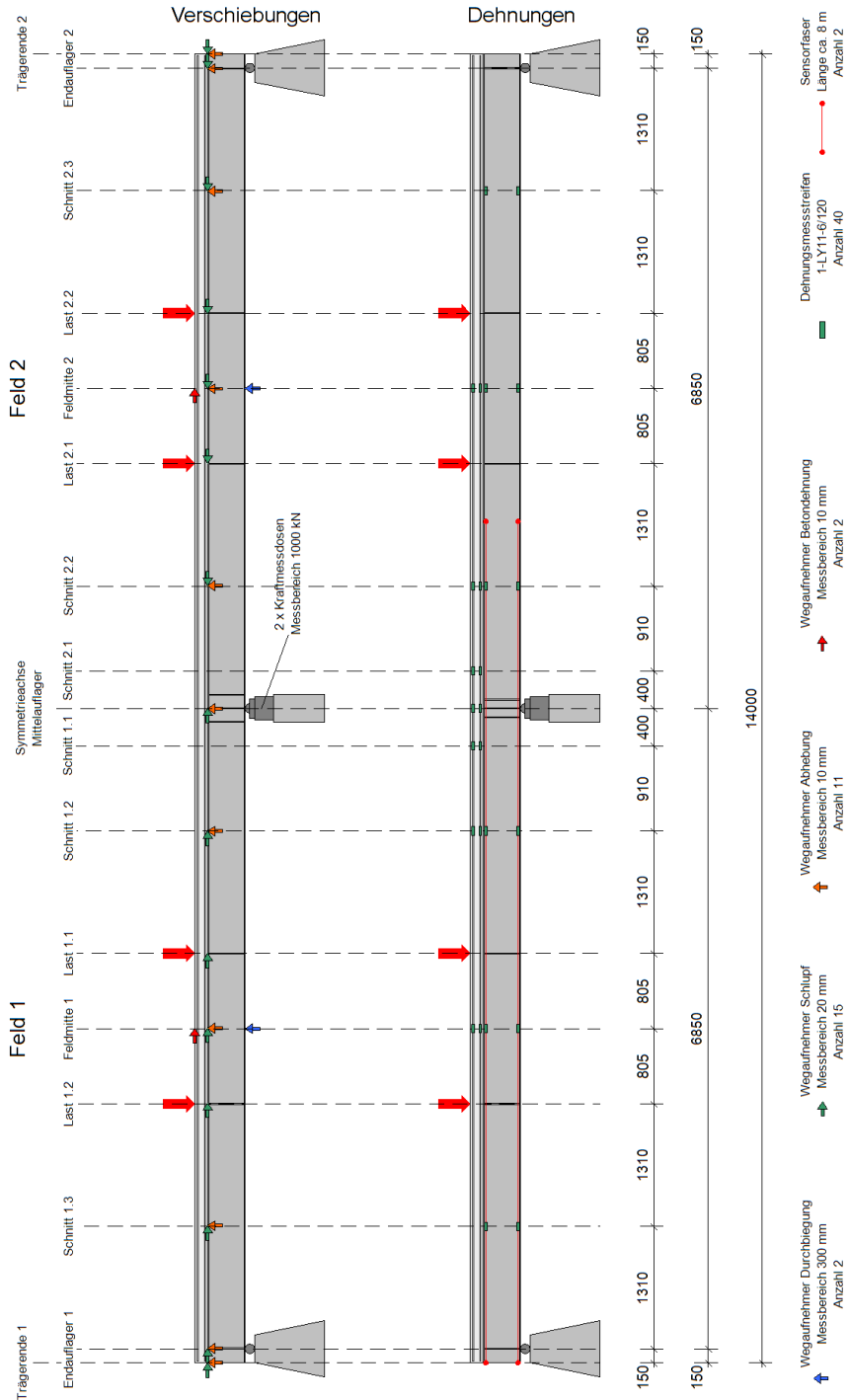


Abbildung 8-5: Position der Messtechnik an den Stahl-Beton-Verbundträgern

Je Messstelle am Bewehrungsstab wird je ein DMS auf die Ober- und Unterseite eines Stabs appliziert, um so Biegeeffekte eliminieren und die reine Zugdehnung ermitteln zu können. Die DMS werden immer an den Bewehrungsstäben, welche sich im Querschnitt direkt neben den Kopfbolzendübeln befinden, appliziert. Bei dem Versuchsträger mit vollständiger Verdübelung konnte darüber hinaus die Dehnung eines oberen Bewehrungsstabs kontinuierlich mit einbetonierter Sensorfaser ermittelt werden.

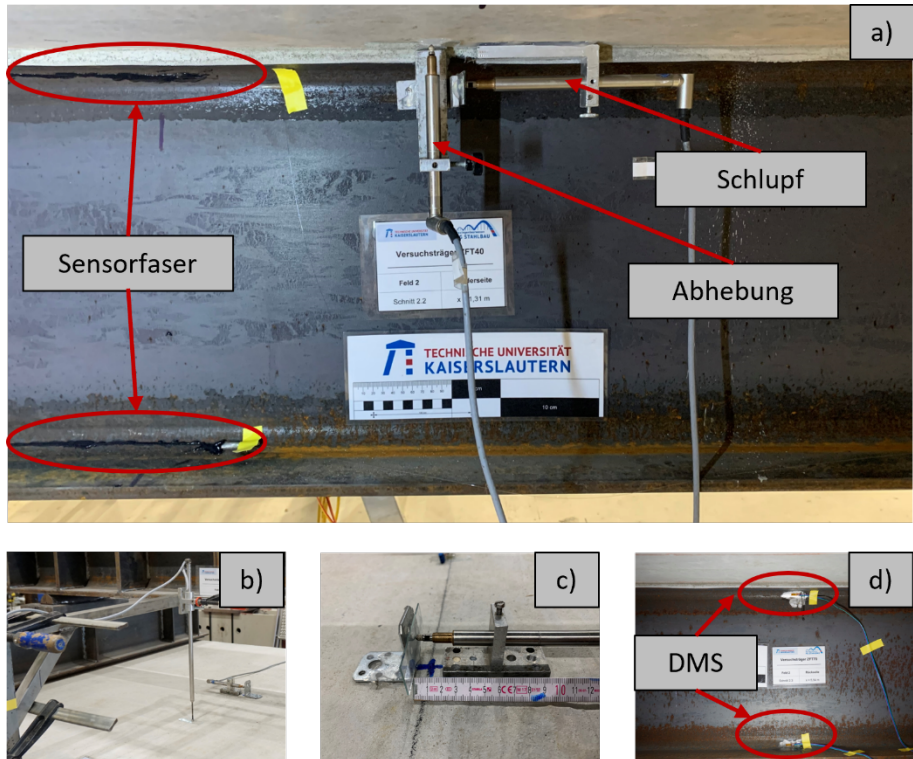


Abbildung 8-6: Details der Messtechnik der Stahl-Beton-Verbundträger

8.2.5 Versuchsdurchführung

Die Belastung der Versuchsträger erfolgt weggeregelt mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 1 mm/min bis zu einer Last von etwa 40 % der rechnerisch ermittelten Traglast. Von diesem Lastniveau aus wird der Versuchsträger mit einer Geschwindigkeit von 5 mm/min auf eine Last von 5 % der Traglast entlastet. Zum Lösen des Haftverbundes zwischen Stahlträger und Beton wird dieser Be- und Entlastungszyklus in Anlehnung an die Push-out-Versuche aus DIN EN 1994-1-1 Anhang B 25-mal wiederholt.

Im Anschluss an die Vorbelastung erfolgt die Belastung des Trägers bis zur Maximallast. Hierfür wird von dem 5 %-Lastniveau die Belastung kontinuierlich mit einer Geschwindigkeit von 1 mm/min gesteigert. Die Belastungssteigerung wird in 200 kN Laststufen um jeweils ca. 10 Minuten pausiert, um die Kurzzeitrelaxation des Betons zu ermöglichen und hierdurch auf das Langzeittragverhalten schließen zu können.

Außerdem wird während dieser Pausen das Rissbild des Betons dokumentiert und die Rissbreiten gemessen.

Aufgrund der Maximallast des vorhandenen Prüfrahmens und deutlicher Überfestigkeiten des Stahlprofils werden die Versuche bei einer Zylinderlast von 1600 kN ohne vollumfängliches Versagen der Versuchsträger beendet. Beim Verbundträgers mit vollständiger Verdübelung muss der Test aufgrund technischer Probleme am Prüfcylinder bereits bei einer Last von etwa 1530 kN gestoppt werden.

8.2.6 Materialeigenschaften

Alle Versuchsträger werden exakt nach 29 Tagen nach der Betonage geprüft. Am Tag der Versuchsdurchführung werden die Festbetoneigenschaften wie Würfeldruckfestigkeit, Spaltzugfestigkeit, Biegezugfestigkeit sowie Elastizitätsmodul entsprechend dem jeweiligen Teil der Prüfnorm DIN EN 12390 durch ausgebildete Baustofftechnologien im Labor für konstruktiven Ingenieurbau der TU Kaiserslautern geprüft. Die wichtigsten Ergebnisse der Festbetonprüfungen sind in Tabelle 8-1 zusammengefasst.

Eigenschaft			ZFT40	ZFT70	ZFT100
Druckfestigkeit [DIN EN 12390-3]	f_{cm}	[N/mm ²]	38,40	37,50	29,00
	V	[%]	4,4	5,0	4,9
	n	[-]	12	12	9
Spaltzugfestigkeit [DIN EN 12390-6]	f_{ctm}	[N/mm ²]	2,88	2,79	1,94
	V	[%]	7,9	10,1	7,6
	n	[-]	10	10	10
Biegezugfestigkeit [DIN EN 12390-5]	f_{ctm}	[N/mm ²]	3,08	2,67	2,26
	V	[%]	10,6	8,7	6,5
	n	[-]	5	5	5
Elastizitätsmodul [DIN EN 12390-13]	E_{cm}	[N/mm ²]	26.656	25.128	22.896
	V	[%]	3,3	10,0	4,6
	n	[-]	5	5	5

Tabelle 8-1: Festbetoneigenschaften der Stahl-Beton-Verbundträger

Da bei allen Trägern der Beton die gleiche Rezeptur sowie das gleiche Alter aufweisen, wäre von sehr ähnlichen Festbetoneigenschaften der drei Träger auszugehen. Dennoch weist der Beton von Versuchsträger ZFT100 deutlich niedrigere Festigkeiten und einen deutlich geringeren Elastizitätsmodul im Vergleich zu den beiden weiteren Trägern auf. Die hohe Probekörperanzahl und die Streuungen der Materialeigenschaften in Form vom Variationskoeffizienten weisen bei ZFT100 keine Auffälligkeiten im Vergleich zu den anderen Versuchsträgern auf. Geringere Festigkeiten durch Fehler bei den Festbetonprüfungen lassen sich somit ausschließen. Anhand der Konsistenzklassen,

ermittelt durch das Ausbreitmaß im Vorfeld der Betonage, fällt auf, dass der Beton des ZFT100 eine Konsistenzklasse von F5 (fließfähig) aufweist. Die Betone der anderen beiden Träger weisen einheitlich eine Konsistenzklasse F3 (weich) auf. Dies deutet möglicherweise auf eine fehlerhafte Zusammensetzung des Betons des ZFT100 hin und könnte die deutlich geringeren Festigkeiten erklären. Darüber hinaus fällt auf, dass bei allen drei Versuchsträgern die E-Module deutlich unterhalb des anhand der Betonfestigkeitsklasse zu erwartenden E-Moduls von 33.000 N/mm² liegen. Da der E-Modul des Betons in starker Abhängigkeit zur Steifigkeit der Gesteinskörnung steht, erzielt Kiesbeton nach [Schießl 2003] im Allgemeinen deutlich geringere Werte als Beton mit Splitt.

Zur Ermittlung der Fließgrenzen und Festigkeiten von Bewehrungsstahl und Baustahl werden Zugversuche nach DIN EN ISO 6892-1 durchgeführt. Für die Probennahme des Baustahls wird je Träger der Unterflansch im wenig beanspruchten Bereich des Trägerüberstandes am Randaufleger mittels Brennschneidverfahren herausgetrennt. Aus diesem Blechstück werden in der zentralen Metallwerkstätte der TU Kaiserslautern Rundzugproben (Form A8 x 40) nach DIN 50125 gedreht. Die Bewehrungsstäbe werden als ganze Stäbe mit einer Länge von 500 mm nach DIN EN ISO 15630-1 geprüft.

Eigenschaft			ZFT40	ZFT70	ZFT100
Mittlere Fließspannung	f _y	[N/mm ²]	428	424	438
	V	[%]	2,9	2,4	4,0
	n	[-]	5	5	5
Mittlere Festigkeit	f _u	[N/mm ²]	553	552	564
	V	[%]	0,1	0,3	2,5
	n	[-]	5	5	5
Elastizitätsmodul	E	[N/mm ²]	202.600	200.800	210.300
	V	[%]	5,1	3,4	7,1
	n	[-]	5	5	5

Tabelle 8-2: Eigenschaften des Baustahls der Stahl-Beton-Verbundträger

Je Versuchsträger werden fünf Zugversuche aus dem Grundmaterial des Flansches durchgeführt. Außerdem werden am Bewehrungsstahl des Durchmesser 14 mm und 12 mm je fünf Zugversuche durchgeführt. Die Prüfung wird durch ausgebildete Baustofftechnologien im Labor für konstruktiven Ingenieurbau der TU Kaiserslautern durchgeführt. Die wichtigsten Ergebnisse sind in Tabelle 8-2 und Tabelle 8-3 dargestellt. Während die Ergebnisse der Zugversuche der Längsbewehrung bis auf den niedrigen E-Modul in erwartbarer Größenordnung liegen, weist der Baustahl S235 mit einer Fließgrenze von rund 430 N/mm² deutliche Überfestigkeiten auf, welche so bei der Vordimensionierung der Versuchsträger nicht berücksichtigt werden konnten.

Eigenschaft		Ø12 mm	Ø14 mm
Mittlere Fließspannung	f_y [N/mm ²]	537	540
	V [%]	3,5	1,1
	n [-]	5	5
Mittlere Festigkeit	f_u [N/mm ²]	639	633
	V [%]	2,6	0,7
	n [-]	5	5
Elastizitätsmodul	E [N/mm ²]	192.048	197.129
	V [%]	7,2	7,2
	n [-]	5	5

Tabelle 8-3: Eigenschaften der Längsbewehrung der Stahl-Beton-Verbundträger

8.2.7 Versuchsergebnisse

Im Folgenden werden die Versuchsergebnisse der Stahl-Beton-Verbundträger kompakt zusammengestellt, die ausführlichen Versuchsdaten werden in Anhang B dargestellt. Eine detaillierte Auswertung der Versuchsergebnisse erfolgt in Abschnitt 9. Insgesamt weisen die Versuchsergebnisse eine sehr ausgeprägte Symmetrie auf, sodass im Folgenden drauf verzichtet wird, immer nach Feld 1 und Feld 2 zu unterscheiden.

Abbildung 8-7 zeigt die Last-Durchbiegungs-Verläufe der ZFT-Versuche. Im Nachfolgenden werden die Ergebnisse von ZFT40 einheitlich mit Quadraten, ZFT70 mit Dreiecken und ZFT100 mit Kreisen gekennzeichnet. Es wird deutlich, dass die drei Versuche zu annähernd gleichem Lastniveau beendet werden, die sich unter dieser Last einstellende Verformungen sich aufgrund unterschiedlicher Verdübelungsgrade allerdings deutlich unterscheiden.

Wie zu erwarten, erfährt der mit 40 % verdübelte Träger unter gleicher Last die größte Verformung und es lässt sich ein ausgeprägtes plastisches Bauteilverhalten erkennen. Die Last-Verformungs-Kurve von ZFT70 verläuft annähernd parallel zu der von ZFT40. Aufgrund der höheren Tragfähigkeit kann bei Versuchsende nur eine deutlich geringere Durchbiegung erreicht werden. Bei ZFT100 verhält es sich ähnlich, sodass bis zu einer Prüflast von ca. 1400 kN der Verlauf annähernd parallel zu dem des ZFT70, allerdings mit geringerem Abstand als zwischen den anderen beiden Trägern, verläuft. Der Versuch von ZFT100 wird aufgrund von technischen Problemen der Steuerung des Prüfzylinders zunächst bei 1400 kN beendet und der Versuchskörper wird entlastet. Nach Beheben wird der Versuch am darauffolgenden Tag erneut bis 1400 kN belastet und dann anschließend mit der eigentlichen Prüfgeschwindigkeit bis zum Versuchsende belastet. Bei der Auswertung der Versuche werden die Ergebnisse der ersten Belastung bis 1400 kN betrachtet und die Ergebnisse der zweiten Belastung von 1400 kN bis Maximallast werden in den Diagrammen ergänzt. In Abbildung 8-7 ist zu erkennen, dass dieser ergänzte Anteil deutlich flacher verläuft.

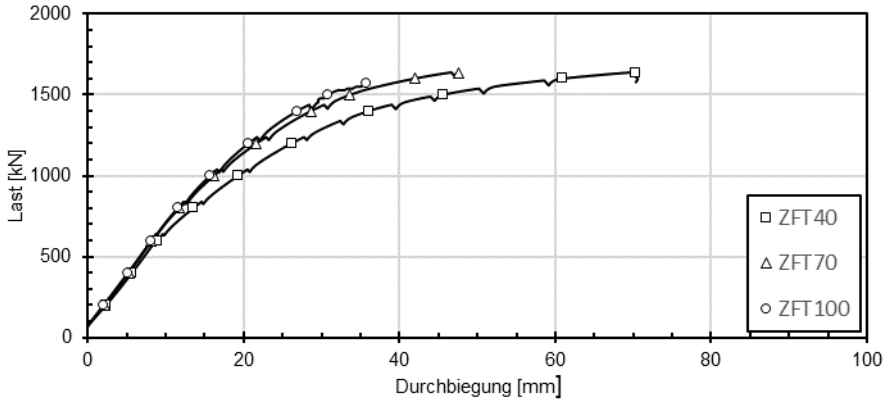


Abbildung 8-7: Last-Verformungs-Verlauf der ZFT-Versuche in Feldmitte von Feld 1

In Abbildung 8-8 sind die Last-Schlupf-Verläufe der drei Versuchsträger im Schnitt 3, also zwischen Randaufleger und Einzellast dargestellt. Anhand der Verformungsmessungen lässt sich sehr deutlich die unterschiedliche Verdübelung der Versuchsträger erkennen.

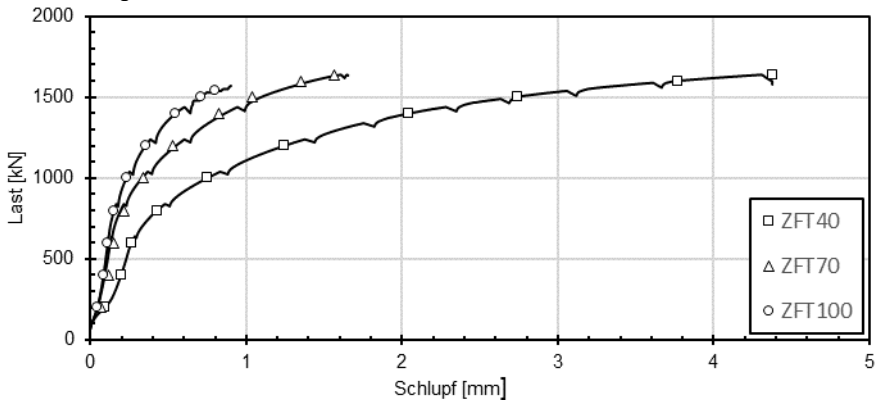


Abbildung 8-8: Last-Schlupf-Verlauf der ZFT-Versuche in Schnitt 3 in Feld 1

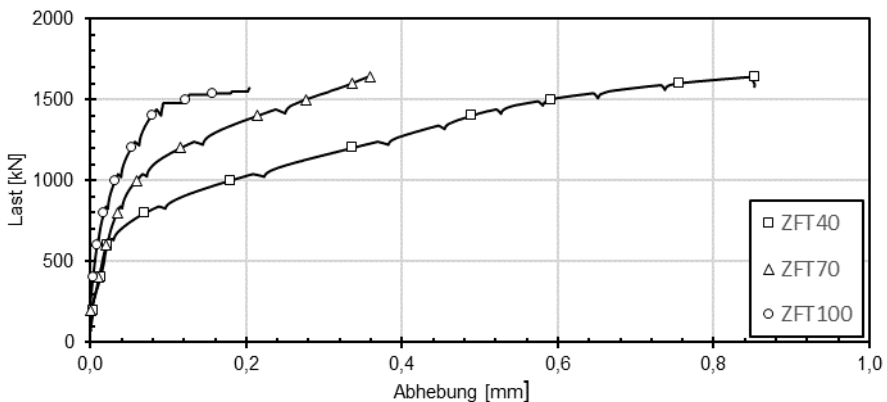


Abbildung 8-9: Last-Abhebungs-Verlauf der ZFT-Versuche in Schnitt 3 in Feld 1

Abbildung 8-9 zeigt an gleicher Messstelle die Abhebung, also die vertikale Verformung. Beim Vergleich von Abhebung und Schlupf fällt auf, dass je Versuchsträger die Ergebnisse bei unterschiedlicher Skalierung der x-Achse annähernd den gleichen Verlauf aufweisen, dass Schlupf und Abhebung also in einem direkten Zusammenhang stehen. Bei dem maximalen Schlupf von etwa 4,4 mm bei ZFT40 treten entsprechend Abhebungen von rund 0,82 mm auf.

In Abbildung 8-10 sind die Schlupf- und Abhebungswerte aller Messungen zur Laststufe $P = 1500$ kN entlang der Trägerlänge dargestellt. Die Markierungen entsprechen den Messwerten, die verbindenden Linien dienen lediglich der Übersicht.

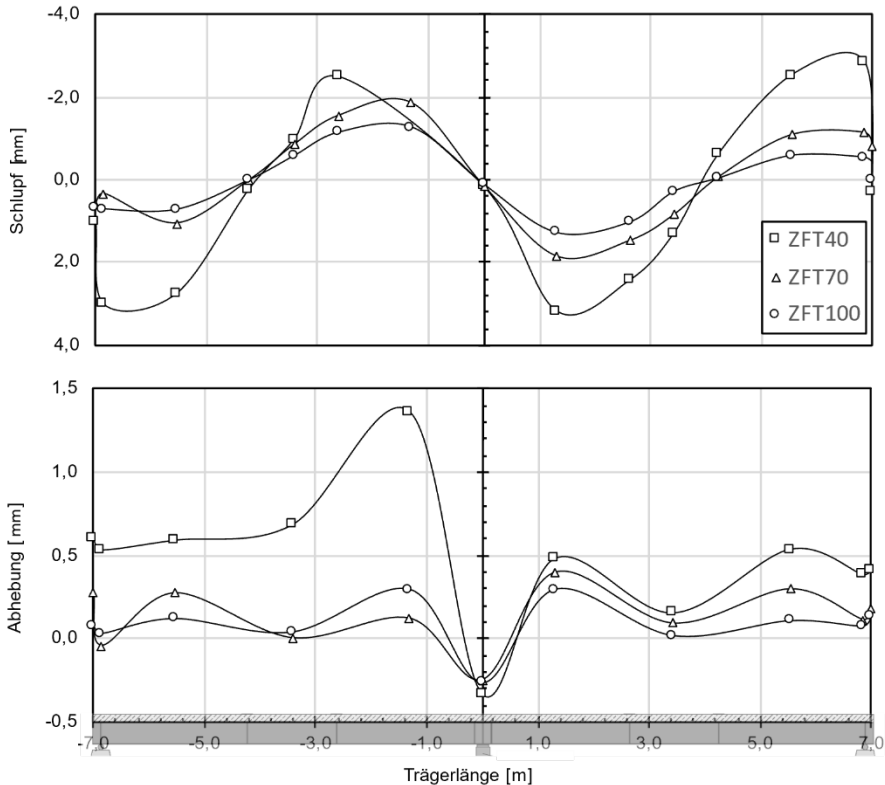


Abbildung 8-10: Schlupf und Abhebung entlang der Trägerlänge der ZFT-Versuche bei $P = 1500$ kN

In den nachfolgenden Abbildungen sind die Versuchsergebnisse aller Messstellen und Träger kompakt zusammengestellt. So gibt Abbildung 8-11 eine Übersicht aller Schlupfmessungen und Abbildung 8-12 enthält alle Ergebnisse der Messungen der Abhebung. Auch hier lässt sich beim Vergleich beider Messgrößen je Messstelle ein sehr ähnlicher Verlauf erkennen.

Abbildung 8-13 gibt die Ergebnisse der Dehnungsmessungen mittels DMS an den Längsbewehrungsstäben wieder. Während die obere Bewehrung im Stützbereich, soweit Messdaten vorhanden, immer ins Fließen kam, konnten die Bewehrungsstäbe mit applizierten DMS im Feldbereich bei den Maximallasten nicht komplett aktiviert werden.

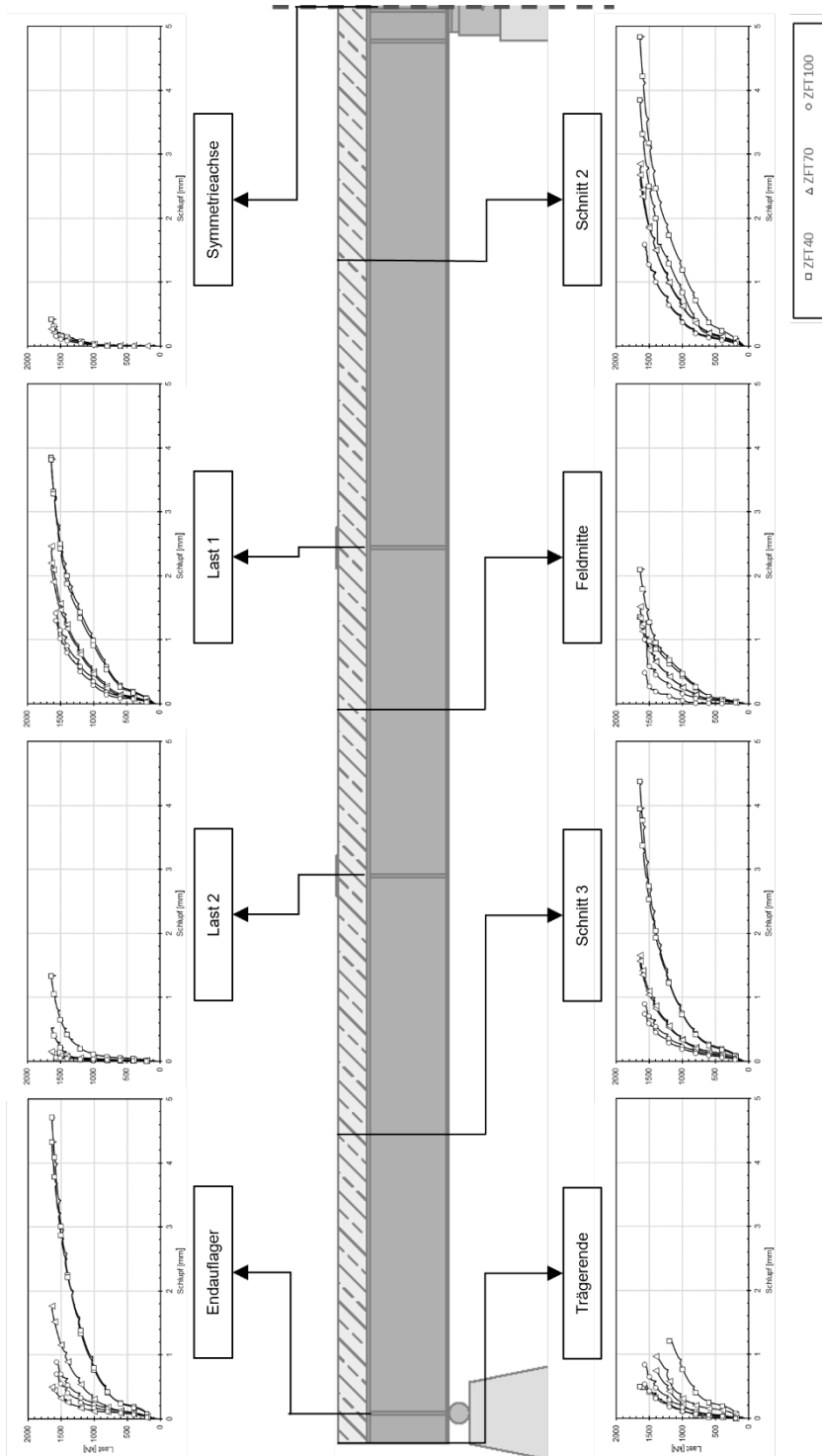


Abbildung 8-11: Übersicht der Versuchsergebnisse der Schluflmessungen der ZFT-Versuche

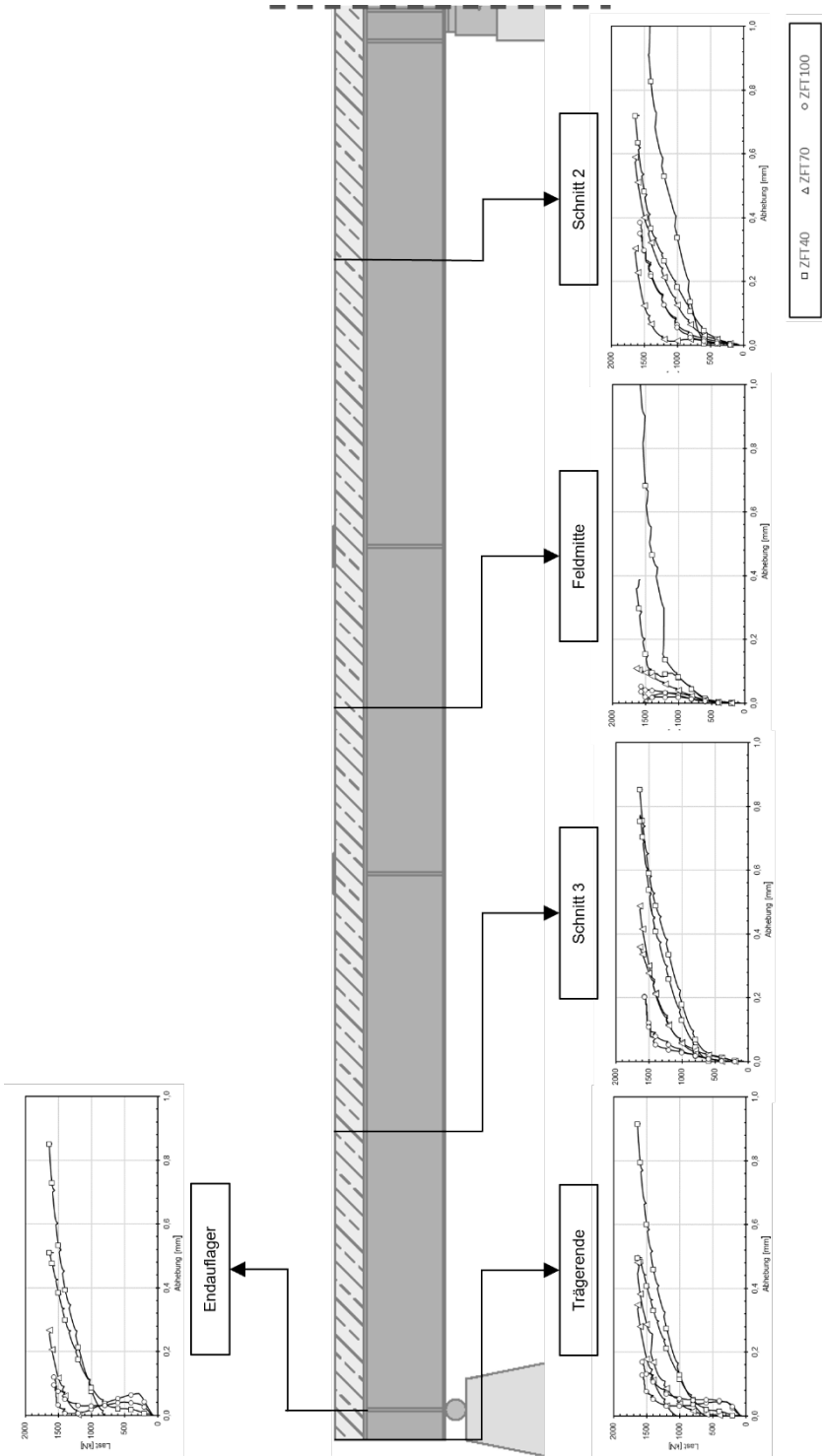


Abbildung 8-12: Übersicht der Versuchsergebnisse der Abhebung der ZFT-Versuche

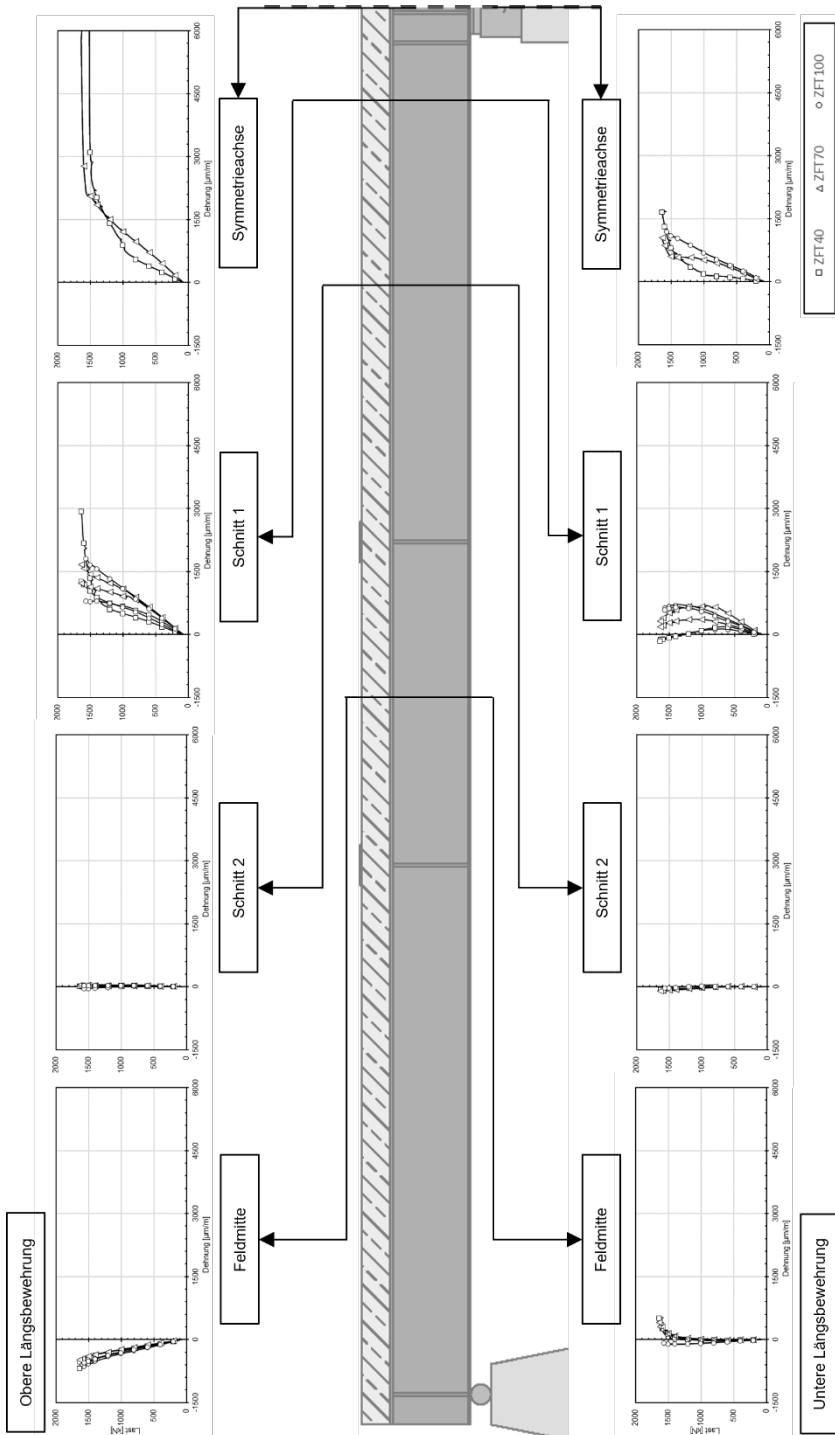


Abbildung 8-13: Übersicht der Versuchsergebnisse der Dehnung der Längsbewehrung der ZFT-Versuche

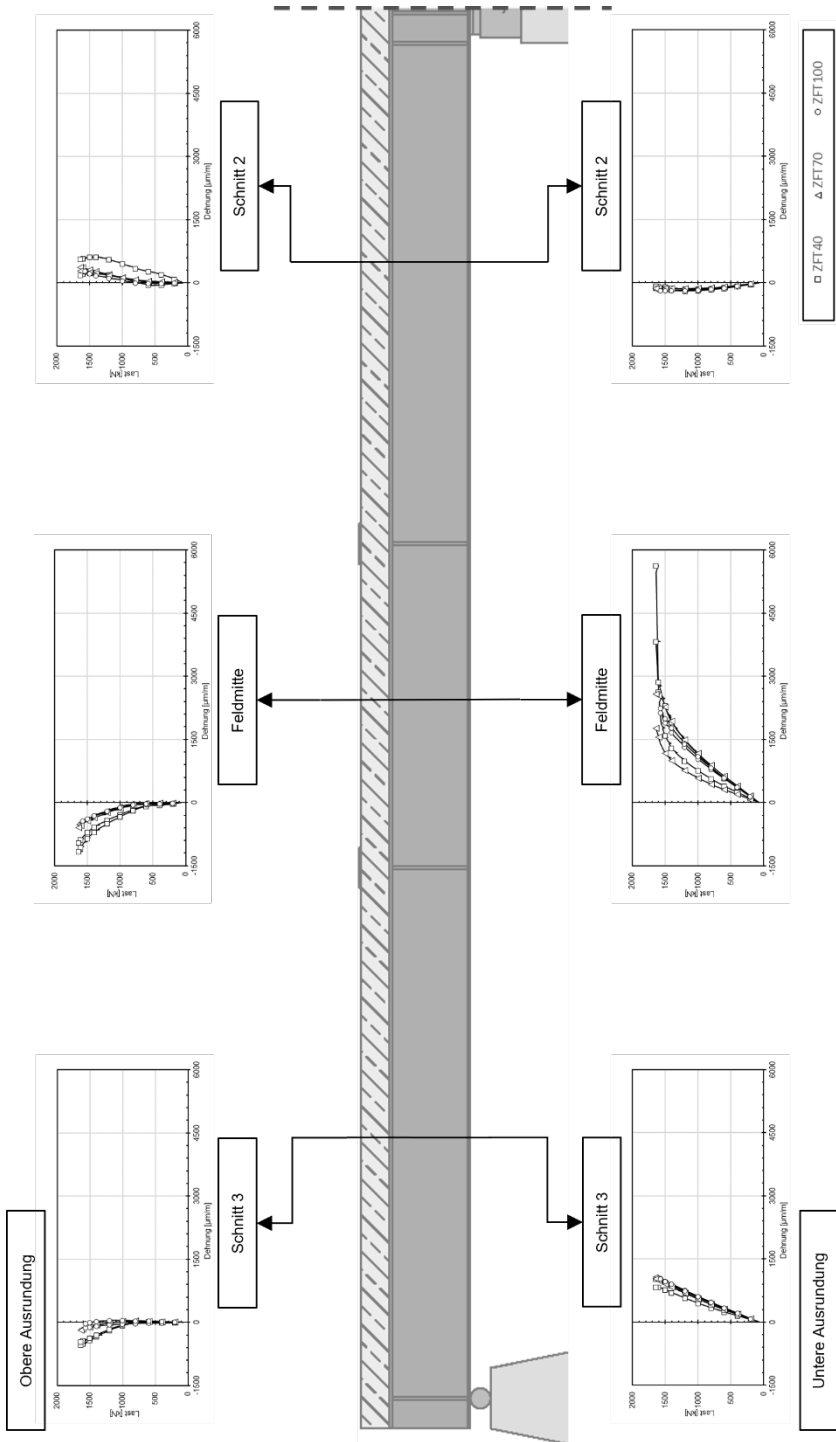


Abbildung 8-14: Übersicht der Versuchsergebnisse der Stahldehnungen der ZFT-Versuche

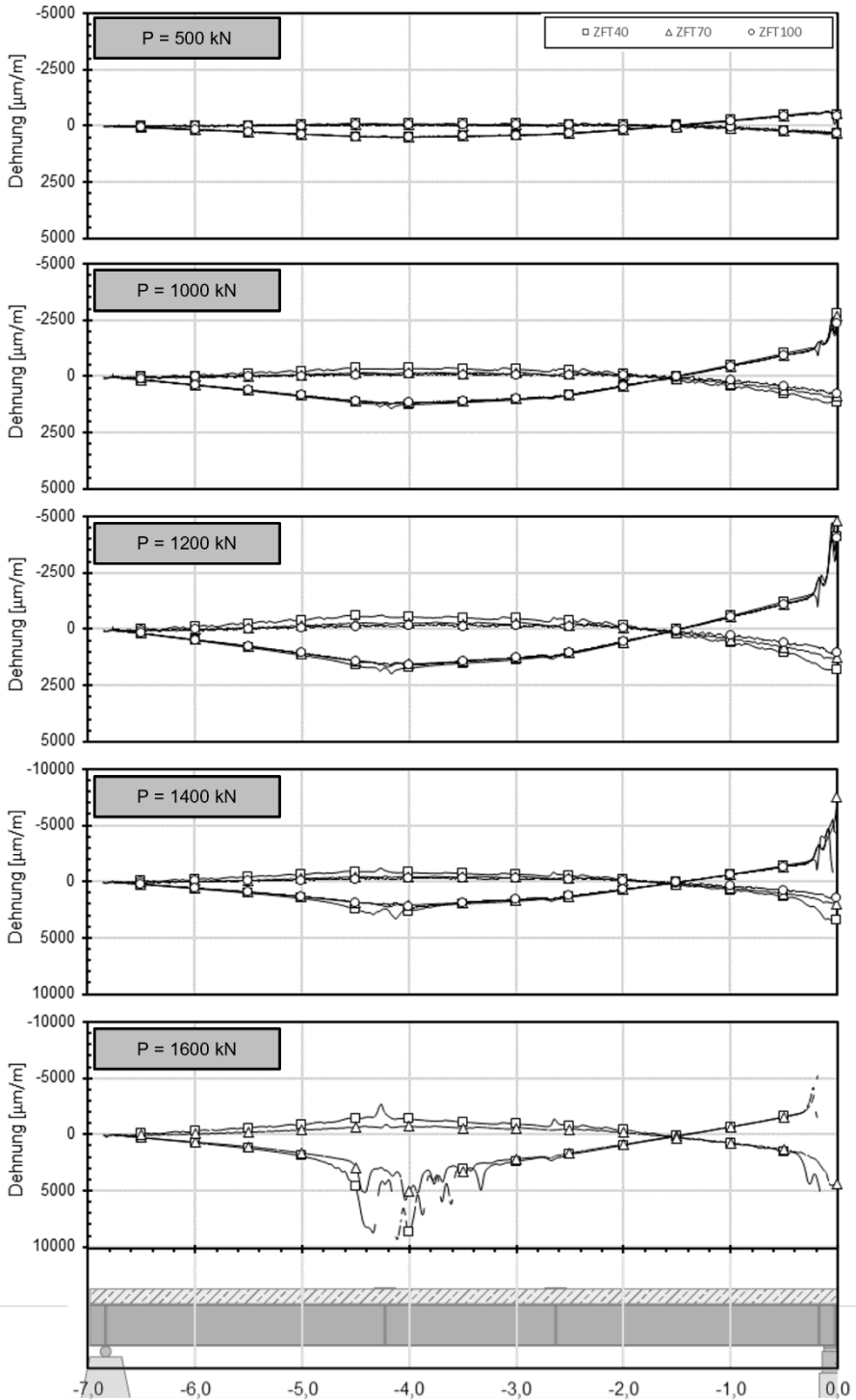


Abbildung 8-15: Stahldehnungen entlang der Trägerlänge in Feld 1 der ZFT-Versuche

Abbildung 8-14 gibt eine Übersicht der Dehnungen des Stahlprofils mittels DMS an. Es ist zu erkennen, dass im Bereich zwischen den Einzellasten bei allen Versuchsträgern ein Plastizieren des Stahls auf der Unterseite auftritt. Da das maximale Moment unterhalb der äußeren Last liegt, hier aufgrund des Diskontinuitätsbereichs allerdings keine DMS appliziert werden, kann insgesamt von größeren Stahldehnungen ausgegangen werden. Abbildung 8-15 zeigt die Dehnungen des Stahlprofils an oberer und unterer Ausrundung zu verschiedenen Laststufen entlang der Trägerlänge. Hier können bei hoher Laststufe unterhalb der äußeren Einzellast ausgeprägte Bereiche, in denen der Stahl am Plastizieren ist, erkannt werden. Es fällt auf, dass teilweise die Dehnungsverläufe unterbrochen sind und keine Messwerte dargestellt werden. Dies liegt an zu großen Dehnungsdifferenzen zwischen benachbarten Messpunkten der Sensorfaser, sodass das Messsystem die Plausibilität einzelner Messpunkte infrage stellt und daher keine Ergebnisse liefert. Dies tritt nur bei sehr großen Dehnungen und hier konkret im Bereich des Stahlfließens im Feldbereich und unmittelbar über dem Mittelaufleger auf.

Darüber hinaus werden die lokalen Details, welche aus der sehr hochauflösenden kontinuierlichen Dehnungsmessung mittels Sensorfasern entlang der Trägerlänge resultieren, näher betrachtet. So zeigt Abbildung 8-16 unten die Dehnung eines der oberen Längsbewehrungsstäbe entlang der Trägerlänge von ZFT100 bei der Laststufe $P = 1500 \text{ kN}$. Die graue durchgezogene Linie entspricht der Sensorfasermessung im Versuch, die rechteckigen Markierungen entsprechen den Messungen im Versuch mittels DMS an einem weiteren Stab.

Es ist zu erkennen, dass die Dehnungsmessung mittels DMS sehr deutlich von der Position, also im Rissbereich oder außerhalb, abhängt. Alle DMS-Messungen liegen im Streuband der Sensorfasermessung. Allerdings ließe sich der Dehnungsverlauf anhand der DMS nur sehr schwer rekonstruieren. Bei der DMS-Messung ist außerdem zu erwähnen, dass durch das Abschleifen der Rippung des Bewehrungsstabs und des Abdeckens der applizierten DMS mittels spezieller Knetmasse zum Schutz während des Betonierens zu lokalen Störstellen an der Bewehrung führen und hier im Vergleich zur Sensorfaser zu leicht abweichenden Ergebnissen führen können.

Wie an dem oberen Ausschnitt der Dehnungsmessung im Stützbereich mittels Sensorfaser und dem darüber dargestellten Rissbild aus dem Versuch zu erkennen, entsprechen die Sprünge im Dehnungsverlauf dem Rissbild. Im Riss trägt der Beton nur sehr begrenzt mit und ein Großteil der Last wird von der Bewehrung aufgenommen. Daneben im ungerissenen Bereich entsprechend der Verankerungslänge der Bewehrung trägt der Beton wieder und die Bewehrung wird entsprechend weniger gedehnt.

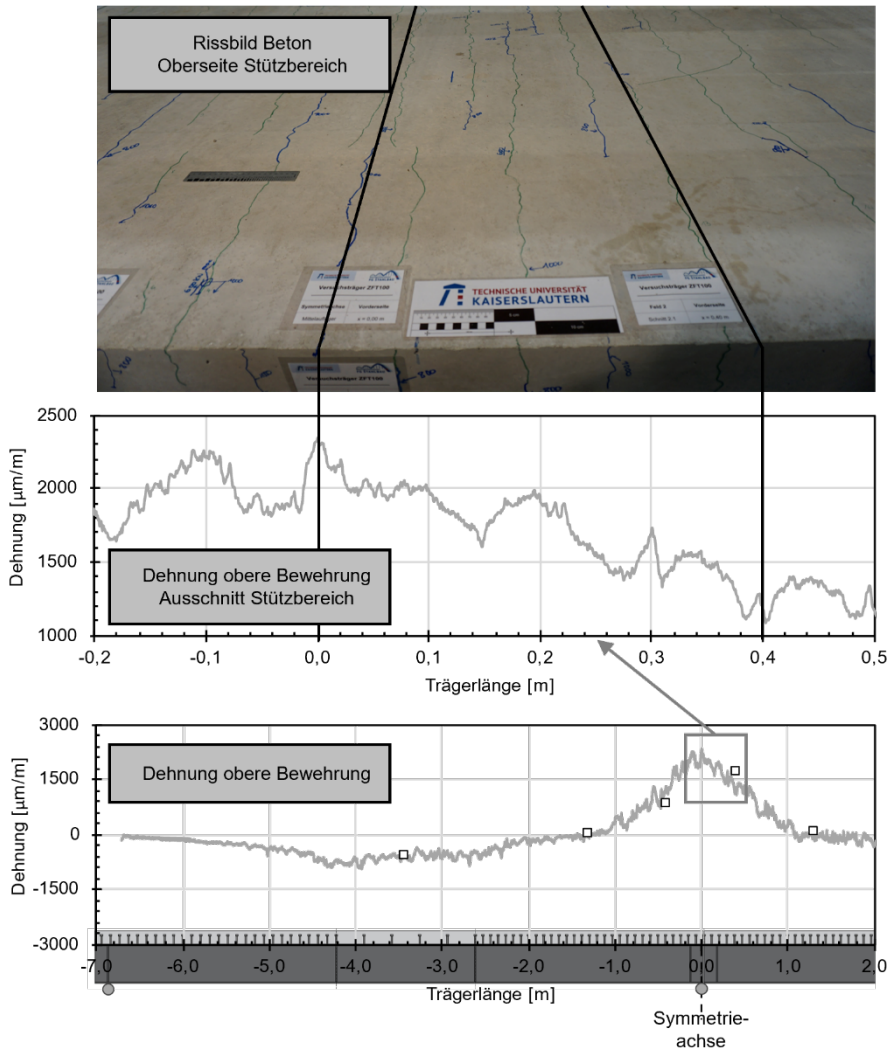


Abbildung 8-16: Dehnung der oberen Längsbewehrung von ZFT100 bei 1500 kN

In Abbildung 8-17 sind die Dehnungen des Stahlprofils auf der Oberseite als Ergebnis der Sensorfasermessung (graue Linie) und der DMS-Messung (quadratische Markierung) zu der Laststufe von $P = 500 \text{ kN}$ dargestellt. Es fällt auf, dass in allen Fällen die Dehnungen der DMS-Messungen sehr exakt mit den Sensorfasermessungen übereinstimmen.

Beim Vergleich mit der Trägeransicht ist zu erkennen, dass an jedem Kopfbolzendübel ein Dehnungssprung aufgrund der lokalen Lasteinleitung zu erkennen ist. Dieser Effekt ist bei ZFT40 wegen der niedrigen Verbundwirkung am ausgeprägtesten, bei zunehmender Anzahl an Kopfbolzen überlagern sich die Einflüsse, sodass die Lasteinleitung mehr verschmiert erfolgt. Auch wenn die Dehnungen zur ausgewählten Laststufe noch sehr klein sind und mit steigender Belastung die Dehnung aus globaler Biegetragfähigkeit überwiegt, so werden durch die steigende

Verbundmittelbeanspruchung auch die resultierenden lokalen Dehnungssprünge größer. Bei der Auswertung von Verbundträgerversuchen mit niedriger Verdübelung, bei denen lediglich auf DMS-Messungen zurückgegriffen werden kann, können je nach Positionierung des DMS die lokalen Effekte zu deutlichen Streuungen der Messergebnisse führen.

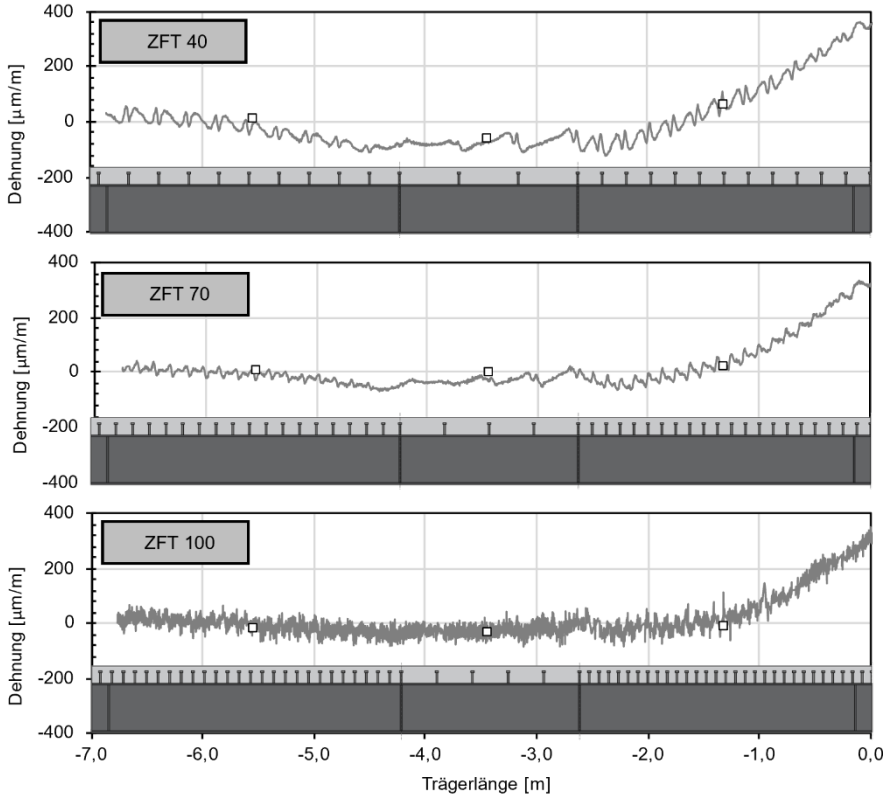


Abbildung 8-17: Dehnungen Stahlträger Obergurt und Lage der Kopfbolzendübel bei $P = 500$ kN der ZFT-Versuche

8.3 Holz-Beton-Verbundträger

8.3.1 Allgemeines

Die Versuche zum Trag- und Verformungsverhalten der Holz-Beton-Verbundträger werden im Labor für konstruktiven Ingenieurbau der TU Kaiserslautern hergestellt und geprüft. Die nachfolgenden Untersuchungen werden in Zusammenarbeit mit [Müller 2022] durchgeführt.

Die Verbundträger werden als symmetrische Einfeldträger mit zwei Einzellasten geprüft. Sie bestehen aus einem Holzbalken aus Buchenfurnierschichtholz, welche mit Verbundschrauben mit der Betonplatte verbunden sind. Als Vorgabe des Forschungsantrags sollten aufgrund der höheren Festigkeit im Vergleich zu Nadelholz Versuche mit Buchenholz durchgeführt werden. Da Buche im Bauwesen hauptsächlich

als Furnierschichtholz zum Einsatz kommt, wird sich bei den Versuchen für die über die ETA-14/0354 auf europäischer Ebene zugelassene Baubuche-Träger GL 75 des Herstellers Pollmeier Massivholz GmbH & Co. KG entschieden.

Als Verbundmittel wird sich allgemein für Schrauben entschieden, auch wenn diese aufgrund der hohen Anzahl und des aufwendigen Einbaus nicht die wirtschaftlichste Variante ist. Dennoch bieten die Schrauben den Vorteil, anders als beispielsweise bei Kerven, dass über die Schraubenanzahl der Verdübelungsgrad sehr detailliert eingestellt werden kann und die Verbundfuge über gleichmäßige Abstände kontinuierlich über die Trägerlänge ausgebildet werden kann. Konkret wird sich für die mit der ETA-13/0699 europäisch zugelassene Verbundschraube VB-48-7,5x100 des Herstellers SFS intec AG entschieden, da diese wegen der Trag- und Verformungseigenschaften sowie aufgrund der Tiefenbegrenzung beim Einbau am geeignetsten erscheint.

Die Schrauben werden paarweise unter einem Winkel von $\pm 45^\circ$ zur Balkenoberseite in zwei Reihen angeordnet. Im Querschnitt ergeben sich somit vier jeweils alternierend geneigte Schrauben. Vom linken Trägerende ($x = -4,00$ m) sind bei allen Trägern einheitlich die Schrauben der Reihe 1 und 3, von vorne durchnummeriert, mit dem Schraubenkopf in Richtung Feldmitte angeordnet. Diese Ausrichtung der Schrauben wird über die komplette Trägerlänge beibehalten, auf eine Umkehr der Anordnung in der Symmetrieachse entsprechend der Richtung der Schubkraft wird verzichtet.

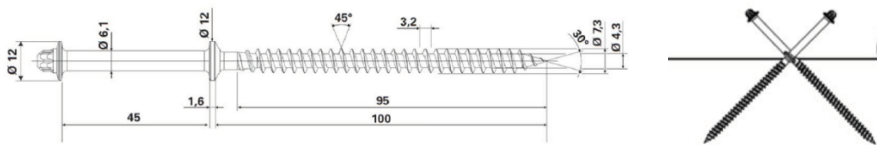
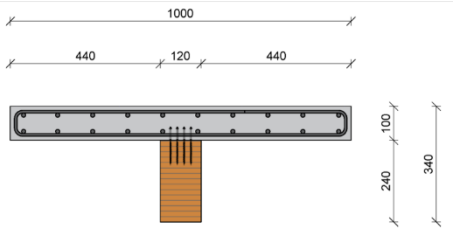


Abbildung 8-18: Abmessung und Anordnung der Verbundschraube aus ETA-13/0699

Untersucht werden drei Holz-Beton-Verbundträger, die vom Material, im Querschnitt und im statischen System planmäßig identisch sind und sich lediglich in der Anzahl und Abstände der Schrauben und daraus resultierend in der Querbewehrung unterscheiden. Angestrebt werden ein vollständig verdübelter Verbundträger und zwei teilweise verdübelte Träger mit Verdübelungsgraden von 70 % und 40 %. Entsprechend der angestrebten Verdübelungsgrade erfolgt die Bezeichnung der drei Versuchsträger HBV40, HBV70 und HBV100.

Konkret besteht die Betonplatte mit der Breite 1000 mm und der Höhe von 100 mm aus C25/30. Als Längsbewehrung kommt Bewehrungsstahl B500A mit Durchmesser 12 mm und einer Betondeckung von 12 mm zum Einsatz. Um beim Transport und vor allem beim Ausschalen der Versuchsträger eine hohe Robustheit zu erhalten und um ein Betonversagen im Versuch zu vermeiden, werden sowohl in der oberen als auch unteren Bewehrungslage je zehn Stäbe angeordnet. Zur Aufnahme der Spaltzugkräfte ausgehend von den Verbundschrauben wird eine Querbewehrung in Bügelform des Durchmessers 8 mm angeordnet. Die Baubuche-Träger besitzen eine Höhe von 240 mm und eine Breite von 120 mm.

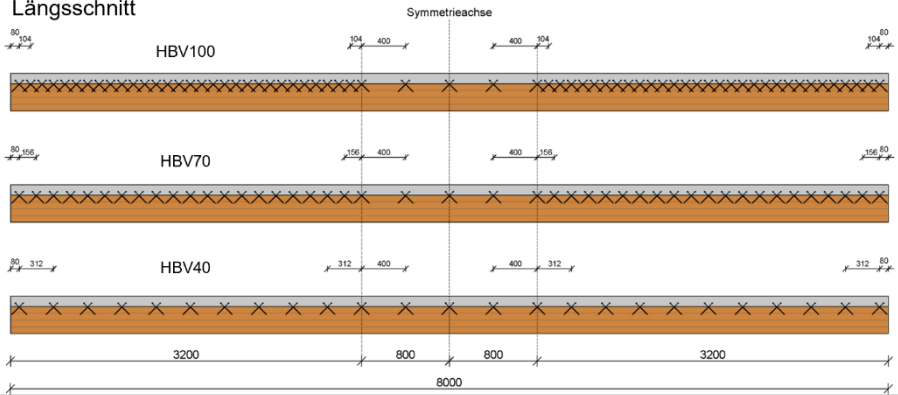
Querschnitt



Details

Beton C25/30	$c_{nom} = 12 \text{ mm}$
Furnierschichtholz	Baubuche GL75
Verbundschraube	SFS VB-48-7,5x100
Längsbewehrung	$\varnothing 12 \text{ mm, B500A}$
Querbewehrung	$\varnothing 8 \text{ mm, B500A}$

Längsschnitt



Draufsicht

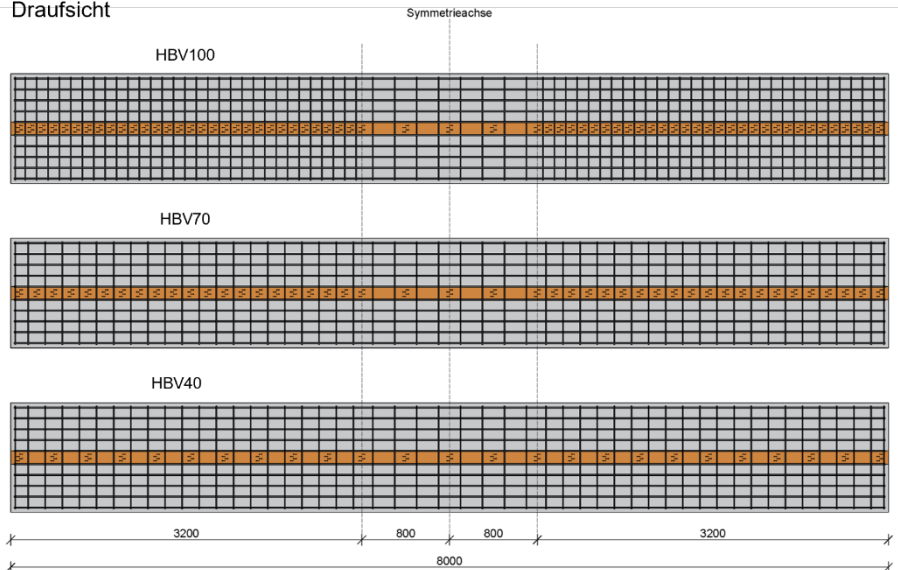


Abbildung 8-19: Details der Holz-Beton-Verbundträger

Die Bemessung der Versuchsträger erfolgt mit mittleren Festigkeiten aus der Literatur und mittels Stabwerkmodellen. Unter der Annahme von starrem Verbund wird die maximal mögliche Verbundnormalkraft ermittelt. Die Schrauben des vollständig verdübelten Trägers HBV100 werden zur Übertragung der daraus in der Verbundfuge resultierenden Schubkräfte ausgelegt. Die teilweise verdübelten Träger werden entsprechend so dimensioniert, dass die Schrauben in der Verbundfuge 70 % und 40 % der Normalkraft bei starrem Verbund übertragen können.

Aufgrund der hohen Festigkeit der Baubuche und der daraus resultierenden hohen Anzahl an Verbundschrauben werden im Querschnitt zwei Schraubenpaare nebeneinander angeordnet. Bei der Balkenbreite von 120 mm können die Mindestabstände der ETA-13/0699 genau eingehalten werden. Bei Verbundträger HBV40 wäre wegen der geringen Verdübelung eine einreihige Schraubenanordnung ausreichend gewesen, aufgrund der Vergleichbarkeit der Versuchsträger wird sich dennoch für eine zweireihige Anordnung und entsprechend größere Schraubenabstände in Längsrichtung entschieden. Im Bereich zwischen den Einzellasten werden bei allen Versuchsträgern konstruktiv drei Schraubenreihen angeordnet. Um die Mindestabstände der Querbewehrung nach DIN EN 1992-1-1 einzuhalten, werden in dem Bereich zwischen den Einzellasten aller Träger und bei Versuch HBV40 entlang der gesamten Trägerlänge zwei Querbewehrungsbügel zwischen den Schrauben angeordnet.

8.3.2 Herstellung der Versuchsträger

Die Holz-Beton-Verbundträger sowie die Begleitversuchskörper werden im Labor für konstruktiven Ingenieurbau der Technischen Universität Kaiserslautern hergestellt und geprüft. Zur Vorbereitung der Holzbalken werden die Schraubenlöcher entsprechend der ETA-13/0699 und DIN EN 1995-1-1 vorgebohrt, die PE-Folie einer Stärke von 200 µm zweilagig auf dem Holz fixiert und anschließend die Schrauben mit definiertem Drehmoment durch die Folie in den Holzbalken geschraubt (Detail siehe Abbildung 8-20 c)).

Die Verbundträger werden mit unten liegender Betonplatte hergestellt. So werden die Betonplatten betoniert, mit Innenrüttlern verdichtet, glatt gezogen und nachträglich wird der Holzbalken mit den unten liegenden Verbundschrauben entsprechend Abbildung 8-20 b) in den Frischbeton eingehoben und in Position fixiert. Anschließend wird der Beton entlang des Holzbalkens erneut leicht verdichtet. Nach Anhängen des Betons werden die Versuchskörper für ca. 24 Stunden zur Vermeidung eines unkontrollierten Austrocknens der Betonoberfläche mit PE-Folie abgedeckt.

Die Versuchsträger werden aufgrund der Kapazität der Schalplattform in zwei Betonagen hergestellt. So werden Träger HBV100 und HBV70 gemeinsam und im zweiten Schritt HBV40 betoniert. Je Betonage werden drei Push-out-Versuchskörper und Würfel mit Kantenlänge 150 mm und Zylinder des Radius 150 mm und der Höhe 300 mm zur späteren Bestimmung der Festbetoneigenschaften entsprechend DIN EN 12390-1 und DIN EN 12390-2 hergestellt. Diese Begleitversuchskörper lagern bis zur Versuchsdurchführung abweichend von DIN EN 12390-2 neben den Versuchsträgern unter Laborbedingung und werden dann zur Bestimmung der

Festbetoneigenschaften von ausgebildeten Baustofftechnologien des Labors für konstruktiven Ingenieurbau geprüft.



Abbildung 8-20: Betonage der Holz-Beton-Verbundträger

8.3.3 Versuchsaufbau

Die Versuchsträger werden als symmetrische Einfeldträger mit zwei Einzellasten im Abstand von 1,60 m, welche über die gesamte Trägerbreite eingeleitet werden, geprüft. Durch das gewählte statische System tritt das maximale Biegemoment konstant über den Bereich zwischen den Einzellasten auf. Messungen des Bauteilverhaltens in Feldmitte liegen außerhalb der Diskontinuitätsbereiche, die sich im Bereich der Lasteinleitung einstellen. Außerdem kann durch die große Länge des Bereichs zwischen Last und Trägerende sichergestellt werden, dass bei Belastung ein messbarer Schlupf auftritt.

Die zwangsfreie, gelenkige Auflagerung der Träger wird mittels einer unverschieblichen und einer horizontal verschieblichen Auflagerrolle realisiert. Die Einleitung der Zylinderlast in den Versuchsträger erfolgt über eine Kalotte zum Ausgleich leichter Unebenheiten und einer Lasteinleitungskonstruktion, bestehend aus einem Längsträger, der über Rolle und Halbrolle auf zwei Querträgern lagert. Zur Vermeidung von Betonschädigungen durch lokale Spannungsspitzen werden zwischen Querträger der Lasteinleitung und Betonplatte über die gesamte Bauteilbreite 100 mm breite und 10 mm starke Elastomere angeordnet. Außerdem werden zum Vermeiden lokaler

Schädigungen am Holz im Auflagerbereich Bleche zwischen Bauteil und Auflagerrollen angeordnet. Eine schematische Darstellung des Versuchsträgers ist in Abbildung 8-21 zu sehen und der reale Versuchsaufbau ist in Abbildung 8-22 dargestellt.

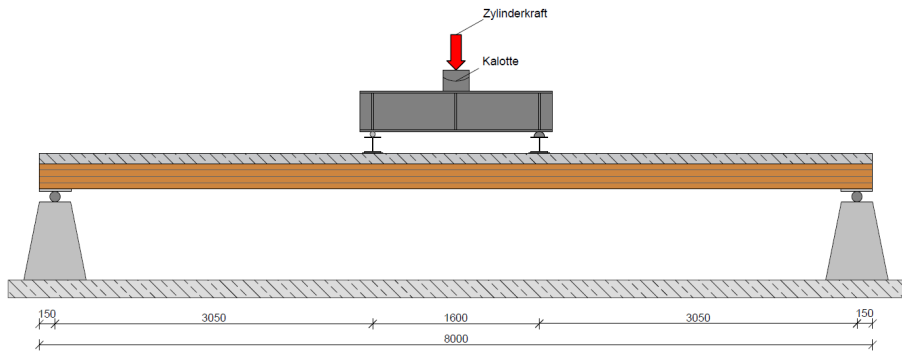


Abbildung 8-21: Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus der Holz-Beton-Verbundträger



Abbildung 8-22: Darstellung des realen Versuchsaufbaus der Holz-Beton-Verbundträger

8.3.4 Messtechnik

Mit dem Ziel einer möglichst detaillierten Erfassung der Verformungen der Verbundträger werden neben den beiden induktiven Wegaufnehmern zur Messung der Durchbiegung 20 Wegaufnehmer entlang der Trägerlänge verteilt, um Schlupf und Abhebung an der Verbundfuge zu bestimmen. Drei weitere induktive Wegaufnehmer werden zur Bestimmung der Stauchung des Betons auf der Oberseite der Betonplatte angeordnet. Zur Bestimmung der Beanspruchung der Betonplatte werden an einem oberen und einem unteren Bewehrungsstab insgesamt 28 Dehnungsmesstreifen angebracht, wobei je Messstelle und Stab zwei DMS gegenüberliegend angeordnet werden, um mögliche Biegeeffekte ausschließen zu können.

Experimentelle Untersuchung großmaßstäblicher Verbundträger

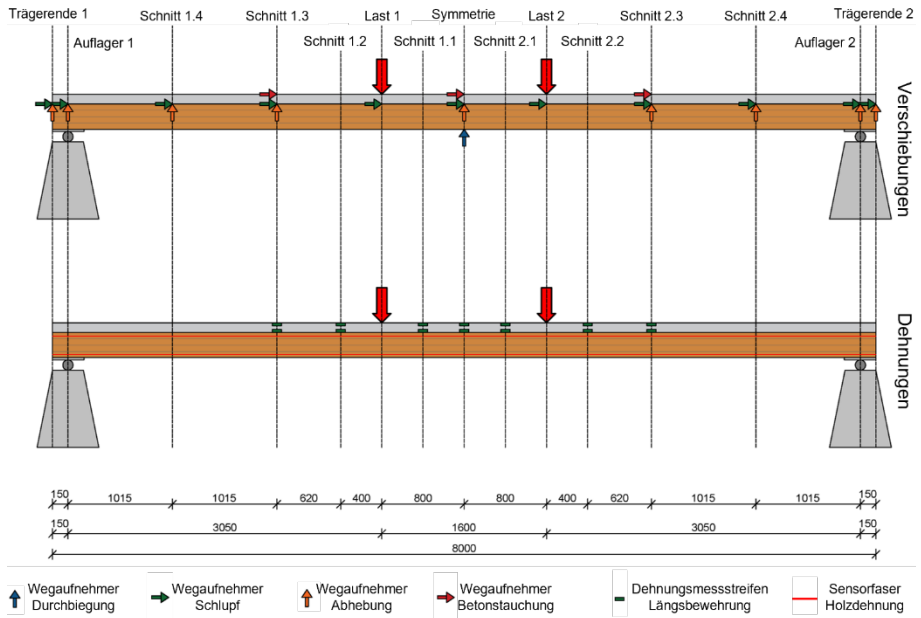


Abbildung 8-23: Position der Messtechnik an den Holz-Beton-Verbundträgern

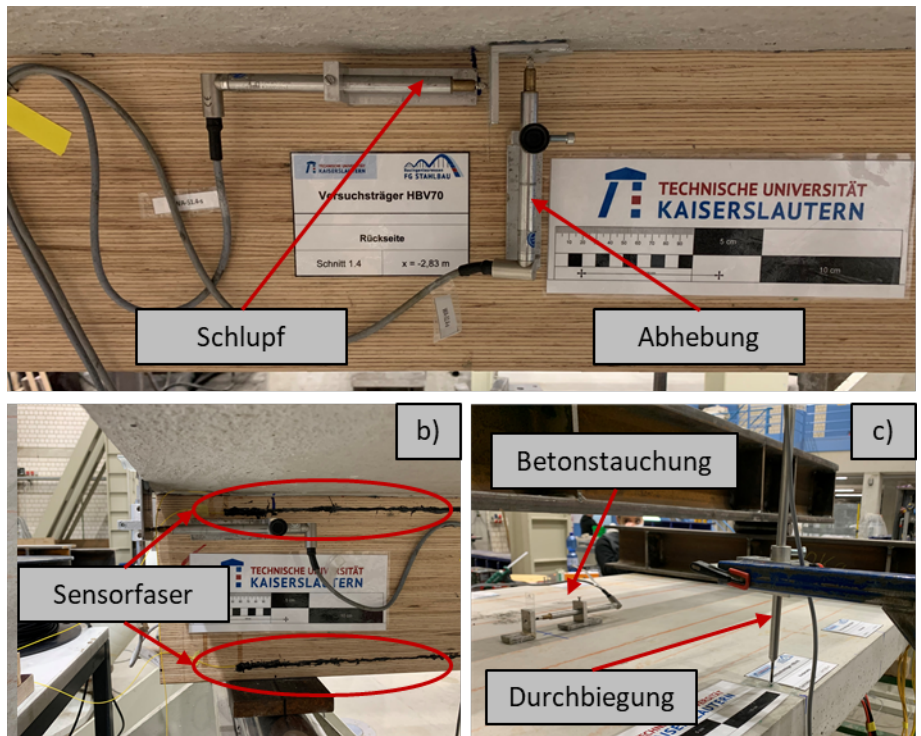


Abbildung 8-24: Details der Messtechnik der Holz-Beton-Verbundträger

Die Beanspruchung des Holzbalkens kann anhand von kontinuierlich über die Trägerlänge mittels faseroptischem Messsystems gemessenen Dehnungen ermittelt werden. Hierfür werden auf der Vorderseite des Holzes zwei Glasfasern jeweils im Abstand von 20 mm vom Rand mittels Epoxidharzkleber appliziert. Ausgehend von der Symmetrieachse und unter Ausnutzung der Symmetrie werden die Messmittel in Trägerlänge auf 14 Messschnitte entsprechend Abbildung 8-23 verteilt angebracht. Die reale Anbringung der Messmittel am Bauteil ist beispielhaft in Abbildung 8-24 dargestellt.

8.3.5 Versuchsdurchführung

Die Belastung der Versuchskörper wird weggeregelt mit einer Geschwindigkeit von 1 mm/min aufgebracht. Zum Lösen des Haftverbunds werden zunächst analog zu den Trägerversuchen aus [Kudla 2017] drei Vorbelastungszyklen bis 40 % der erwarteten Maximallast angesteuert. Dieses Vorbelastungsschema stellt in Kombination mit der zweilagigen PE-Folie in der Verbundfuge einen guten Kompromiss zwischen dem im Holzbau sonst üblichen einmaligen Vorbelasten entsprechend DIN EN 26891 und den im Verbundbau in Anlehnung an DIN EN 1994-1-1 Anhang B üblichen 25 Vorbelastungszyklen zum Überwinden des Haftverbundes dar. Im Anschluss werden die Bauteile bis zum Bruch belastet. In Abständen von 20 kN wird der Versuch für ca. 15 Minuten zur Rissdokumentation und zum Ermöglichen der Kurzzeitrelaxation von Beton und Holz pausiert.

8.3.6 Materialeigenschaften

Eigenschaft		HBV40	HBV70	HBV100
Druckfestigkeit [DIN EN 12390-3]	f_{cm} [N/mm ²]	29,70		40,80
	V [%]	5,8		3,4
	n [-]	12		15
Spaltzugfestigkeit [DIN EN 12390-6]	f_{ctm} [N/mm ²]	2,26		2,80
	V [%]	12,0		8,7
	n [-]	10		15
Elastizitätsmodul [DIN EN 12390-13]t	E_{cm} [N/mm ²]	23.609		27.264
	V [%]	2,4		1,4
	n [-]	5		5

Tabelle 8-4: Festbetoneigenschaften der Holz-Beton-Verbundträger

Zur Bestimmung der Betonfestigkeiten werden am Tag der Bauteilversuche die Würfeldruckfestigkeit nach DIN EN 12390-3, die Spaltzugfestigkeit am Zylinder nach DIN EN 12390-6 und der Elastizitätsmodul am Zylinder nach DIN EN 12390-13 durch ausgebildete Betontechnologen der TU Kaiserslautern geprüft. Die Verbundträgerversuche werden nach 28±1 Tagen nach der Betonage durchgeführt. Die Betonfestigkeiten getrennt je Betonage sind in Tabelle 8-4 zusammenfassend dargestellt. Eine Umrechnung der Würfeldruckfestigkeit auf die Zylinderdruckfestigkeit

sowie eine Umrechnung der Spaltzugfestigkeit auf die zentrische Zugfestigkeit ist erfolgt. Da Versuchsträger HBV70 und HBV100 zusammen betoniert werden und innerhalb von zwei Tagen geprüft werden, werden die Festbetoneigenschaften als eine Grundgesamtheit betrachtet.

Zur Bestimmung der Eigenschaften der Baubuche-Träger werden je Versuchsträger drei Biegebalken zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit nach DIN EN 408 geprüft. Die Biegebalken weisen dabei eine Höhe von 40 mm, eine Breite von 100 mm und eine Länge von 700 mm auf. Geprüft werden diese im 4-Punkt-Biegeversuch mit einer Spannweite von 630 mm und der Lasteinleitung in den Drittelpunkten. Darüber hinaus werden je Versuchsträger sechs Zugversuche zur Bestimmung der Zugfestigkeit nach DIN EN 408 durchgeführt. Die Zugproben haben dabei eine Breite von 30 mm und eine Dicke von 12 mm und eine freie Länge im Zugversuch von 270 mm. Die Ergebnisse der Untersuchung der Holzeigenschaften sind in Tabelle 8-5 zusammenfassend dargestellt.

Eigenschaft		HBV40	HBV70	HBV100
Biegezugfestigkeit [DIN EN 408]	f_m [N/mm ²]	122,7	118,3	112,6
	V [%]	11,0	6,0	17,0
	n [-]	3	3	3
Zugfestigkeit [DIN EN 408]	$f_{t,0,m}$ [N/mm ²]	56,6	57,8	63,5
	V [%]	2,7	6,9	6,7
	n [-]	6	6	6

Tabelle 8-5: Eigenschaften der Baubuche der Holz-Beton-Verbundträger

Eigenschaft		Ø12 mm
Mittlere Fließspannung	f_y [N/mm ²]	535
	V [%]	5,8
	n [-]	4
Mittlere Festigkeit	f_u [N/mm ²]	625
	V [%]	3,3
	n [-]	4
Elastizitätsmodul	E [N/mm ²]	180.288
	V [%]	7,8
	n [-]	4

Tabelle 8-6: Eigenschaft der Längsbewehrung der Holz-Beton-Verbundträger

Zur Ermittlung der Fließgrenzen und Festigkeiten der Längsbewehrung werden Zugversuche nach DIN EN ISO 6892-1 durchgeführt. Die Bewehrungsstäbe werden als ganze Stäbe mit einer Länge von 500 mm nach DIN EN ISO 15630-1 geprüft. Die

Ergebnisse der Zugversuche sind in Tabelle 8-6 zusammenfassend dargestellt. Aufgrund von Abnutzungen in den Einspannbacken der Prüfmaschine kommt es während des Versuchs zu Schlupf und folglich zu kleineren Lastabfällen, bis die Last wieder gesteigert werden kann. Die Ergebnisse des Elastizitätsmoduls sind daher kritisch zu hinterfragen und sollten unter Normbedingungen höher ausfallen. Fließgrenze und Festigkeit sollten hiervon nicht beeinflusst worden sein.

Zusätzlich werden Zugversuche an den Verbundschrauben durchgeführt. Hierzu wird der Schraubenkopf abgetrennt und die Schraube als Ganzes in die Prüfmaschine eingespannt. Aufgrund des Gewindes kann während des Versuchs kein Extensometer angebracht werden, sodass nur die Maximallast bestimmt werden kann. Das Versagen im Zugversuch tritt wie auch in den Trägerversuchen und den Push-out-Versuchen durch ein Reißen im oberen Bereich des Gewindes auf.

Eigenschaft	SFS VB-48-7,5x100		
	$F_{tens,m}$	[kN]	18,8
Zugfestigkeit	V	[%]	1,1
	n	[-]	5

Tabelle 8-7: Zugfestigkeit der Verbundschrauben der Holz-Beton-Verbundträger

Zur Ermittlung des Trag- und Verformungsverhaltens der Verbundfuge werden insgesamt sechs Push-out-Versuche in Anlehnung an DIN EN 1994-1-1 Anhang B durchgeführt. Die Plattendicke sowie die Bewehrungsführung und Betondeckung entspricht den Verbundträgern. Es werden je Seite drei Schraubenreihen, also sechs Schraubenpaare mit einem Abstand von 150 mm, entsprechend dem Abstand von Versuchsträger HBV 70 angeordnet (siehe Abbildung 8-25 a). Je Betonage werden drei Versuchskörper in aufrechter Position betoniert. Auch wenn in [Glaser 2005] die Übereinstimmung der Betonierrichtung der Push-out-Versuche mit der der Versuchsträger als sehr günstig für die Übereinstimmung der Verschiebungsmodule anführt, wird dennoch davon abgewichen, da so beide Betonkörper aus gleichem Beton hergestellt werden können und auf eine getrennte Betonage der Vorder- und Rückseite verzichtet werden kann. Versuchskörper PO1 bis PO3 weisen nach Tabelle 8-4 die Festbetoneigenschaften der Verbundträger HBV70 und HBV100 auf, PO4 bis PO6 entsprechend die von HBV40.

In Abbildung 8-25 b) ist ein im Versuchsstand aufgebauter Push-out-Versuch dargestellt. Die 400 mm breiten Betonplatten lagern auf Elastomeren, wobei diese mittig unterhalb der Verbundfuge auf einer Breite von 120 mm ausgespart sind, um so ein den Verbundträgern vergleichbares Ausbreiten der Druckstreben ausgehend von den Verbundmitteln zu realisieren. Um ein im realen Bauteil unrealistisches Verdrehen der Betonplatten zu verhindern, wird eine Abspannung mit Gewindestangen angeordnet. Die Gewindestangen werden vor Versuch handfest angezogen, sodass keine Vorspannung der Versuchskörper vorliegt, welche nach [Döinghaus 2001] durch die Querpressung zu höheren Tragfähigkeiten führen würde. Während des Versuchs wird mittels Kraftmessdosen die Zugkraft der Gewindestangen ermittelt. Darüber hinaus wird mit vier induktiven Wegaufnehmern, einem je Ecke des Holzbalkens, auf Höhe der mittleren

Schraubenreihe der Schlupf gemessen. Die Belastung erfolgt weggeregelt mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 0,25 mm/min, das Belastungsschema mit drei Vorbelastungszyklen entspricht dem der Verbundträger-versuche. In Laststufen von 50 kN werden die Push-out-Versuche zur Bestimmung der Kurzzeitrelaxation für 10 Minuten pausiert.

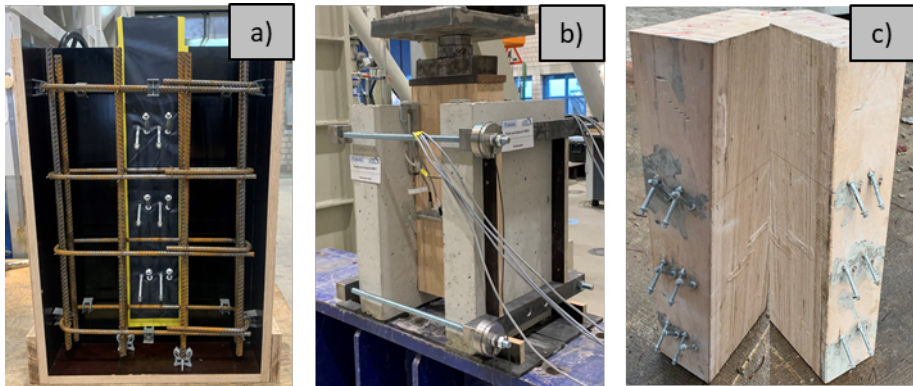


Abbildung 8-25: Darstellung der Push-out-Versuchskörper

In Abbildung 8-26 sind die Last-Schlupf-Verläufe der Push-out-Versuche dargestellt. Als Schlupf ist der Mittelwert der beiden Wegaufnehmer auf der Seite des Verbundfugenversagens dargestellt. Alle Versuche versagen schlagartig, sodass die Last sehr deutlich abfällt und der Schlupf auf der Seite des Versagens deutlich zu nimmt. Teilweise sind mehrere Knack-Geräusche hintereinander zu hören, was auf das etwas zeitversetzte Versagen der einzelnen Schrauben hindeutet. Nach Freistämmen der Betonkörper wird sichtbar, dass auf einer Seite alle zugbeanspruchten Schrauben ca. 10 mm tief im Holz abgerissen sind, die druckbeanspruchten Schrauben dagegen sind deutlich im unteren Bereich verformt, aber noch fest im Holz verankert. Alle Schrauben der anderen Seite sind ungeschädigt.

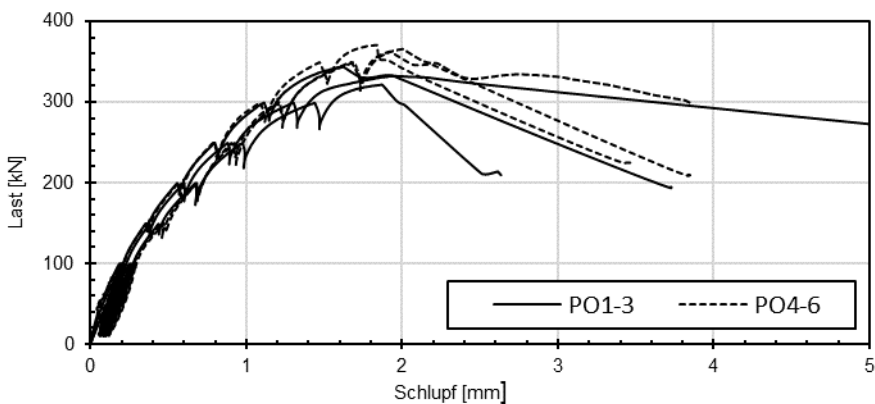


Abbildung 8-26: Last-Schlupf-Verläufe der Push-out-Versuche

Tabelle 8-8 gibt eine Übersicht der Ergebnisse der Push-out-Versuche in Form von Tragfähigkeit umgerechnet auf eine Schraubenreihe, Schlupf bei Versagen und die Steifigkeit der Verbundfuge. Da die späteren Nachrechnungen der Versuchsträger auf

Tragfähigkeitsniveau erfolgen sollen, wird in nachfolgender Tabelle der Verschiebungsmodul der Verbindung im Grenzzustand der Tragfähigkeit K_u angegeben. Hierzu wird die Steifigkeit linear anhand der Tragfähigkeit einer Schraube und des Schlupfes bei Traglast bestimmt.

Eigenschaft		PO 1-3	PO 4-6	
Tragfähigkeit je Schraubenreihe	P_{Rm}	[kN]	55,40	61,10
	V	[%]	3,4	1,1
	n	[-]	3	3
Schlupf bei Versagen	s_{max}	[mm]	1,88	1,92
	V	[%]	12,3	4,3
	n	[-]	3	3
Verschiebungsmodul im GZT	K_u	[kN/cm]	299,4	318,3
	V	[%]	16,4	5,1
	n	[-]	3	3

Tabelle 8-8: Ergebnisse der Push-out-Versuche

8.3.7 Versuchsergebnisse

Während der Versuche wird neben den kontinuierlich fortlaufenden Messungen mittels Sensoren die Rissbildung des Betons erfasst. So werden bei HBV40 nach Ende der Vorbelastung von 30 kN einige Querrisse auf der Plattenunterseite im Bereich zwischen den Lasteinleitungen ausgewiesen. Bis zu der Laststufe von 50 kN entstehen weitere Biegerisse auf der Unterseite. Bis zur Last von 70 kN erstrecken sich die bereits vorhandenen Biegerisse auf die Seitenflächen der Betonplatte. Bei HBV70 können nach Abschluss der Vorbelastung von 50 kN nahezu keine Risse an der Betonplatte entdeckt werden. Nach Erreichen der Last von 70 kN treten einzelne Biegerisse auf der Plattenunterseite auf, welche sich bis 90 kN ebenfalls auf die Seitenflächen der Betonplatte erweitern. Mit weiterer Laststeigung vergrößert sich die Rissbreite der bestehenden Risse ohne wesentliche Bildung weiterer Risse. Die Betonplatte von Versuchsträger HBV100 zeigt nahezu die gleiche Rissbildung wie Versuchsträger HBV70.

In Abbildung 8-27 ist das Last-Verformungs-Verhalten der drei Verbundträgerversuche dargestellt. In den Verläufen ist die Masse der Lasteinleitungs-konstruktion von 3,8 kN und die daraus resultierende und vor Versuchsbeginn gemessene Durchbiegung von etwa 3 - 4 mm enthalten. Es fällt auf, dass sich alle drei Versuchsträger nahezu linear-elastisch verhalten und dann spröde versagen. Vor allem Versuchsträger HBV70 und HBV100 weisen ein sehr ähnliches Last-Verformungs-Verhalten auf. Ab einer Durchbiegung von 90 mm beginnen leichte Abweichungen und Versuchsträger HBV70 versagt deutlich früher. Versuchsträger HBV40 zeigt dagegen von Beginn an ein deutlich weniger steifes Bauteilversagen und eine deutlich geringere Traglast. Hier spielt neben

der unterschiedlichen Verdübelung auch die deutliche Überfestigkeit des Betons von HBV70 und HBV100 im Vergleich zu HBV40 eine wesentliche Rolle.

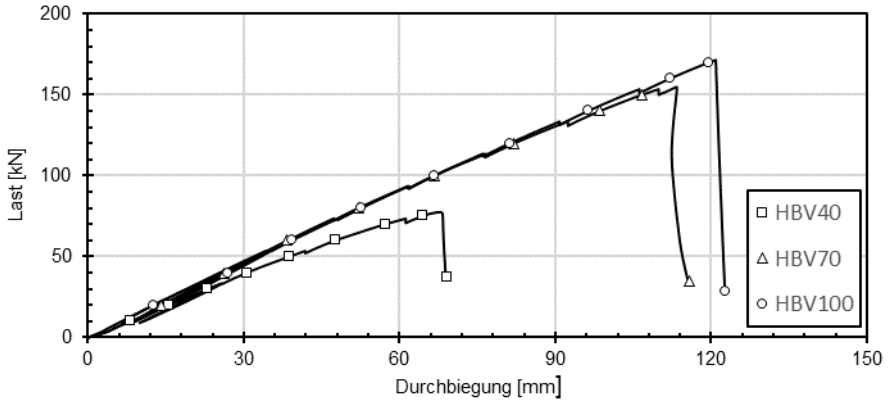


Abbildung 8-27: Last-Verformungs-Verlauf der HBV-Träger



Abbildung 8-28: Versagensbild von Versuchsträger HBV40

In Abbildung 8-28 bis Abbildung 8-30 werden die Versagensbilder der drei Versuchsträger betrachtet.

Abbildung 8-28 zeigt das Versagensbild von Versuchsträger HBV40. Der schlagartige Lastabfall im Versuch entsteht durch ein Versagen der Verbundfuge in Form von Betonausbruchkegeln an allen Schraubengruppen auf Vorder- und Rückseite von Trägerhälfte 1. Während des Versuchs wird das Versagen bereits durch eine sehr starke Zunahme des Schlupfes in den entsprechenden Bereichen angekündigt. Abbildung 8-28 a) zeigt einen deutlich sichtbaren Schlupf an Trägerende 1 und einen horizontalen Riss an der Stirnseite der Betonplatte. Abbildung 8-28 b) gibt einen detaillierteren Blick auf die Betonausbruchskegel an den Schraubengruppen. An dem mittleren Balken in Abbildung 8-28 c) ist zu erkennen, dass die Verbundschrauben nach Freistimmen der Betonplatte nach dem Versuch ungeschädigt sind, das Versagen also durch ein reines Betonausbruchsversagen charakterisiert ist.



Abbildung 8-29: Versagensbild von Versuchsträger HBV70

Das Versagen von Versuchsträger HBV70 ist in Abbildung 8-29 dargestellt. Hier tritt das Versagen der Verbundfuge sehr schlagartig in Trägerhälfte 2 auf. An Abbildung 8-29 a) und b) ist zu erkennen, dass Schlupf und Abhebung nach Versagen deutlich ausgeprägter als im Vergleich zu HBV40 sind. Bis auf kleine Risse, die auf einen

Betonausbruch an Schnitt 2.4 hindeuten könnten, ist die Betonplatte im Bereich der Verbundfuge unversehrt. Nach Entfernen der Betonplatte wird sichtbar, dass analog zum Versagensbild der Push-out-Versuche alle zugbeanspruchten Schrauben im Bereich zwischen Last und Trägerende im Holz bei einer Einbindetiefe von ca. 10 mm am Beginn des Schraubengewindes abgerissen sind. Die druckbeanspruchten Schrauben sind nicht gerissen und noch im Holz verankert, zeigen allerdings deutliche Verformungen (siehe Abbildung 8-29 c).

Wie aufgrund der vollständigen Verdübelung des Versuchsträgers HBV100 zu erwarten, tritt hier kein Versagen der Verbundfuge, sondern ein Biegezugversagen des Holzträgers entsprechend Abbildung 8-30 auf. Während des Versuchs sind bei höherer Belastung bereits deutliche Knistergeräusche wahrzunehmen. Ausgehend von einer Stoßstelle der äußeren Furnierlage unmittelbar im Bereich unterhalb von Last 2 tritt das Versagen des Holzbalkens sehr schlagartig und mit einem lauten, explosionsartigen Knall auf. Abbildung 8-30 b) zeigt die Stoßstelle der Furnierlage, von der das Versagen des Holzbalkens ausgeht, nach Ausbau aus dem Versuchsstand. Nach Entfernen der Betonplatte wird sichtbar, dass die Verbundschrauben entlang der gesamten Trägerlänge unversehrt sind.



Abbildung 8-30: Versagensbild von Versuchsträger HBV100

Am Last-Schlupf-Verlauf der drei Versuchsträger in den Schnitten 1.4 und 2.4 in Abbildung 8-31 ist eine deutliche Zunahme des Schlupfes bei geringerer Verdübelung zu erkennen. Darüber wird die sehr exakte Symmetrie der Versuchsträger an den betragsmäßig annähernd gleichen Ergebnissen in Schnitt 1.4 und 2.4, also im Abstand von $\pm 2,11$ m von der Symmetrieachse, deutlich. Auch wenn sich das Versagen der Verbundträger anhand der Durchbiegung nicht ankündigt, die horizontalen Schlupfverläufe von HBV40 und HBV70 kündigen das Verbundfugenversagen sehr wohl an.

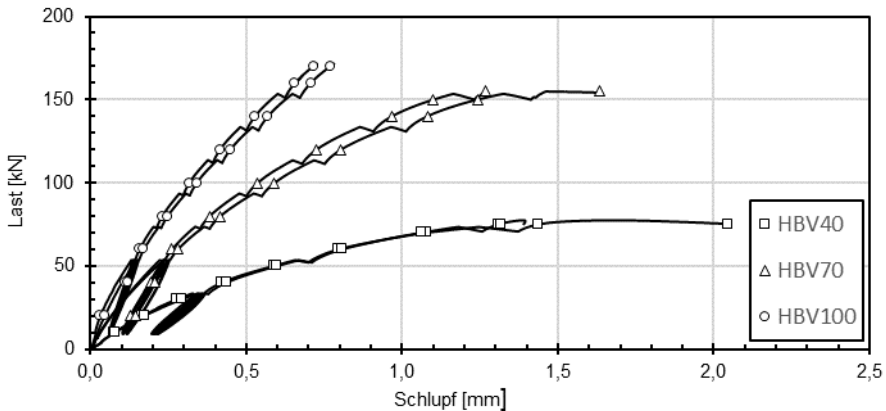


Abbildung 8-31: Last-Schlupf-Verlauf der HBV-Träger in den Schnitten 1.4 und 2.4

In Abbildung 8-32 ist eine Übersicht aller Schlupfmessungen der drei Versuchsträger einschließlich der Messstelle grafisch und kompakt dargestellt. Eine detaillierte Darstellung der Versuchsergebnisse ist in Anhang C zu finden.

Abbildung 8-33 zeigt die Schlupfverläufe der drei Versuchsträger entlang der Trägerlänge. Die Markierungen im Schlupfverlauf repräsentiert dabei die einzelnen Messwerte der Wegaufnehmer. Im oberen Diagramm ist der Verlauf zu einer gemeinsamen Laststufe von 70 kN dargestellt. Auch hier wird die Zunahme des Schlupfes bei abnehmender Verdübelung sehr deutlich. Im unteren Diagramm ist der Schlupf jeweils unmittelbar vor Versagen des Trägers zu sehen. Hier wird deutlich, dass Versuchsträger HBV40 und HBV70 auf der Seite des Verbundfugenversagens aufgrund der andersartigen Versagensmechanismen unterschiedliche Schlupfwerte aufweisen. Darüber hinaus wird anhand des geringen Schlupfes ersichtlich, dass Versuchsträger HBV100 noch deutlich von einem Versagen der Verbundfuge entfernt war.

Alle Versuchsträger zeigen zu allen Laststufen in der Form sehr ähnliche Schlupfverläufe entlang der Trägerlänge mit betragsmäßigen Maxima in der Mitte zwischen Auflager und Einzellast und nicht etwa einen maximalen Schlupf am Trägerende. Außerdem gibt es Abweichungen zwischen den Schlupfmessungen am Auflager und 150 mm entfernt am Trägerende, sodass bei HBV40 und HBV70 der Schlupf am Trägerende noch einmal ansteigt. Aufgrund von beengten Verhältnissen an den Auflagern werden die Messmittel zur Schlupfbestimmung in den Bereichen alle auf der Vorderseite des Trägers befestigt, alle anderen Wegaufnehmer werden auf der Rückseite angebracht.

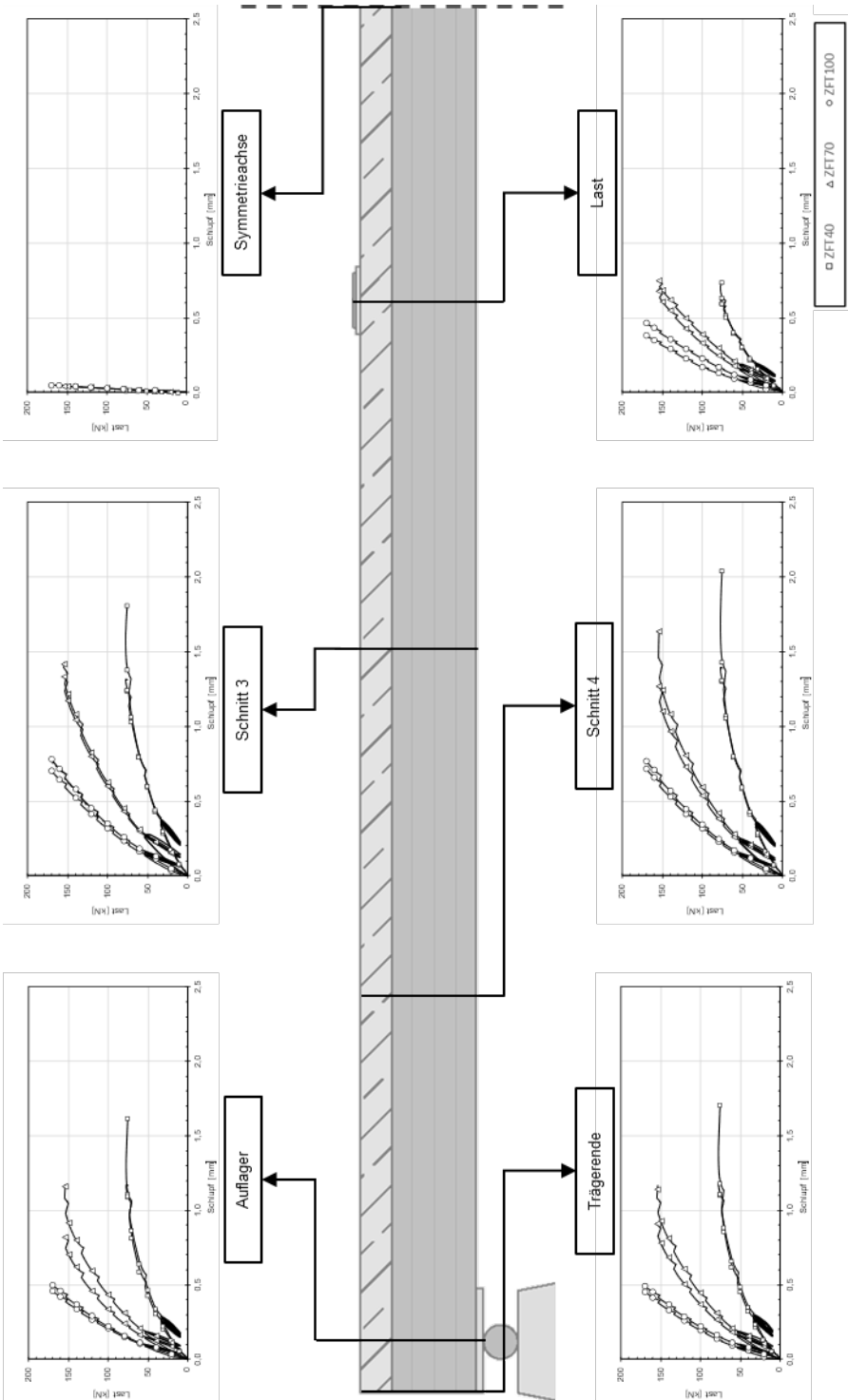


Abbildung 8-32: Versuchsergebnisse der Schlupfmessungen der HBV-Träger

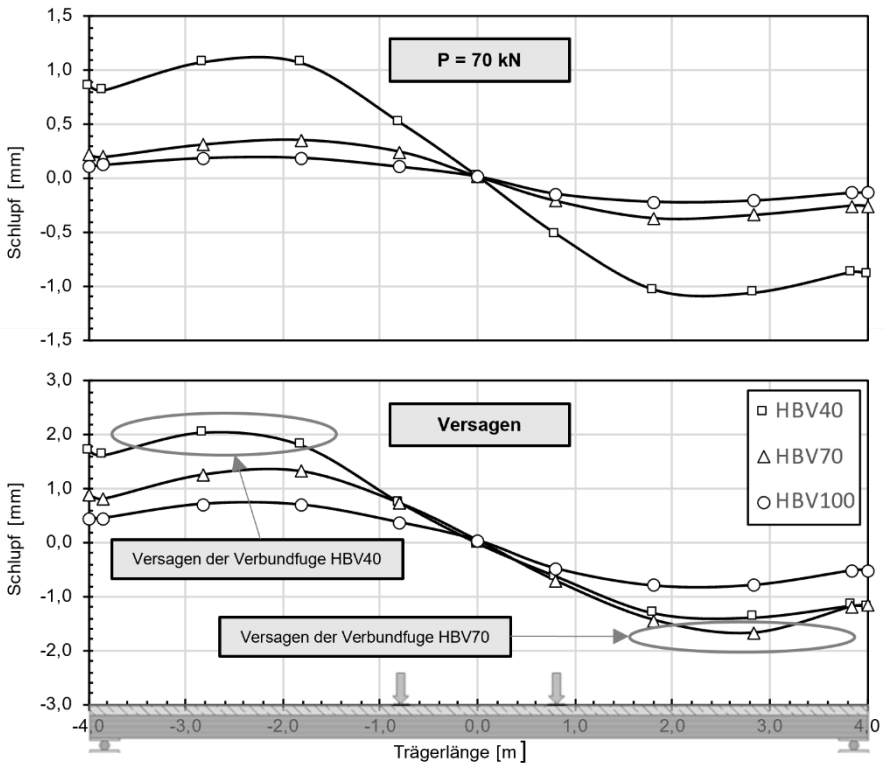


Abbildung 8-33: Schlupf entlang der Trägerlänge der HBV-Träger bei $P=70$ kN und bei Versagen

Da die vier Schrauben einer Schraubenreihe in sich unsymmetrisch angeordnet sind, liegt bei allen Versuchsträgern in der linken Trägerhälfte auf der Vorderseite eine druckbeanspruchte Schraube am Rand, auf der Rückseite entsprechend eine zugbeanspruchte Schraube. Da die zugbeanspruchte Schraube steifer als die druckbeanspruchte Schraube ist, wäre es denkbar, dass der Schlupfverlauf auf der Rückseite des Trägers etwas geringer ausfällt als auf der Vorderseite. Hierdurch könnte die Abweichung der Messwerte am Auflager und am Trägerende zustande kommen. Allerdings zeigt sich auf der rechten Trägerseite ein ähnlicher Effekt, wenn auch nicht ganz so ausgeprägt. Aufgrund der gleich gerichteten Anordnung der Schrauben entlang der Trägerlänge und dem Vorzeichenwechsel im Schlupfverlauf ist die vordere Schraube der rechten Trägerhälfte auf Zug beansprucht. Hier scheinen sich also mehrere Effekte zu überlagern, die zu der systematischen Abweichung des Schlupfes zwischen Auflager und Trägerende gemessen an Vorder- und Rückseite des Trägers, führen.

Abbildung 8-34 zeigt die Verläufe der Abhebung entlang der Trägerlänge zur gemeinsamen Laststufe von $P = 70$ kN und zum Zeitpunkt des Versagens. Positive Zahlenwert entsprechen einem Separieren von Beton und Holz, negative Werte würden in einem idealen System ein Eindringen des Betons in den Holzquerschnitt bedeuten. Es ist zu erkennen, dass bis auf die Abhebung am linken Trägerende die Abhebungen in der linken Trägerhälfte negativ sind oder nahe null und sich somit deutlich von den Werten der rechten Trägerhälfte unterscheiden. In einem idealen System wäre ein symmetrischer Verlauf um die Trägermitte zu erwarten. Vorliegende Verläufe dagegen

zeigen eher einen antimetrischen Verlauf analog zum Schlupf, wobei die Messgrößen der linken Trägerhälfte konsequent kleiner ausfallen und aufgrund des Vorzeichens keine Abhebung darstellen. Durch die einheitliche vertikale Anordnung der Wegaufnehmer kann ein systematischer Fehler bei der Auswertung der Messergebnisse, wie er beispielsweise beim Schlupf vorkommen könnte, ausgeschlossen werden. Aufgrund des flächigen Kontakts zwischen Holz und Beton und den entsprechenden Dehnsteifigkeiten beider Materialien wäre ein Eindringen beider in dieser Größenordnung sehr unwahrscheinlich. Durch die Kombination der zweilagigen PE-Folie in der Verbundfuge und der Betonage des Trägers um 180° im Querschnitt gedreht ist es wahrscheinlich, dass von Beginn an ein kleiner Spalt zwischen Holz und Beton verbleibt. Unterstellt man der Schraubverbindung, dass diese in vertikale Richtung nach unten eine ähnliche Steifigkeit aufweist wie nach oben bei einem Separieren der Verbundpartner, so kann durchaus eine negative Abhebung, also ein Schließen des Spalts auftreten.

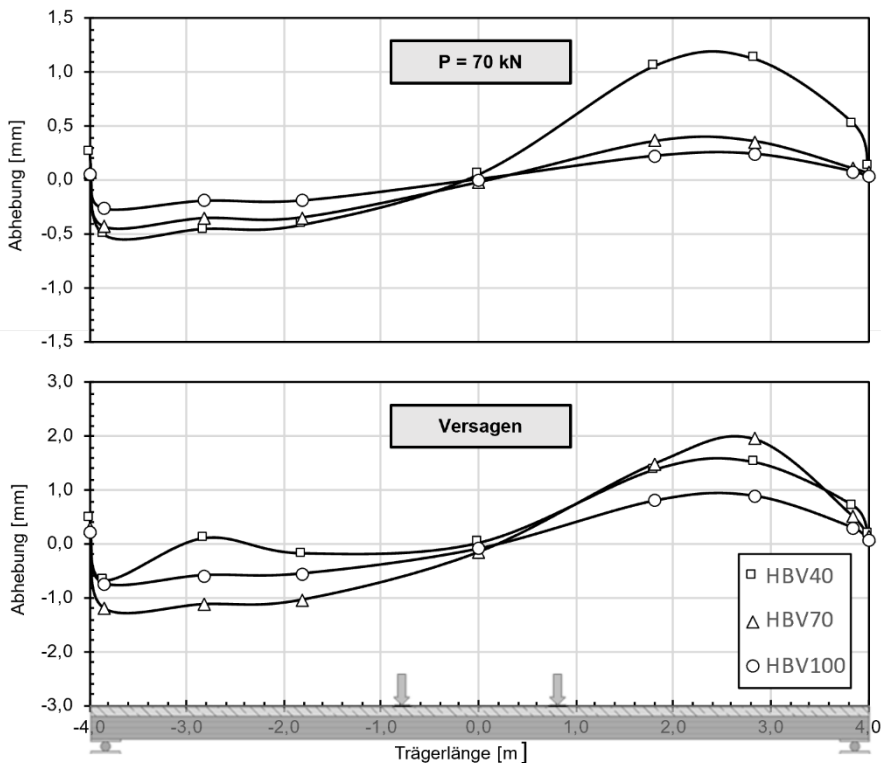


Abbildung 8-34: Abhebung entlang der Trägerlänge bei P = 70kN und bei Versagen

Wie vorher bereits beschrieben, befinden sich an der linken Trägerhälfte die im Fachwerkmodell zugbeanspruchten Schrauben auf der Rückseite des Holzbalkens, also unmittelbar im Bereich der Messung der Abhebung. In der rechten Trägerhälfte befindet sich die druckbeanspruchte Schraube unmittelbar neben den Messstellen der Abhebung. Die im Fachwerkmodell axial beanspruchte Schraube lässt sich in eine horizontale, der Fuge parallele Kraft und eine Kraft senkrecht zur Fuge zerlegen. Die auf Zug beanspruchte Schraube übt somit aus Gleichgewichtsgründen eine Anpresskraft

auf die Verbundfuge aus. Auch wenn laut Herstellerangabe die Tragfähigkeit und die Steifigkeit der Verbundmittelpaare richtungsunabhängig sind, so lassen sich wegen des doppelten Abstands der zweiten Schraube eines Paares zur Messstelle lokale Effekte in der Messung der Abhebung ausmachen.

Es wird deutlich, dass die Seite mit den zugbeanspruchten Schrauben am Rand zur Messstelle systematisch kleinere und negative Abhebungen aufweisen. Die negativen Abhebungen werden durch einen möglichen Spalt zwischen Beton und Holz möglich. Wäre dieser Spalt nicht vorhanden, wäre bei gleicher Anordnung der Schrauben und der Messtechnik in der linken Trägerhälfte keine Abhebung zu erwarten und auf der rechten Trägerseite in ähnlichem Maß wie hier vorhanden. Für zukünftige Versuche empfiehlt es sich, die Anordnung der Schrauben entsprechend dem Vorzeichenwechsel des Schlupfes anzupassen, um Asymmetrie und abweichende lokale Effekte zwischen beiden Trägerhälften auszuschließen.

Darüber hinaus ist auffällig, dass die Abhebungen am Trägerende auf beiden Seiten symmetrisch verlaufen. Hier ist es an der Stirnseite des Trägers möglich gewesen, die Abhebung in der Symmetrieachse des Querschnitts zu messen. Einflüsse aus der Beanspruchung der am Rand liegenden Schraube sind an dieser Messstelle nicht zu erwarten.

Abbildung 8-35 zeigt die Last-Abhebungs-Verläufe der HBV-Versuchsträger gemessen an den Trägerenden. Im Vergleich zu den Ergebnissen der Schlupfmessung verhalten sich die Messergebnisse der Abhebung nur ansatzweise symmetrisch. Auffällig ist, dass bei allen drei Versuchen die Abhebung am Trägerende 1 größer ist als am Trägerende 2, sogar bei HBV70, dessen Verbundfuge in Trägerhälfte 2 versagt ist. Auch wenn alle Wegaufnehmer vor jeder Verwendung geprüft wurden, so ist bei Messwerten dieser Größenordnung grundsätzlich eine systematische Abweichung aufgrund des Messmittels realistisch. Da sich bei dem schlagartigen Versagen der Verbundträger die Wegaufnehmer lösen, ist das Versagen von HBV70 in Trägerhälfte 2 nicht durch Abhebungen zu erkennen. Das Versagen von HBV40 in Form des lokalen Betonausbruchs an den Schrauben in Trägerhälfte 1 ist dagegen an dem horizontalen Verlauf der Abhebung sichtbar.

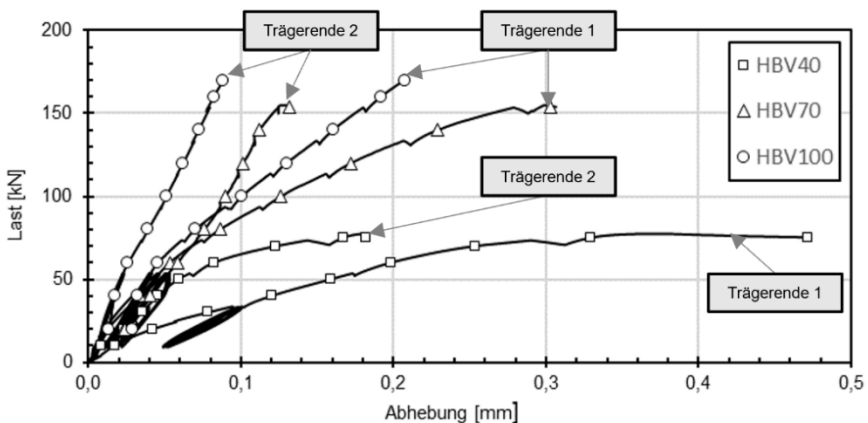


Abbildung 8-35: Last-Abhebungs-Verlauf an den Trägerenden

In Abbildung 8-36 ist die Zylinderlast über die Dehnung der drei Träger jeweils auf der Ober- und der Unterseite dargestellt. Zum Ausgleich der lokalen Dehnungssprünge in der Sensorfasermessung wird die Dehnung im Bereich konstanter Momente zwischen den beiden Einzellasten gemittelt. Während die Holzdehnungen der Unterseite aller drei Träger ein nahezu linear-elastisches Verhalten aufweisen, ist bei den Dehnungen der Oberseite mit abnehmender Verdübelung ein Anstieg an nichtlinearem Verhalten zu erkennen. Die Verläufe sind so gekrümmt, dass bei steigender Last die Dehnung weniger zunimmt und sich bei HBV40 sogar das Vorzeichen ändert. Eine mögliche Ursache könnte in der Überlagerung der Tragwirkung im Holzbalken aus Eigenbiegemoment und Normalkraft liegen. Mit abnehmendem Verdübelungsgrad steigt der Anteil, welcher über Biegemoment im Holz abgetragen wird. Während die Normalkraft über die Querschnittshöhe konstante Dehnungen erzeugt, wird der Holzquerschnitt durch das Eigenbiegemoment an der Unterseite zusätzlich gezogen, auf der Oberseite wird der Querschnitt gestaucht. Anhand des Rückgangs der Dehnungen auf der Oberseite mit abnehmender Verdübelung lässt sich somit die unterschiedliche Tragwirkung mit deutlich geringerer Verbundnormalkraft im Holzbalken erkennen.

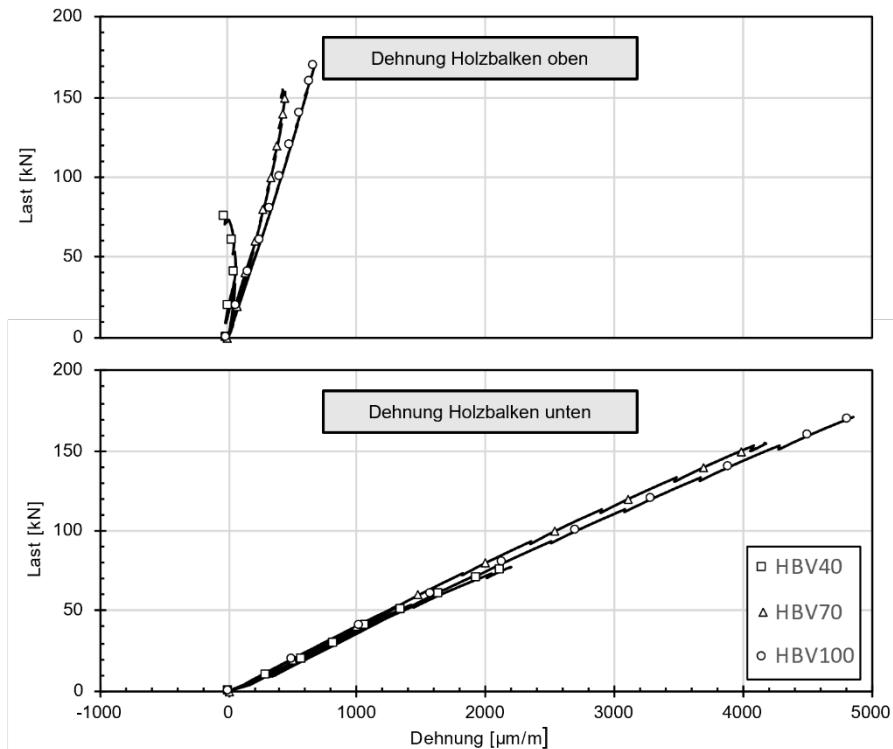


Abbildung 8-36: Last-Dehnungs-Verlauf auf der Ober- und Unterseite der Holzträger

In Abbildung 8-37 sind die Messwerte der Dehnungen des Holzbalkens an der Ober- und Unterseite bei einer Laststufe von 70 kN und unmittelbar vor Versagen des jeweiligen Trägers dargestellt. Eine detaillierte Auswertung der Dehnungen zur Untersuchung der unterschiedlichen Beanspruchung der Holzträger erfolgt in Kapitel 9. Dennoch kann anhand der Dehnungen bei gleicher Laststufe bereits festgestellt werden, dass die Beanspruchung im Holzbalken und somit die Verbundwirkung von HBV70 und

HBV100 sehr ähnlich ist und HBV40 dagegen deutlich größere Dehnungen vor allem auf der Oberseite erfährt. An den Dehnungen der Unterseite bei HBV100 zum Zeitpunkt des Versagens ist unterhalb von Last 2, also da wo das Versagen eingeleitet wurde, ein deutliches Plateau mit Dehnungsspitzen zu erkennen. Beim Betrachten der Dehnungen von HBV70 zum Zeitpunkt des Versagens wird deutlich, dass der Holzbalken hier auch im Bereich der Tragfähigkeit ist und ein Biegeversagen des Holzes durchaus im Bereich des Möglichen gewesen wäre.

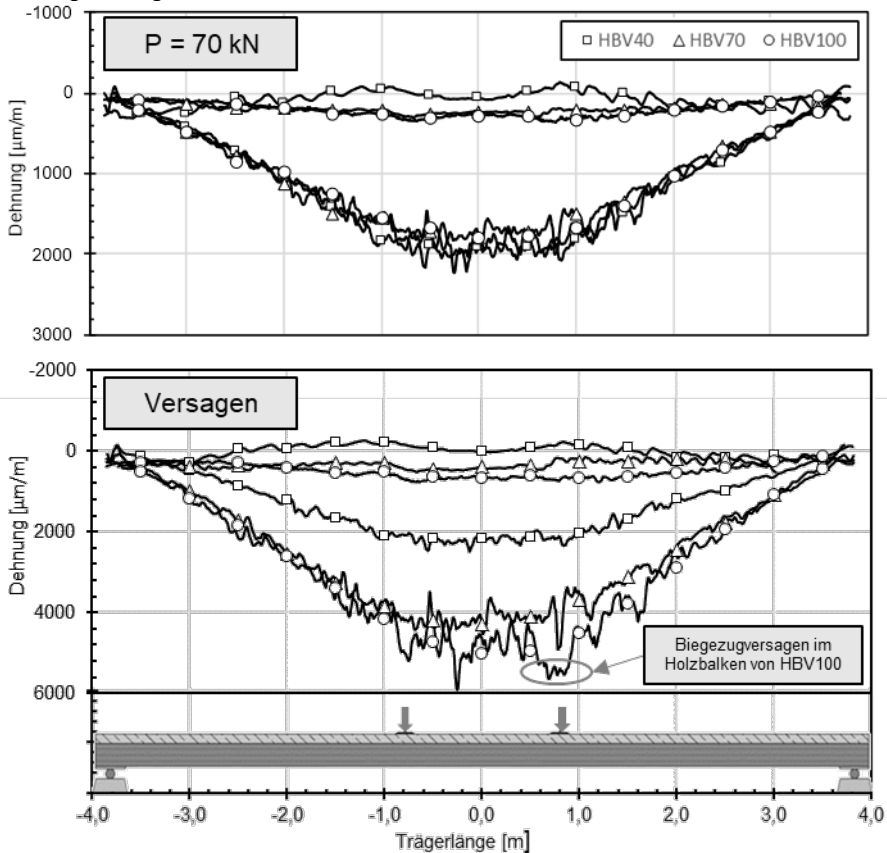


Abbildung 8-37: Dehnungen im Holzbalken bei $P=70$ kN und beim Versagen

In Abbildung 8-38 sind die oberen Dehnungen der Holzbalken je Versuchsträger noch einmal deutlich vergrößert und mit Darstellung der Schraubenposition dargestellt. Beim genauen Betrachten lassen sich bei Träger HBV40 und HBV70 die einzelnen Sprünge im Dehnungsverlauf einer Schraubenreihe zuordnen. Bei Träger HBV100 ist dies aufgrund der geringen Abstände und der Überlagerung der Schraubeneinflüsse nicht mehr ohne weiteres möglich. Zu erkennen ist, dass die Kraft bei gleicher Laststufe in einer Schraubenreihe mit abnehmendem Verdübelungsgrad zunimmt, somit bei HBV40 auch die größten Ausschläge im Dehnungsverlauf zu erkennen sind.

Die Schraubenreihen werden über die gesamte Trägerlänge gleichgerichtet angeordnet. Da der Schlupf und somit die Schubkräfte in der Symmetrieachse das Vorzeichen wechseln, ist auf der Vorderseite in der Trägerhälfte 1 eine druckbeanspruchte

Schraube am Rand des Holzbalkens, in der Trägerhälfte 2 folglich eine zugbeanspruchte Schraube. Bei den Überlegungen zum Schlupf wurde bereits auf die höhere Steifigkeit der zugbeanspruchten Schraube im Vergleich zur druckbeanspruchten eingegangen. Der gleiche Effekt lässt sich auch anhand der Sprünge in den Dehnungen, vor allem bei HBV40 aber auch bei HBV70, erkennen. Die Sprünge in Trägerhälfte 2 (positive x-Koordinaten) sind etwas größer ausgeprägt, da hier die steifere, zugbeanspruchte Schraube am Rand der Sensorfaser liegt, im Vergleich zu Trägerhälfte 1, wo die etwas weichere, druckbeanspruchte Schraube am Rand der Sensorfaser liegt. Eine auf der Trägerrückseite auf gleicher Höhe angebrachte Sensorfaser müsste folglich einen an der Symmetrieachse gespiegelten Dehnungsverlauf aufweisen.

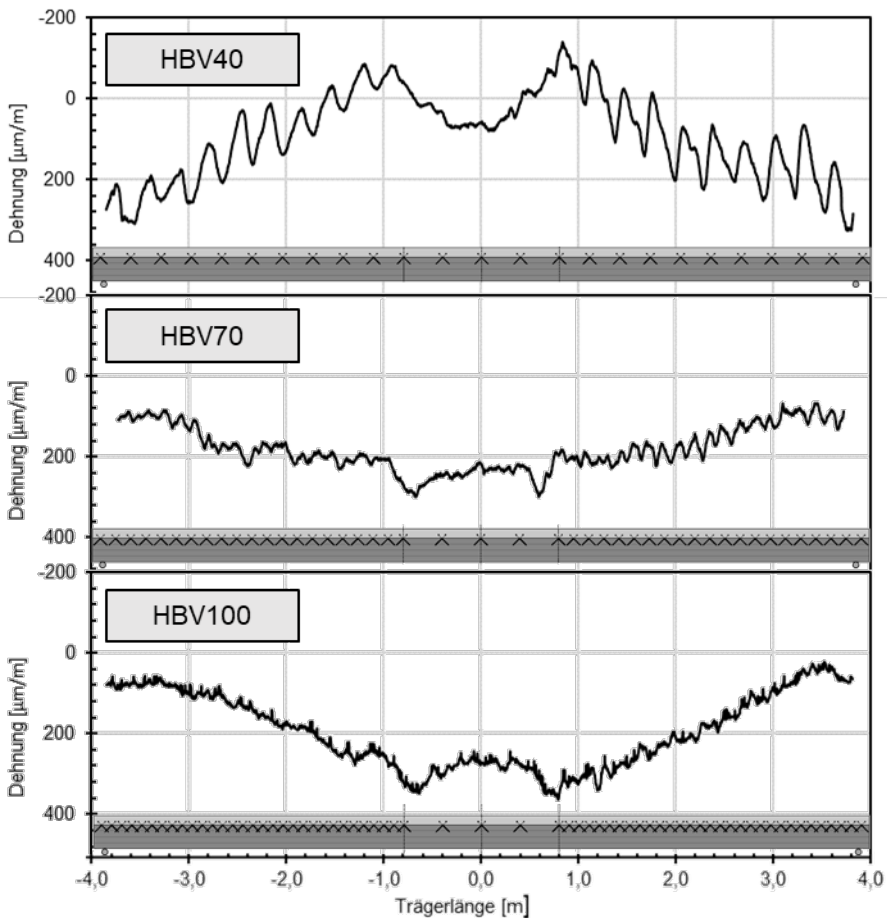


Abbildung 8-38: Dehnung an der Oberseite der Holzbalken bei P=70 kN

Anhand der Ergebnisse der Dehnungsmessungen der Längsbewehrung mittels DMS in Abbildung 8-39 fällt auf, dass die obere Lage zu erwarten komplett überdrückt wird und die untere entsprechend im Zugbereich liegt, mit sehr geringen Dehnungen allerdings weit entfernt davon ist, vollständig aktiviert zu werden.

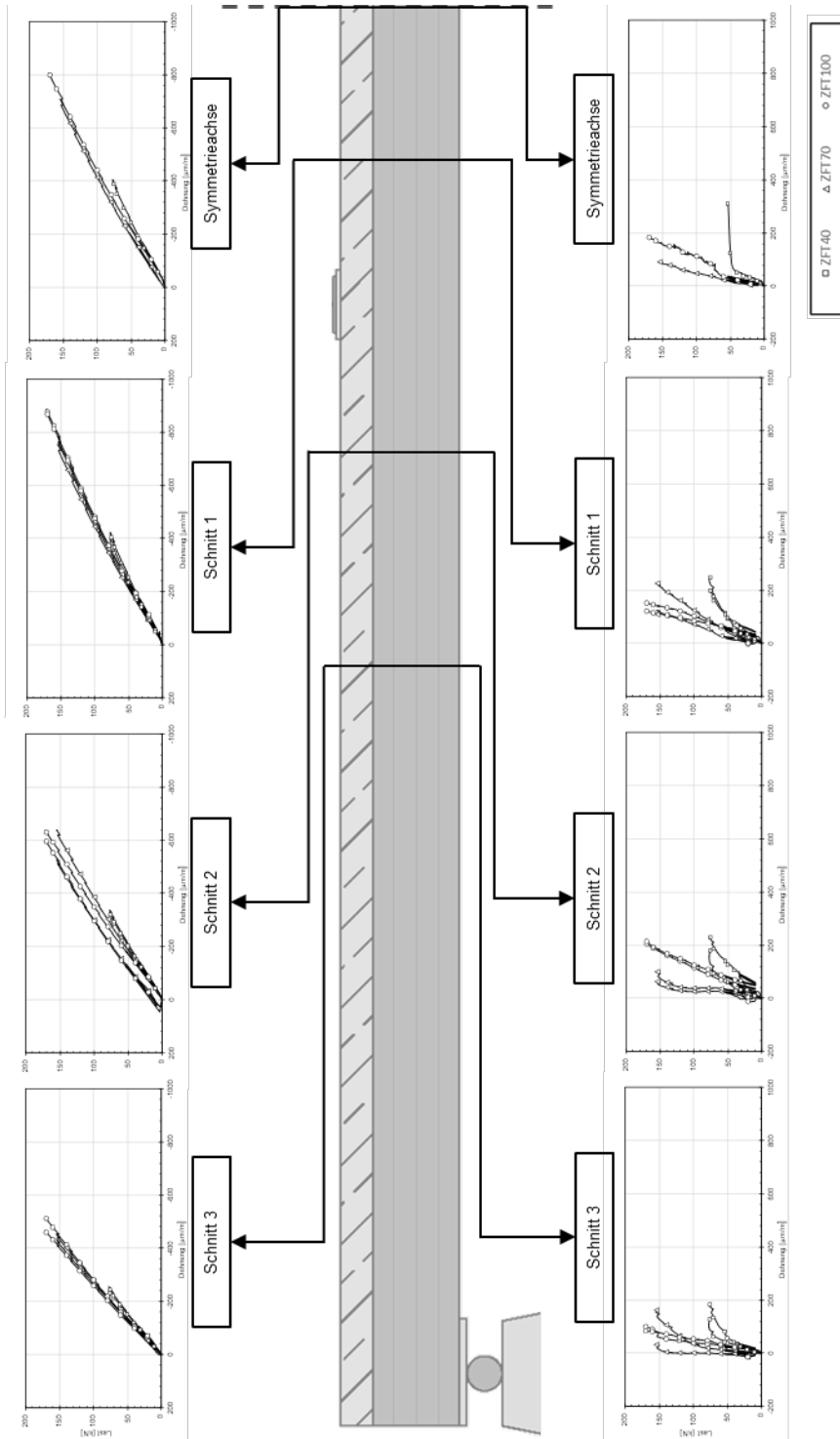


Abbildung 8-39: Versuchsergebnisse der Dehnung der Längsbewehrung der HBV-Träger

9 Auswertung der experimentellen Untersuchungen

9.1 Stahl-Beton-Verbundträger

9.1.1 Allgemeines

Nachfolgend werden die im vorherigen Kapitel beschriebenen Ergebnisse der Stahl-Beton-Verbundträgerversuche ausführlich betrachtet und ausgewertet. Neben den Versuchsergebnissen spielen die in Kapitel 6 beschriebenen kalibrierten numerischen Simulationen eine wichtige Rolle. Diese ermöglichen einerseits einen Blick in den Versuchskörper und andererseits kann bei den Simulationen anders als in den Versuchen die Traglast erreicht werden. Zunächst werden die Simulationen kurz dargestellt, dann wird die für die weitere Auswertung benötigte mittragende Breite des Betongurts bestimmt und anschließend wird die Berechnung der Schnittgrößen anhand der im Versuch gemessenen Dehnungen beschrieben. Im darauf folgenden Abschnitt erfolgt eine detaillierte Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens der Verbundfuge in den Trägerversuchen. Im nächsten Schritt wird die Tragfähigkeit des Gesamtsystems Verbundträger näher betrachtet.

In Abbildung 9-1 sind die Last-Durchbiegungs-Verläufe der drei Zweifeldträger aus den numerischen Simulationen den realen Versuchsergebnissen gegenübergestellt. Zusätzlich sind je Träger fünf Laststufen markiert, welche bei der weiteren Auswertung detailliert betrachtet werden. Grundsätzlich ist zu erkennen, dass das Last-Verformungsverhalten der Simulationen im unteren, also im elastischen Bereich sehr exakt mit den Versuchsergebnissen übereinstimmt. Leichte Abweichungen treten bei ZFT40 und ZFT70 im Übergang vom elastischen zum plastischen Verhalten auf. Hier sind die simulierten Träger etwas steifer als die realen. Im Bereich der Traglast treten Sprünge in den Simulationsergebnissen auf, welche auf numerische Instabilitäten aufgrund der Rissbildung des Betons hinweisen.

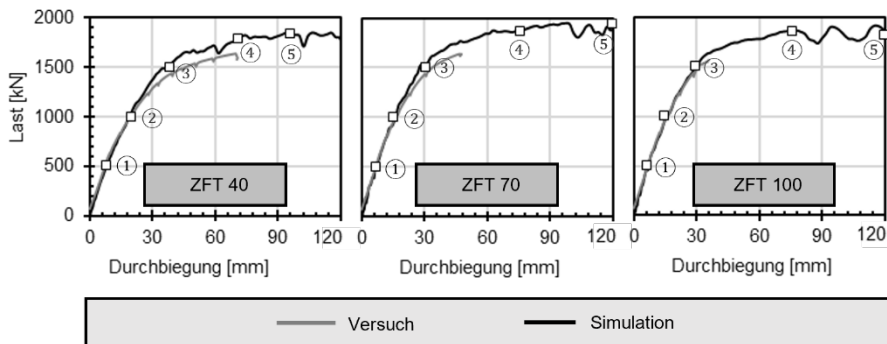


Abbildung 9-1: Vergleich der Last-Durchbiegungs-Verläufe der Zweifeldträger aus numerischer Simulation und realen Versuchen

Durch Anpassung der Materialparameter hätten die Abweichungen und Sprünge reduziert werden können. Allerdings sollte bei allen im Rahmen der Arbeit modellierten Trägern bis auf die tatsächlich geprüften Festigkeiten alle sonstigen bei der Modellierung erforderlichen Material- und Modellierungsparameter entsprechend Kapitel 6 konstant gehalten werden. Außerdem ist eine detailliertere Auflösung der Modelle sowie eine

weitere Feinkalibrierung wegen der Modellgröße und dem damit eingehenden Rechenaufwand von 12 bis 14 Tagen pro Simulation auf dem Hochleistungsrechner der TU Kaiserslautern nicht möglich. Im weiteren Verlauf wird deutlich, dass dennoch die Simulationen hohe Übereinstimmungen mit den realen Versuchsergebnissen aufweisen.

Zur manuellen Berechnung des Verdübelungsgrades sowie der Tragfähigkeit des Querschnitts wird die Lastausbreitung in die Betonplatte über mitwirkende Breiten erfasst. Diese werden nachfolgend in den beiden maßgebenden Schnitten nach DIN EN 1994-1-1 berechnet. Während im Feldbereich annähernd der ganze Querschnitt aktiviert werden kann, erfolgt vor allem im Stützbereich eine deutliche Reduktion auf 57 % der geometrischen Breite.

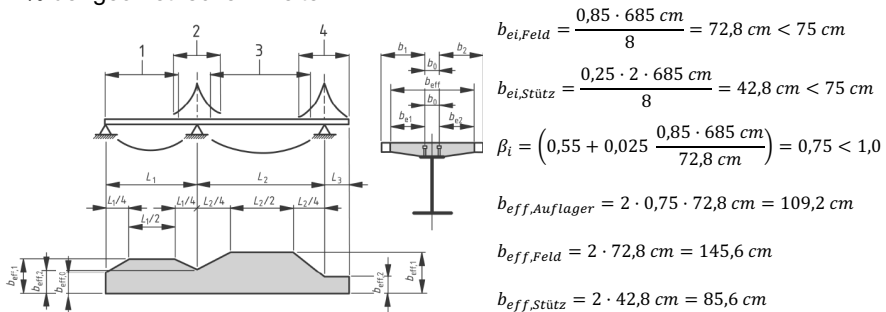


Abbildung 9-2: Bestimmung der mitwirkenden Breite nach DIN EN 1994-1-1

Bei der numerischen Simulation der Verbundträger in Abaqus erfolgt die Modellierung am dreidimensionalen Modell mit Volumenelementen. Eine Lastausbreitung in der Betonplatte senkrecht zur Trägerlänge wird im Modell also berücksichtigt. Während anhand der Normalspannungen des Betons auf der Oberseite in Feldmitte aus numerischen Simulationen bestätigt werden kann, dass die gesamte Breite nahezu konstant mitträgt, kann im Stützbereich weder an den Normalspannungen des Betons noch an der Bewehrung eine solche Reduktion der mitwirkenden Breite bestätigt werden. Bei den Kräften der einzelnen Bewehrungsstäbe treten zwar minimale Unterschiede auf, ein systematischer Einfluss, dass die Kräfte zum Rand hin abnehmen, ist nicht zu erkennen. Zu erwähnen sei an dieser Stelle, dass es sich im Bereich des Mittelauflegers aufgrund der lokalen Lasteinleitung um einen Diskontinuitätsbereich handelt, bei dem sich mehrere Trageffekte überlagern. Daher ist es denkbar, dass in der Simulation keine Effekte aus der mitwirkenden Breite zu erkennen sind.

Da für die Auswertung der Versuchsträger sowohl die Berechnung der äußeren Schnittgrößen des Systems, aber auch die Teilschnittgrößen der Verbundpartner eine wesentliche Rolle spielen, wird nachfolgend auf deren Ermittlung eingegangen. Aufgrund der statischen Unbestimmtheit der Versuchsträger und der Schnittgrößenumlagerung vom Stütz- in den Feldbereich können die äußeren Schnittgrößen nicht rein anhand von Gleichgewichtsbedingungen bestimmt werden. Aus diesem Grund wurde in den Versuchen die Auflagerkraft am Mittelauger mittels Kraftmessdosen gemessen. Unter Annahme der Gleichheit der beiden Randaufleger und einer gleichmäßigen Verteilung der Zylinderlast in die vier Einzellasten kann der äußere Momentenverlauf berechnet werden.

Anhand der mit zwei Sensorfasern ermittelten Dehnungen der Stahlprofile an oberer und unterer Ausrundung kann die Normalkraft- und Momentenbeanspruchung im Stahlquerschnitt berechnet werden. Hierfür wird zunächst die Dehnungsebene ermittelt und die Randdehnungen der Profile extrapoliert. Der Querschnitt des IPE-Profiles wird in 20 Lamellen geteilt. Für jeden Schwerpunkt kann anhand der experimentell ermittelten Dehnungsebene des Stahlprofils die Dehnung bestimmt und unter Annahme eines idealplastischen Materialverhaltens eine Spannung ermittelt werden. Durch Integration der Spannung σ_i einer Lamelle über die Fläche A_i ergibt sich die Kraft N_i einer Lamelle. Durch Berechnung des horizontalen Gleichgewichts kann die Normalkraft des Stahlprofils und durch Bildung des Momentengleichgewichts kann das Moment im Stahlprofil bestimmt werden.

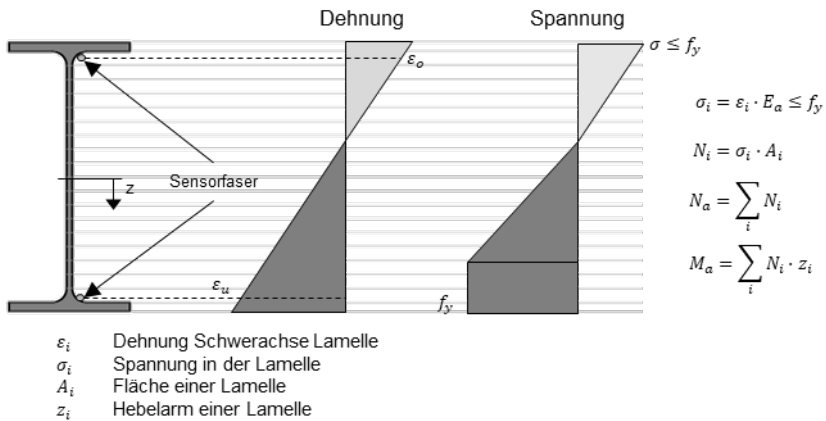


Abbildung 9-3: Ermittlung der Schnittgrößen im Stahlträger auf Basis der Dehnungsmessungen

Aus der Normalkraft des Stahlprofils kann durch das Momentengleichgewicht am Verbundträger mit dem Hebelarm als Abstand des Schwerachsen von Stahlprofils zur Betonplatte das Verbundmoment, also der Anteil an Momententragfähigkeit durch die Verbundwirkung, bestimmt werden. Aus der Differenz des äußeren Moments, des Moments im Stahlträger und des Verbundmoments lässt sich das Moment der Betonplatte bestimmen.

Als Plausibilitätskontrolle kann das Moment im Beton auf Grundlage der lokalen Dehnungsmessungen des Betons und der Bewehrung abgeschätzt werden. Anhand der Messdaten lässt sich unter Annahme eines Ebenbleibens des Teilquerschnitts eine Dehnungsebene bestimmen. Die Betonplatte wird in zehn Lamellen aufgeteilt und für jeden Lamellenschwerpunkt wird die Dehnung bestimmt. Unter der Annahme des parabelförmigen Spannungs-Dehnungs-Diagramms nach DIN EN 1992-1-1 (3.1.5) unter Druck und einer Vernachlässigung des Betons unter Zug lässt sich für jede Lamelle eine Spannung und durch Integration über die Fläche eine Lamellenkraft bestimmen. Wird zusätzlich die Kraft in der Bewehrung berücksichtigt, so lässt sich auch hier die Normalkraft und das Moment im Querschnitt bestimmen.

9.1.2 Trag- und Verformungsverhalten der Verbundfuge

Das maximale Moment der Versuchsträger tritt unter der äußeren Einzellast ($x \pm 4,23$ m) auf, das minimale Moment im Stützbereich ($x = 0,00$ m). Hieraus ergeben sich die maßgebenden Schnitte für die Bemessung und für die Berechnung der vorhandenen Verdübelungsgrade. Anhand des Verlaufs des äußeren Momentes je Versuchsträger und anhand der Schlupfverläufe ist zu erkennen, dass die Schubkraft der Verbundfuge im unmittelbaren Bereich der äußeren Einzellast und am Mittelaufleger jeweils das Vorzeichen wechselt, dort also jeweils der Schlupf zu null wird und dort betragsmäßig ein Maximalwert der Normalkraft im Verbundträger auftritt.

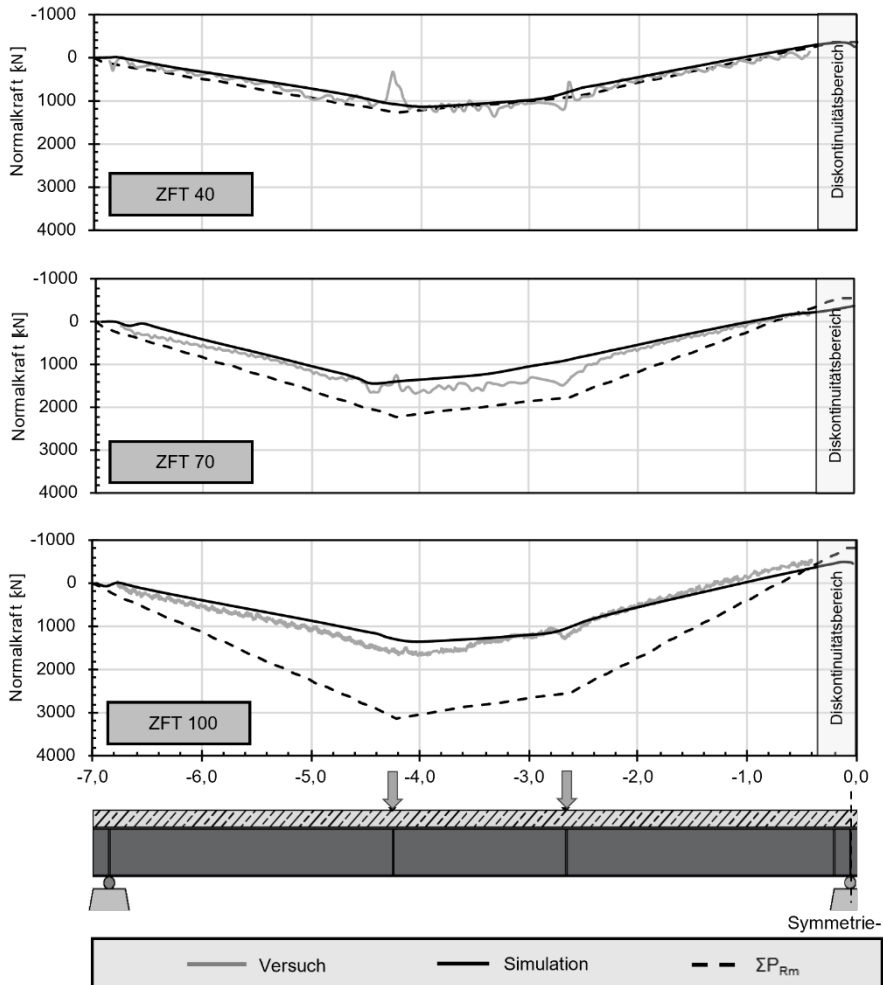


Abbildung 9-4: Vergleich der Normalkraft der ZFT-Träger bei Versuchsende mit plastischer Normalkrafttragfähigkeit der Verbundfuge

Die mittlere Tragfähigkeit eines Kopfbolzendübeln kann anhand der in [Kostadinova 2019] durchgeführten Push-out-Versuche mit identischen Kopfbolzendübeln und gleichem Beton zu $P_{Rm} = 115,5$ kN bestimmt werden. Der Schlupf unterhalb der äußeren Einzellast ist zunächst bei allen drei Trägern annähernd null, bei höherer Belastung der

Verbundfuge schiebt sich die Betonplatte an dieser Stelle Richtung Auflager. Der Kopfbolzen unter der Einzellast wird somit beim Bereich zwischen Randauflager und Einzellast berücksichtigt. Der Kopfbolzen am Mittelaflager wird wegen der Symmetrie des Trägers und des nicht existenten Schlupfes vernachlässigt. Die bei vorhandener Verdübelung maximal über die Verbundfuge übertragbare Kraft ergibt sich durch Aufsummieren der einzelnen Dübeltragfähigkeiten ΣP_{Rm} . Der daraus resultierende Verlauf der plastischen Verbundfugennormalkrafttragfähigkeit über die Trägerlänge ist in Abbildung 9-4 gestrichelt dargestellt.

Die schwarze durchgezogene Linie in Abbildung 9-4 entspricht dem Normalkraftverlauf aus numerischer Simulation auf Traglastniveau. Die graue Linie entspricht dem Normalkraftverlauf aus dem Versuch bei maximaler Last bei Versuchsende, also nicht zur gleichen Laststufe wie der Verlauf der numerischen Simulation. Es wird deutlich, dass die maximale Normalkraft im Versuchsträger bei ZFT70 und vor allem bei ZFT100 erheblich von der theoretisch anhand der Dübeltragfähigkeit aus dem Push-out-Versuch ermittelten Normalkraft abweicht, sich die Normalkraft im Träger demnach nicht komplett aufbauen kann.

Im Fall der vorliegenden Verbundträger ergibt sich bei vollständiger Verdübelung die maßgebende Normalkraft im Verbundträger im Feldquerschnitt als die plastische Normalkraft des Stahlprofils, welche sich anhand der jeweiligen Fließgrenze des Stahls und der Querschnittsfläche ergibt. Die maßgebende Normalkraft im Stützbereich ergibt sich aufgrund der plastischen Nulllinie im Stahlquerschnitt aus der Bewehrungsfläche der oberen und unteren Lage innerhalb der mitwirkenden Breite und der Fließgrenze des Bewehrungsstahls unter Vernachlässigung des Betons unter Zugspannungen.

Der Verdübelungsgrad ergibt sich durch Division der durch die Verbundfuge übertragbaren betragsmäßigen Normalkraft ΣP_{Rm} im jeweiligen Schnitt und der zuvor beschriebenen maßgebenden Normalkraft bei vollständigem Verbund. Nachfolgend in Tabelle 9-1 sind die Verdübelungsgrade je Träger und Schnitt gegenübergestellt.

Trägerbereich	Eigenschaft	ZFT40	ZFT70	ZFT100
x = ±4,23 m Äußere Einzellast	ΣP_{Rm} [kN]	1270,5	2194,5	3115,5
	$N_{pl,a}$ [kN]	3616,6	3582,8	3701,1
	η [%]	35,1	61,3	84,1
	η_{Norm} [%]	41,7	72,9	100,0
x = 0,00 m Mittelaflager	ΣP_{Rm} [kN]	-346,5	-577,5	-808,5
	N_s [kN]	861,7	861,7	861,7
	η [%]	40,2	67,1	93,8
	η_{Norm} [%]	42,9	71,5	100,0

Tabelle 9-1: Bestimmung der vorhandenen Verdübelungsgrade der ZFT-Versuche anhand der Kopfbolzentragfähigkeit der Push-out-Versuche von [Kostadinova 2019]

Die tatsächlich vorhandene Verdübelung fällt aufgrund der Überfestigkeit des Baustahls erwartungsgemäß niedriger als anhand der Vorbemessung geplant aus. Da im Stützbereich der Bewehrungsstahl bei der Berechnung der Verdübelungsgrade angesetzt wird und bei diesem die geprüften Festigkeiten deutlich näher an den bei der Vorbemessung angenommenen Werten liegen, stimmen die Verdübelungsgrade im Stützbereich deutlich besser mit den angestrebten Werten überein. Zusätzlich wird die so bestimmte Verdübelung normiert, sodass am höchsten verdübelten Träger ZFT100 ein normierter Verdübelungsgrad von 100% vorliegt. Hierbei lässt sich erkennen, dass die normierten sehr gut mit den angestrebten Werten übereinstimmen und folglich die Unterschiede in der Verdübelung der drei Träger trotz Überfestigkeiten im Stahl in der angestrebten Größe liegen.

Bei der Berechnung der Verdübelungsgrade wird, wie üblich, die Tragfähigkeit der Kopfbolzendübel anhand von Push-out-Versuchen bestimmt. Zur Nachrechnung der Versuche wird der Mittelwert aus den Versuchen von [Kostadinova 2019] herangezogen. Da in den Versuchen die Traglast nicht erreicht werden konnte, kann der Verdübelungsgrad nicht anhand der im Versuch aufgetretenen Normalkräfte bestimmt werden. Daher wird nachfolgend ergänzend zu den Berechnungen der Verdübelungsgrade nach Norm das Tragverhalten eines Kopfbolzens in den numerischen Simulationen näher betrachtet.

Abbildung 9-5 zeigt am Beispiel des höchstbelasteten Kopfbolzendübels von ZFT40 im Bereich von $x = \pm 1,31$ m als Ergebnis der numerischen Simulation die lokal übertragenen Schnittgrößen. Links ist der Verlauf der Schubkraft und in der Mitte der Verlauf der Zugkraft jeweils über die Höhe des Verbundmittels dargestellt. Wie zu erwarten wird der Großteil der Schubkraft über die Schweißnaht am Dübelfuß übertragen, nach oben hin klingt die Schubkraft sehr schnell ab. Die Zugkraft im Dübelschaft ist aufgrund der sich abstützenden Betondruckstrebe auf der Schweißwulst im unteren Bereich zunächst null. Mit steigender Beanspruchung entsteht am Dübelfuß eine resultierende Zugkraft von hier maximal 20 kN. Das Maximum der Zugkraft tritt auf einer Höhe von ca. 30 mm auf. Bis zum Dübelkopf wird die Zugkraft wegen der Reibung wieder leicht abgebaut. Rechts oben ist der Verlauf der maximalen Schubkraft an der Unterseite der Schweißwulst über den Schlupf dargestellt. Rechts unten ist die maximale Zugkraft im Bolzenschaft auf einer Höhe von 30 mm über die Abhebung dargestellt. Die markanten Laststufen werden wieder mit Quadraten und entsprechender Nummerierung markiert.

Beim Vergleich von Schlupf und Abhebung wird deutlich, dass die Abhebung erst mit größer werdendem Schlupf auftritt, also nach Aktivierung der Biegung im Bolzenschaft und Plastizieren des Stahls.

Da bei der Auswertung der vom Dübel übertragenden Schubkraft in Abbildung 9-5 auffällt, dass diese mit etwa 90 kN deutlich von der aus dem Push-out-Versuch von 115 kN abweicht, wird in Abbildung 9-6 das Schubkraft-Schlupf-Verhalten des Kopfbolzendübels aus numerischer Simulation im Detail betrachtet. Hierzu wird zusätzlich zum Schnitt am Dübelfuß die Schubkraft aus der Normalkraftdifferenz im Stahlprofil im Bereich des Kopfbolzens bestimmt. Hierdurch können mögliche Reibanteile zwischen Beton und Stahl, welche im Tragmodell nach Lungershausen (Abbildung 2-4) mit zunehmenden Verformungen einen wesentlichen Anteil haben, berücksichtigt werden. Darüber hinaus wird anhand der im Versuchsträger auftretenden

Normalkraft analog zu den Simulationen die Normalkraftdifferenz bestimmt und über den im Versuch gemessenen Schlupf im Diagramm aufgetragen. Zusätzlich wird die Schubkraft-Schlupf-Beziehung als mittlere Dübelkennlinie aus den Push-out-Versuchen aus [Kostadinova 2019] dargestellt.

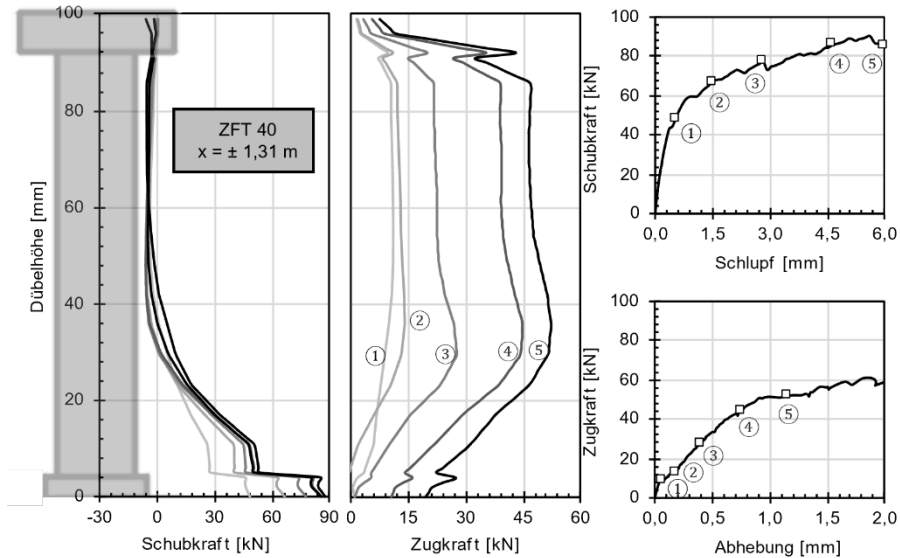


Abbildung 9-5: Schub- und Zugkraft über die Bolzenhöhe sowie Schubkraft-Schlupf-Verlauf und Zugkraft-Abhebeverlauf am Beispiel von ZFT40 bei $x = \pm 1,31$ m aus numerischer Simulation

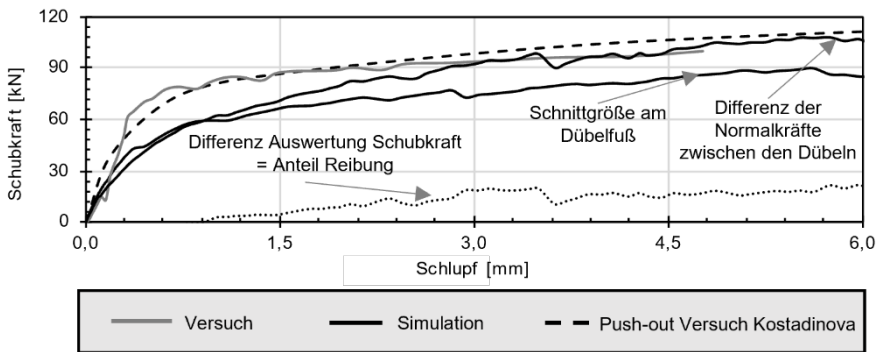


Abbildung 9-6: Schubkraft-Schlupf-Verlauf am Beispiel von ZFT40 bei $x = \pm 1,31$ aus Versuch und numerischer Simulation

Es ist zu erkennen, dass die Schubkräfte der beiden Auswertungen der numerischen Simulation zunächst sehr ähnlich verlaufen, mit größeren Verformungen allerdings deutlich voneinander abweichen. Entsprechend dem Tragmodell von Lungershausen hat die Reibung einen nicht unerheblichen Anteil von ca. 25 kN bei zunehmendem Schlupf. Mit der gepunkteten Linie ist die Differenz der beiden Kurven, also der Anteil aus Reibung separat dargestellt. Es wird deutlich, dass zum realistischen Bestimmen der Schubkraft-Schlupf-Beziehung mittels numerischer Simulation die Normalkraftdifferenz aufgrund der Berücksichtigung der Reibung herangezogen werden sollte.

Analog zu den Kontaktspannungen der Oberseite des Stahlprofils in Abbildung 7-6 kann auch hier festgestellt werden, dass die Kontaktstellen, über die die Reibkräfte zwischen den beiden Verbundpartnern übertragen werden, nur sehr lokal vor dem Kopfbolzen liegen.

Beim Vergleich der Schubkraft auf Traglastniveau der numerischen Simulation und der Push-out-Versuche lässt sich eine sehr gute Übereinstimmung erkennen. Anhand der Schubkraft im Trägerversuch ist zu sehen, dass diese wegen des vorzeitigen Beendens des Versuchs geringer ausfällt. Am Verlauf lässt sich erahnen, dass diese aber auch in ähnlicher Größenordnung liegen würde. Am gesamten Verlauf fällt auf, dass im vorderen Bereich im realen Versuch unrealistische Sprünge auftreten, welche aus Sprüngen der Dehnungsmessung resultieren, welche zwangsläufig in der weiteren Berechnung der Schnittgrößen auftreten. Daher lässt sich die Steifigkeit der Verbundfuge des realen Versuchsträgers nur schwer mit dem Push-out-Versuch vergleichen, eine gute Übereinstimmung deutet sich aber an. Beim Vergleich der numerischen Simulation und Push-out-Versuch zeigt sich, dass die Simulationen deutlich weniger steif sind und die Kraft erst mit zunehmenden Verformungen ansteigt. Gründe hierfür könnten in der generell in Frage zu stellenden Übertragung von Push-out-Versuch und Trägerversuch liegen. Konkret könnte durch die Abspannung im Push-out-Versuch mehr Reibung über die gesamte Verbundfuge erzeugt werden und somit ein steiferes Verhalten erzwungen werden. Generell kann die Reibung in numerischen Simulationen über den konstanten Reibkoeffizienten ohne Berücksichtigung von Haftreibung nur näherungsweise abgebildet werden.

Da zu erkennen ist, dass das Tragverhalten der Verbundfugen der drei realen Träger aber auch der Simulationen zum Teil deutlich voneinander abweicht, soll nachfolgend in Abbildung 9-7 bis Abbildung 9-9 die aufgrund des größten Schlupfes am höchstbelasteten Dübel im Bereich $\pm 1,31$ m näher betrachtet werden. Wegen der Lage annähernd im Momentennullpunkt kann ein Einfluss aus globalem Tragverhalten des Trägers, beispielsweise aus Rissbildung des Betons ausgeschlossen werden. Zum besseren Einordnen der Ergebnisse wird je Versuch das Last-Durchbiegungs-Verhalten, das Last-Schlupf-Verhalten und das Zugkraft-Abhebe-Verhalten dieses Bereichs aus Simulation und soweit vorhanden aus realem Versuch dargestellt. Darüber hinaus wird anhand der Simulationen die Vergleichsspannung am Kopfbolzen sowie die Druck- und Zugschädigung des umliegenden Betons dargestellt.

An den Verläufen der Vergleichsspannung zeigt die dunkelrote Farbe Bereiche oberhalb der Fließgrenze des Stahls, also Bereiche, welche plastiziert sind. Bei den Schädigungen des Betons zeigen die roten Bereiche Schädigungswerte von 0,95 an. Wie in Abschnitt 6.2.1 beschrieben, stellt dies aus Konvergenzgründen die maximale Betonschädigung dar. Die Steifigkeit dieses Bereichs ist maximal reduziert und der Beton in diesen roten Bereichen lässt sich als vollständig zerstört deuten.

Der Schubkraft-Schlupf-Verlauf in Abbildung 9-7 von ZFT40 entspricht dem unter Berücksichtigung der Reibung aus Abbildung 9-6. Im Bereich der Traglast ergibt sich außerdem eine sehr gute Übereinstimmung der Simulationsergebnisse mit den realen Versuchen, welche allerdings im vorderen Bereich eine zu geringe Steifigkeit aufweist. Beim Vergleich der Dübelkennlinien von ZFT70 in Abbildung 9-8 wird deutlich, dass Trägerversuch und Simulation sehr gute Übereinstimmungen zeigen, die Tragfähigkeit des Dübels insgesamt aber deutlich unterhalb der Push-out-Versuche liegt.

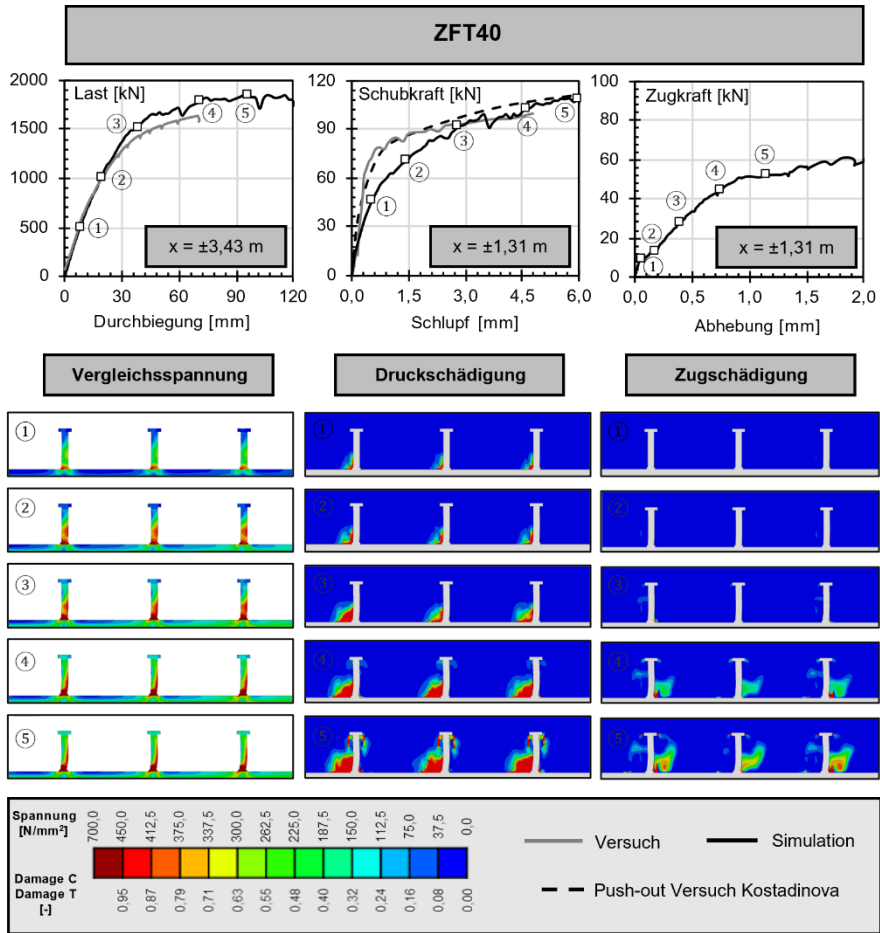


Abbildung 9-7: Dübelkennlinie und Vergleichsspannung der Kopfbolzen bei $x = \pm 1,31 \text{ m}$ und Schädigung des umliegenden Betons bei ZFT40

Anhand der Dübelkennlinien von ZFT100 in Abbildung 9-9 ist zu erkennen, dass auch hier Trägerversuch und Simulation deutlich geringere Tragfähigkeiten als der Push-out-Versuch liefert, allerdings liegt die Tragfähigkeit aus der Simulation noch einmal deutlich unterhalb des Trägerversuchs. Es scheint, dass sich das Tragverhalten des Kopfbolzens von ZFT100 aufgrund des geringen Dübelabstands von 88 mm und der im Vergleich zu den anderen beiden Trägern reduzierten Betonfestigkeit und -steifigkeit ein vom Versuch abweichendes lokales Tragverhalten einstellt. Die Dübeltragfähigkeit wird wegen der sehr hohen Betonschädigung unterschätzt.

Insgesamt wird deutlich, dass das Tragverhalten eines Kopfbolzendübels in den Verbundträgern deutlich von den Push-out-Versuchen abweichen kann. Dieses in der Literatur häufig diskutierte Problem der Übertragbarkeit von Ergebnissen aus Push-out-Versuchen auf reale Verbundträger scheint hier mit abnehmenden Verbundmittelabstand akuter zu werden. Während der Dübelabstand von 219 mm bei ZFT40 gut mit dem Abstand von 250 mm aus den Push-out-Versuchen von Kostadinova übereinstimmt, treten bei ZFT70 mit einem Abstand von 125 mm und bei ZFT100 mit

einem Abstand von 88 mm deutliche Abweichungen bei den Abständen auf, sodass hieraus möglicherweise aufgrund der auftretenden Gruppenwirkung und der höheren Betonschädigung die Abweichungen in den Ergebnissen resultieren.

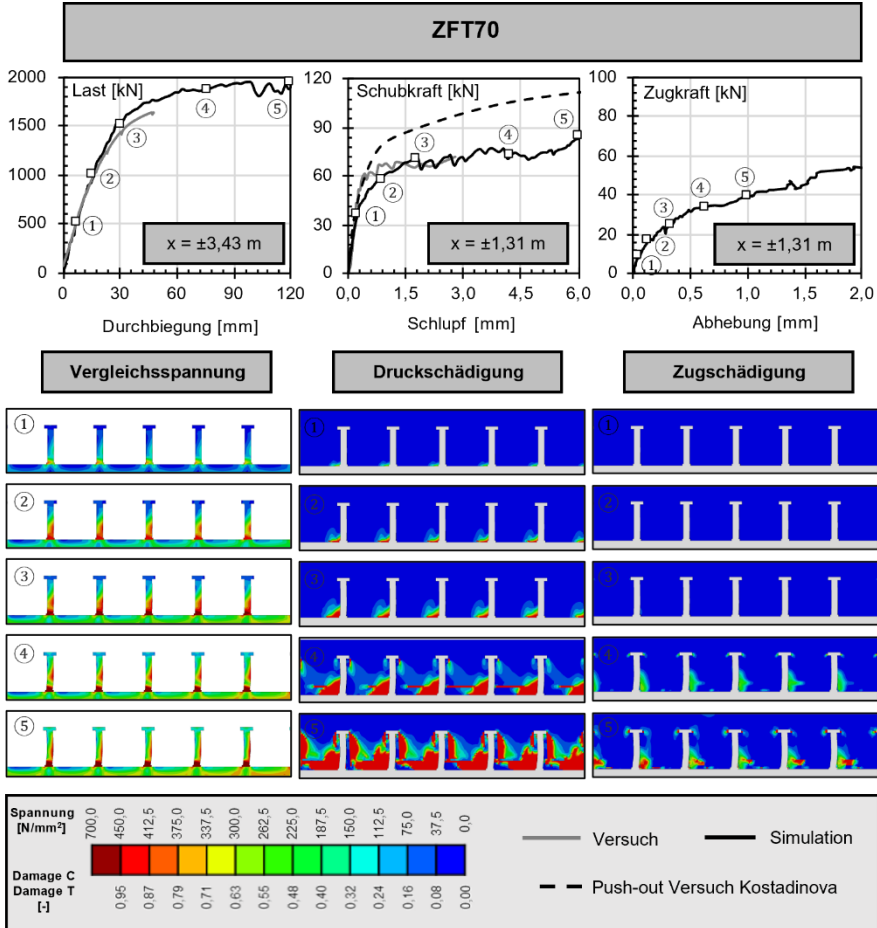


Abbildung 9-8: Dübelkennlinie und Vergleichsspannung der Kopfbolzen bei $x = \pm 1,31 \text{ m}$ und Schädigung des umliegenden Betons bei ZFT70

Der Verbundmittlabstand von ZFT100 im Stützbereich beträgt umgerechnet $5,5 \cdot d$, bei ZFT70 $7,8 \cdot d$ und bei ZFT40 $13,7 \cdot d$. Vergleicht man diese Werte mit der vom Längsabstand abhängigen Kopfbolzentraglast aus Abbildung 2-9 wird deutlich, dass vor allem der Wert von ZFT100 im Bereich deutlicher Traglastreduktion infolge des geringen Längsabstandes liegt. Auch wenn die zulässigen Abstände nach DIN EN 1994-1-1 eingehalten werden, kann hierdurch ein Einfluss zur Abweichung der Traglast aus Push-out-Versuch kommen. Zusätzlich liegt die Betonfestigkeit von ZFT100 deutlich unterhalb der anderen beiden Träger. Entsprechend Abbildung 2-9 resultiert auch hierdurch ein deutlicher Einfluss. Auch wenn der Längsabstand von ZFT70 mit $7,8 \cdot d$ in Abbildung 2-9 keine Abminderung zu Folge hätte, so ist dennoch durch abweichende Geometrien der Kopfbolzen und ähnlichem die geringere Tragfähigkeit im Trägerversuch im Vergleich zum Push-out-Versuch denkbar.

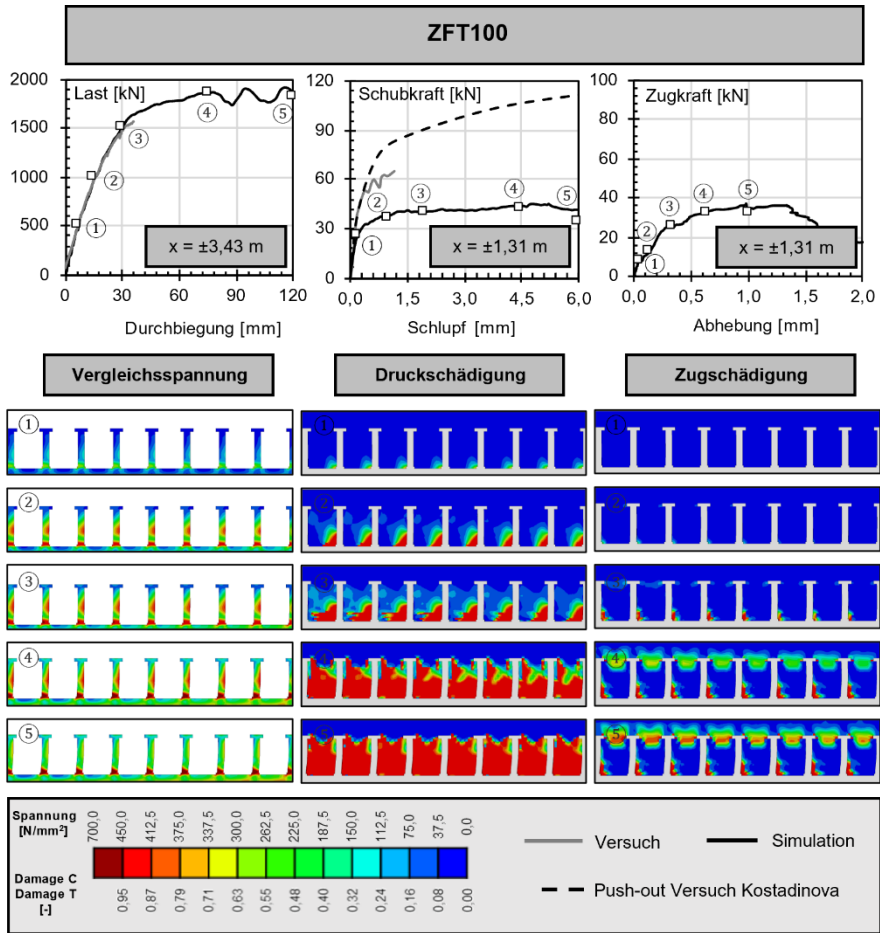


Abbildung 9-9: Dübelkennlinie und Vergleichsspannung der Kopfbolzen bei $x = \pm 1,31 \text{ m}$ und Schädigung des umliegenden Betons bei ZFT100

Anhand der von den Ergebnissen der Push-out-Versuche abweichenden Tragfähigkeit der Kopfbolzen im Verbundträger wird deutlich, dass die vorher anhand der Tragfähigkeit eines Kopfbolzendübels aus Push-out-Versuchen bestimmten Verdübelungsgrade nicht komplett mit den realen Versuchsträgern übereinstimmen. Außerdem muss im Weiteren der Ansatz der Dübelkennlinie aus dem Push-out-Versuch als multilineare Federsteifigkeit in der Modellrechnung in Frage gestellt oder der Einfluss resultierend aus dem Abstand der Verbundmittel berücksichtigt werden.

Die Position des betrachteten Dübels bei $x = \pm 1,31 \text{ m}$ wird anhand der vorhandenen Schlupfmessung im Versuch gewählt. An den Simulationsergebnissen wird deutlich, dass dieser Dübel hochbelastet, aber die Dübel, die näher an der Einzellast liegen aufgrund der größeren Schlupfwerte noch höher beansprucht sind. Dennoch folgen aus den näherungsweise maximalen Schlupfwerten die maximalen Schubkräfte, was zu minimalen Normalkräften führt. Es wird also deutlich, dass bei den hier näher untersuchten Kopfbolzendübeln das globale Moment und die Verbundnormalkraft sehr

gering sind, sodass eine Betonschädigung und somit Reduktion der Dübeltragfähigkeit aus globaler Betonschädigung ausgeschlossen werden kann.

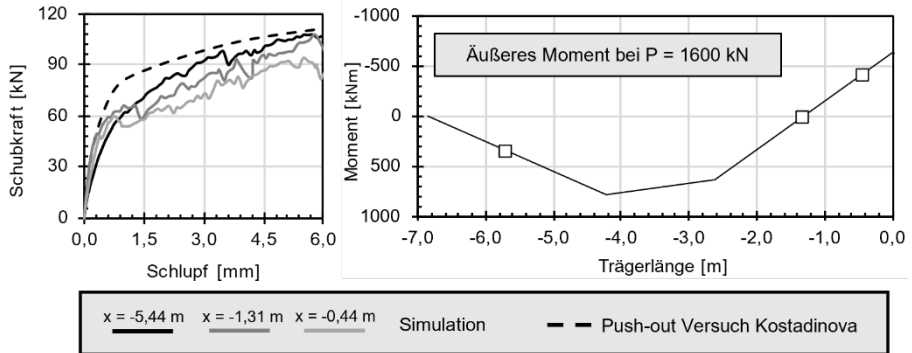


Abbildung 9-10: Vergleich der Dübelkennlinien an unterschiedlichen Stellen entlang der Trägerlänge am Beispiel der numerischen Simulation von ZFT40

Um den Einfluss der Lage der Kopfbolzendübel entlang der Trägerlänge, also im Bereich positiver und negativer Momente zu untersuchen, werden in Abbildung 9-10 am Beispiel von ZFT40 anhand der Simulationsergebnisse die Dübelkennlinien an unterschiedlichen Stellen ausgewertet. Konkret werden entlang der Trägerachse die Positionen $x = \pm 5,44 \text{ m}$ im Bereich positiven Momentes, $x = \pm 1,31 \text{ m}$ ungefähr im Momentennullpunkt und die Position $x = \pm 0,44 \text{ m}$ im Bereich negativen Moments näher betrachtet. Rechts im Verlauf des äußeren Momentes sind diese Lagen zusätzlich markiert. Links erfolgt der Vergleich der Schubkraft-Schlupf-Verläufe der drei Messstellen mit den Ergebnissen des Push-out-Versuchs. Es lässt sich erkennen, dass die höchste Tragfähigkeit beim Kopfbolzendübel in der Betondruckzone erreicht wird und in guter Näherung mit der Tragfähigkeit im Push-out-Versuch übereinstimmt. Die Tragfähigkeit des Kopfbolzendübel in der Zugzone des Betons ergibt sich im vorliegenden Fall mit 80 % deutlich geringer als das Ergebnis aus Push-out-Versuch. Der Kopfbolzendübel im Momentennulldurchgang liegt im Verlauf genau zwischen beiden vorher genannten. In Bezug auf die Steifigkeit ist zu erkennen, dass alle Verläufe des Trägers geringer ausfallen als im Push-out-Versuch. Wobei anzumerken ist, dass dies der Simulation geschuldet ist und das Verhalten der Verbundfuge im realen Bauteil etwas steifer ist.

Anhand der Ergebnisse in Abbildung 9-10 ist zu erkennen, dass der Beton durch das negative Moment und der resultierenden Rissbildung zusätzlich geschädigt wird, sodass die Traglast des Kopfbolzens deutlich reduziert wird. Im Bereich positiver Momente scheint durch die Druckkomponente der Beton im Bereich des Dübels vorgespannt zu werden, sodass sich die Tragfähigkeit im Vergleich zur Position im Momentennulldurchgang erhöht.

Anhand der maximalen und minimalen Normalkraft aus den numerischen Simulationen werden im nächsten Schritt vergleichend zu den Ergebnissen aus Tabelle 9-1 die Verdübelungsgrade neu bestimmt. Tabelle 9-2 zeigt die Ergebnisse der neu bestimmten Verdübelungsgrade. Es ist ersichtlich, dass diese aufgrund der deutlich geringeren Kopfbolzentragfähigkeit geringer ausfallen. Dadurch dass die Bolzentragfähigkeit mit

geringerem Bolzenabstand abnimmt, liegen die Verdübelungsgrade der drei Versuchsträger deutlich näher beieinander. Zu beachten ist allerdings, dass vor allem bei der Dübelkennlinie von ZFT100 aus Abbildung 9-4 deutliche Abweichung zwischen numerischer Simulation und Versuchsergebnissen vorliegen, während bei den anderen beiden Trägern in Abbildung 9-7 und Abbildung 9-8 sehr gute Übereinstimmungen bei der Dübeltragfähigkeit zu erkennen sind. Es scheint, als hat der geringere E-Modul des Betons von ZFT100 über die Betonschädigung in den numerischen Simulationen in Kombination mit dem Einfluss aus geringen Dübelabständen einen erheblich größeren Einfluss als am realen Versuchsträger. Die Verdübelungsgrade von ZFT100 anhand der Simulationen bestimmt könnten also etwas höher liegen. Dennoch ist zu erkennen, dass aufgrund der vom Push-out-Versuch abweichenden Bolzentragfähigkeit die Verdübelungsgrade deutlich von den planmäßigen und nach Norm bestimmten Verdübelungsgraden abweichen.

Trägerbereich	Eigenschaft	ZFT40	ZFT70	ZFT100
$x = \pm 4,23 \text{ m}$ Äußere Einzellast	N_a [kN]	1072,0	1217,0	1339,2
	$N_{pl,a}$ [kN]	3616,6	3582,8	3701,1
	η [%]	29,6	34,0	36,2
	η_{Norm} [%]	81,8	93,9	100,0
$x = 0,00 \text{ m}$ Mittellaufleger	N_s [kN]	254,4	363,3	488,6
	$N_{pl,s}$ [kN]	861,7	861,7	861,7
	η [%]	29,5	42,2	56,7
	η_{Norm} [%]	52,0	74,4	100,0

Tabelle 9-2: Bestimmung der Verdübelungsgrade der ZFT-Versuche anhand der numerischen Simulationen

Zusätzlich werden die normierten Verdübelungsgrade, bei denen die Verdübelung von ZFT100 auf 100 % gesetzt wird, die der anderen beiden Träger entsprechend prozentuell, berechnet. Bei den normierten Verdübelungsgraden bestimmt anhand der konstanten Dübeltragfähigkeit der Push-out-Versuche wird deutlich, dass wie zu erwarten die planmäßigen Verdübelungsgrade von 40%, 70% und 100% sowohl im Feld- als auch im Stützbereich erreicht werden. Bei den normierten Verdübelungsgraden, bestimmt anhand der Simulation, zeigt sich im Stützbereich mit 52 %, 74,4 % und 100 % noch eine sehr ähnliche Abstufung der drei Träger. Deutlich wird aber anhand der Verdübelungsgrade im Feldbereich, dass in diesem Bereich die Normalkraft mit steigender Verdübelung nicht wie geplant aufgebaut werden kann. Hier zeigt sich mit den normierten Verdübelungsgraden von 81,8 %, 93,9 % und 100 %, dass die Steigerung der Bolzenanzahl einen geringeren Einfluss auf die Verbundwirkung der Verbundträger hat.

Neben den horizontalen Verformungen der Verbundfuge, werden die Verformungen in vertikaler Richtung betrachtet. Abbildung 9-11 zeigt die Abhebung der drei Versuchsträger zu der gemeinsamen Laststufe von $P = 1500 \text{ kN}$ entlang der

Trägerlänge. Der Verlauf der gesamten Abhebung ist dabei farblich getrennt entsprechend den Anteilen resultierend aus der Verlängerung des Kopfbolzendübels und dem Anteil des Betons. Wie zu erwarten, wird mit sinkender Anzahl an Verbundmitteln wegen der steigenden Beanspruchung des einzelnen Verbundmittels die Abhebung insgesamt größer. Auch ist eine deutliche Affinität zum Schlupfverlauf zu erkennen. Entsprechend den Bereichen mit betragsmäßig großen Schlupfwerten treten auch die größten Abhebungen auf.

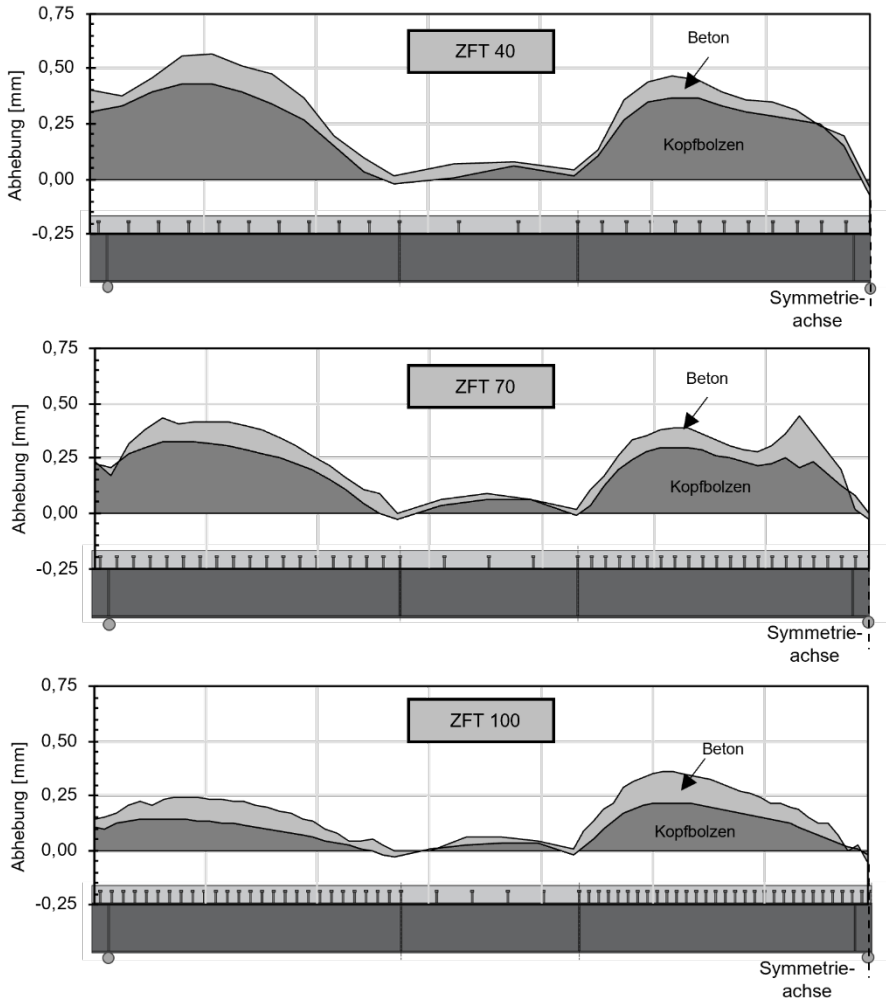


Abbildung 9-11: Anteile von Kopfbolzendübel und Beton an der Abhebung als Verlauf über die Trägerlänge bei $P = 1500 \text{ kN}$ aus der numerischen Simulation

Bei ZFT40 und ZFT70 sind die Anteile von Kopfbolzen und umliegendem Beton an der Abhebung in etwa identisch. Bei ZFT100 wird deutlich, dass aufgrund der geringeren Betonsteifigkeit der Anteil der Abhebung des Betons an der gesamten Abhebung größer ausfällt, auch wenn die absoluten Werte geringer sind.

9.1.3 Tragfähigkeit der Verbundträger

Neben der detaillierten Betrachtung der Verbundfuge wird im Nachfolgenden die Tragfähigkeit des Gesamtquerschnitts näher untersucht. Hierzu wird zunächst eine Nachrechnung der Tragfähigkeit nach DIN EN 1994-1-1 durchgeführt und mit den Versuchsergebnissen verglichen. Darüber hinaus wird die Verteilung der inneren Schnittgrößen im Verbundträger anhand der Ergebnisse der Sensorfasermessung ausgewertet. Anschließend erfolgt eine Untersuchung der Momentenumlagerung vom Stütz- in den Feldbereich.

Die plastische Momententragfähigkeit M_{Rm} der Versuchsträger im Feldbereich unter Berücksichtigung der Teilverdübelung ergibt sich aus der Verbundwirkung der über die Verbundmittel übertragbaren Normalkraft im betrachteten Schnitt und des unter Berücksichtigung einer Momenten-Normalkraft-Interaktion nach DIN EN 1993-1-1 noch aufnehmbaren plastischen Moments des Stahlprofils. Zusätzlich wird vergleichend die mittlere plastische Momententragfähigkeit im Feldquerschnitt bei vollständigem Verbund $M_{pl,Rm}$ gegeben. Bei vorliegendem Querschnitt berechnet sich diese aufgrund der Lage der plastischen Nulllinie im Beton aus der Multiplikation der plastischen Normalkraft des Stahlprofils und dem Hebelarm bezogen auf die Betondruckzone. Eine Querkraftinteraktion braucht nach Norm wegen der geringen Ausnutzung im Feldbereich nicht geführt zu werden.

$$M_{Rm} = \Sigma P_{Rm} \cdot z + M_{N,a,Rm} \quad (9.1)$$

$$\text{mit: } n = \frac{\Sigma P_{Rm}}{N_{pl,a}}$$

$$a = \frac{A_a - 2 \cdot b_a \cdot t_{a,f}}{A_a} \leq 0,5$$

$$M_{N,a,Rm} = M_{pl,a,Rm} \cdot \frac{1 - n}{1 - 0,5 \cdot a} \leq M_{pl,a,Rm}$$

$$z_{pl} = \frac{\Sigma P_{Rm}}{b_{eff} \cdot f_{cm}}$$

$$z = h_c + \frac{h_a}{2} - \frac{z_{pl}}{2}$$

Aufgrund der Teilverdübelung im Stützbereich kann nicht die gesamte plastische Normalkraft der Bewehrung, sondern nur die Kraft ΣP_{Rm} aktiviert werden. Im vorliegenden Querschnitt liegt die plastische Nulllinie im oberen Bereich des Stegs des Stahlprofils. Wegen der geringen Ausnutzung der Querkrafttragfähigkeit des Stahlprofils darf auch hier auf eine Interaktion verzichtet werden.

Zunächst wird die Höhe d_0 des Stegs bestimmt, welche für die Aufnahme der Normalkraft der Verbundwirkung benötigt wird. Daraufhin kann die Lage der plastischen Nulllinie bestimmt werden.

$$d_0 = \frac{\Sigma P_{Rm}}{t_w \cdot f_y} \leq h_w \quad (9.2)$$

$$z_{pl} = h_c + \frac{h_a}{2} - \frac{d_0}{2} \quad (9.3)$$

Wegen der Teilverdübelung werden die beiden Bewehrungslagen nicht zwangsläufig plastizieren, sodass die Verteilung der Normalkraft auf die beiden Bewehrungslagen in

Abhängigkeit der Dehnung bestimmt werden muss. Ausgehend von der Lage der plastischen Nulllinie, wo die Dehnung im Querschnitt null wird, können die Dehnungen der beiden Bewehrungslagen über die Abstände zur plastischen Nulllinie ins Verhältnis gesetzt werden und die Normalkraft ΣP_{Rm} entsprechend verteilt werden.

$$\Sigma P_{Rm} = N_{s,1} + N_{s,2} \quad (9.4)$$

$$N_{s,1} = \frac{z_{pl} - z_{s1}}{z_{pl} - z_{s,2}} \cdot N_{s,2} \quad (9.5)$$

$$N_{s,2} = \frac{\Sigma P_{Rm}}{\frac{z_{pl} - z_{s1}}{z_{pl} - z_{s,2}} + 1} \leq N_{s,2,pl} \quad (9.6)$$

$$N_{s,1} = \Sigma P_{Rm} - N_{s,2} \leq N_{s,1,pl} \quad (9.7)$$

Die Momententragfähigkeit ergibt sich aus den Normalkräften der Bewehrungslagen multipliziert mit den jeweiligen Hebelarmen zur plastischen Nulllinie zuzüglich der Momententragfähigkeit des Stahlprofils abzüglich der Ausnutzung durch die Normalkraft aus Verbundwirkung entsprechend Abbildung 9-12.

$$M_{Rd} = N_{s,1} \cdot z_1 + N_{s,2} \cdot z_2 + M_{pl,a,Rd} - \frac{t_w \cdot d_0^2}{4} \cdot f_y \quad (9.8)$$

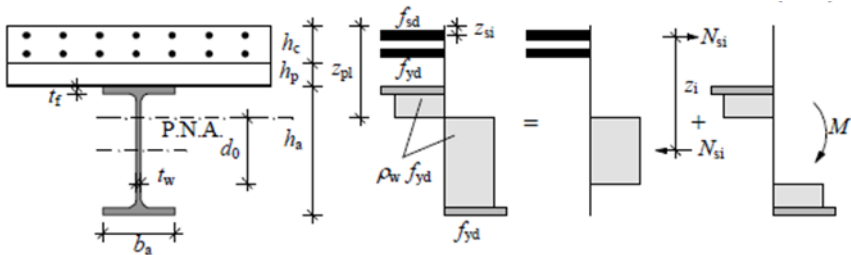


Abbildung 9-12: Bestimmung der negativen Momententragfähigkeit aus [Minnert 2013]

In Abbildung 9-13 sind die Spannungen des Verbundquerschnitts der drei Verbundträger als von-Mises-Vergleichsspannungen über die Querschnittshöhe sowohl im maßgebenden Feldquerschnitt als auch im Stützquerschnitt bei Erreichen der Traglast als Ergebnis der numerischen Simulation dargestellt.

Es ist zu erkennen, dass im Feldquerschnitt die Stahlprofile aller Träger von der Unterseite bis auf das obere Drittel der Trägerhöhe plastiziert sind. Im oberen Bereich treten in allen Fällen nennenswerte Druckspannungen, jedoch unterhalb der Fließgrenze, auf. Die untere Bewehrung wird im Feldbereich in allen Fällen auf Zug, die obere auf Druck beansprucht. Es lässt sich anhand der Bewehrung deutlich die unterschiedliche Verbundwirkung erkennen. Mit zunehmendem Verdübelungsgrad steigt die Druckbeanspruchung in der oberen Bewehrung und die Beanspruchung der unteren Bewehrung wird geringer. Aufgrund der höheren Verbundwirkung steigt die Drucknormalkraft in der Betonplatte, sodass sich die Beanspruchung des Betons und der Bewehrung verschiebt. Die Betonspannungen lassen sich wegen der erheblich kleineren Größenordnung im Vergleich zum Stahl weniger deutlich erkennen, dennoch ist zu sehen, dass im Feldquerschnitt in dem oberen Bereich der Betonplatte eine Betondruckzone vorliegt.

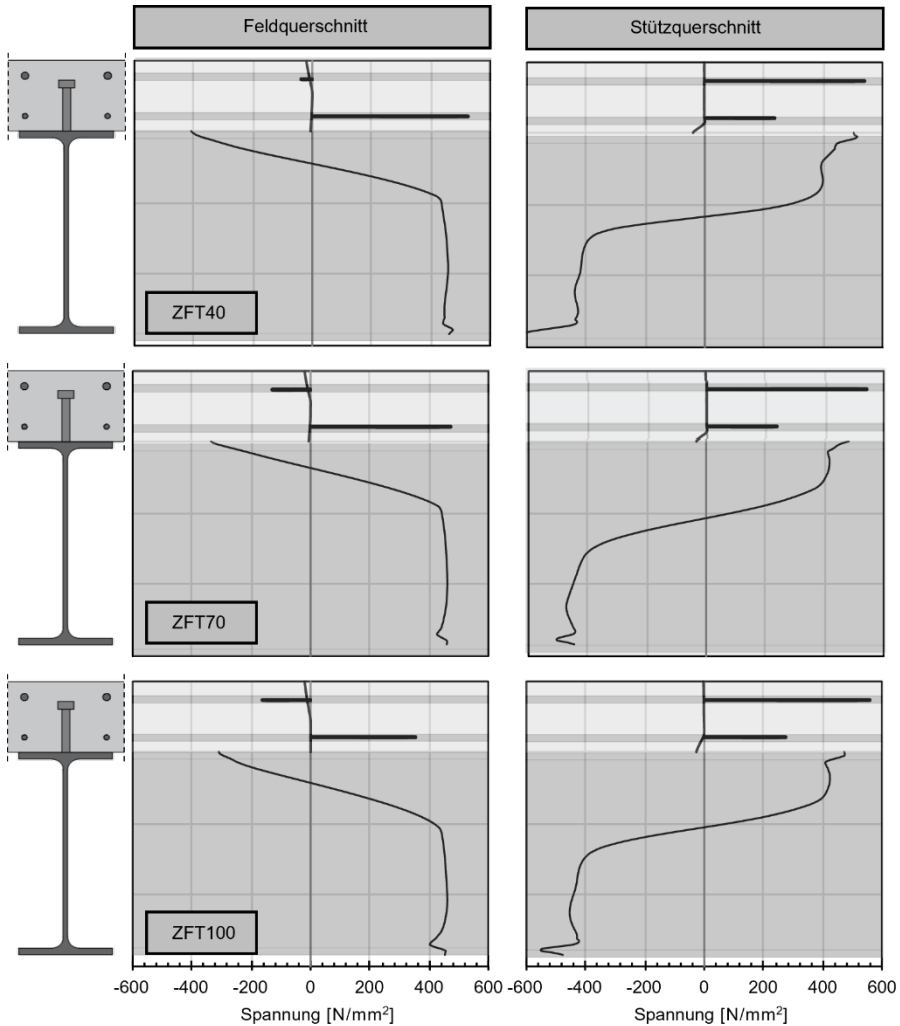


Abbildung 9-13: Spannungen über die Querschnittshöhe aus numerischer Simulation bei Traglast

Anhand der Zugspannung an der unteren Bewehrung und der Druckspannung der Oberseite des Stahlprofils lässt sich der Dehnungssprung, welcher aufgrund der Teilverdübelung im Verbundträger auftritt, erkennen. Mit steigender Verdübelung wird die Spannungsdifferenz der Komponenten kleiner und der Dehnungssprung wird somit entsprechend der höheren Verbundwirkung kleiner.

Im Stützquerschnitt werden durch die Rissbildung des Betons und somit deutlich geringeren Biegesteifigkeit im Stahlprofil sowohl auf der Oberseite als auch auf der Unterseite die Fließgrenze des Stahls erreicht. In allen drei Fällen wird bei der oberen Bewehrung ebenfalls die Fließgrenze erreicht, bei der unteren Bewehrung dagegen nicht. Auf der Unterseite der Betonplatte bleibt unterhalb der Bewehrung noch eine Betondruckzone, welche im Gleichgewicht mit einem Teil der Bewehrungszugkraft das Betonmoment aufnimmt. Die restliche Bewehrungszugkraft resultiert aus der Verbundnormalkraft, welche aufgrund des negativen Momentes im Stützbereich zu

Zugkräften in der Betonplatte führt. Auffällig ist, dass der Beanspruchungszustand in der Bewehrung trotz unterschiedlicher Verdübelungsgrade bei allen drei Trägern sehr ähnlich aussieht.

In Tabelle 9-3 sind die Ergebnisse der Berechnung der plastischen Momenten-tragfähigkeit nach DIN EN 1994-1-1 getrennt für den Feld- und Stützquerschnitt dargestellt. Zusätzlich werden die aufgrund leicht unterschiedlicher Materialeigenschaften etwas abweichenden Momententragfähigkeiten bei vollständigem Verbund dargestellt. Darüber hinaus werden die Anteile der Momententragfähigkeiten bei vorhandener Verdübelung im Vergleich zur vollständigen Verdübelung gegeben. Es ist zu erkennen, dass im Feldquerschnitt bei etwa 40 % Verdübelung dennoch 79 % der Tragfähigkeit erreicht werden kann, im Stützquerschnitt sogar 86,6 %. Die berechneten Tragfähigkeiten werden im Weiteren den Ergebnissen der Versuche und Simulationen gegenübergestellt.

Trägerbereich	Eigenschaft		ZFT40	ZFT70	ZFT100
Schnitt 1-1 Feldquerschnitt	ΣP_{Rm}	[kN]	1270,5	2194,5	3115,5
	z_{pl}	[cm]	2,7	4,0	7,4
	$M_{N,a,Rm}$	[kNm]	461,7	272,4	116,3
	M_{Rm}	[kNm]	879,3	974,4	1060,6
	$M_{Pl,Rm}$	[kNm]	1112,7	1100,6	1096,2
		[%]	79,0	88,5	96,8
Schnitt 2-2 Mittelaufleger	ΣP_{Rm}	[kN]	-346,5	-577,5	-808,5
	z_{pl}	[cm]	29,3	26,1	23,3
	$M_{N,a,Rm}$	[kNm]	559,4	554,2	572,5
	M_{Rm}	[kNm]	647,1	691,5	754,1
	$M_{Pl,Rm}$	[kNm]	747,4	741,7	761,6
		[%]	86,6	93,2	99,0

Tabelle 9-3: Übersicht der nach DIN EN 1994-1-1 ermittelten Momententragfähigkeiten der drei Versuchsträger

Abbildung 9-14 zeigt für die drei Stahl-Beton-Verbundträger die Verläufe des äußeren Moments sowie die Momentenanteile der Teilquerschnitte bei einer Laststufe von 1500 kN und 1450 kN bei ZFT100 sowohl als Versuchsergebnis (durchgezogene Linie) als auch als Ergebnis der numerischen Simulationen (gestrichelte Linie). Es ist zu erkennen, dass das äußere Moment aus Versuch und Simulation im Feldbereich in allen Fällen sehr gut miteinander übereinstimmt, im Stützbereich allerdings leichte Abweichungen auftreten. Da bei ZFT70 das Stützmoment in der Simulation geringer war als im Versuch, bei ZFT40 und ZFT100 im Vergleich aber das Stützmoment in der Simulation etwas höher als im Versuch, kann eine systematische Abweichung der Betonsteifigkeit in der Simulation nicht als einzige Ursache angeführt werden. Leichte Vorverformungen des Stahlträgers führten im Versuchsaufbau dazu, dass die im

Versuch gemessene Auflagerkraft am Mittelauger bei den drei Versuchen bei Versuchsbeginn unterschiedlich stark angestiegen ist. Da diese Auflagerkraft zur Schnittgrößenberechnung aufgrund des statisch unbestimmten Systems essenziell ist, resultieren hieraus Abweichungen im Momentenverlauf.

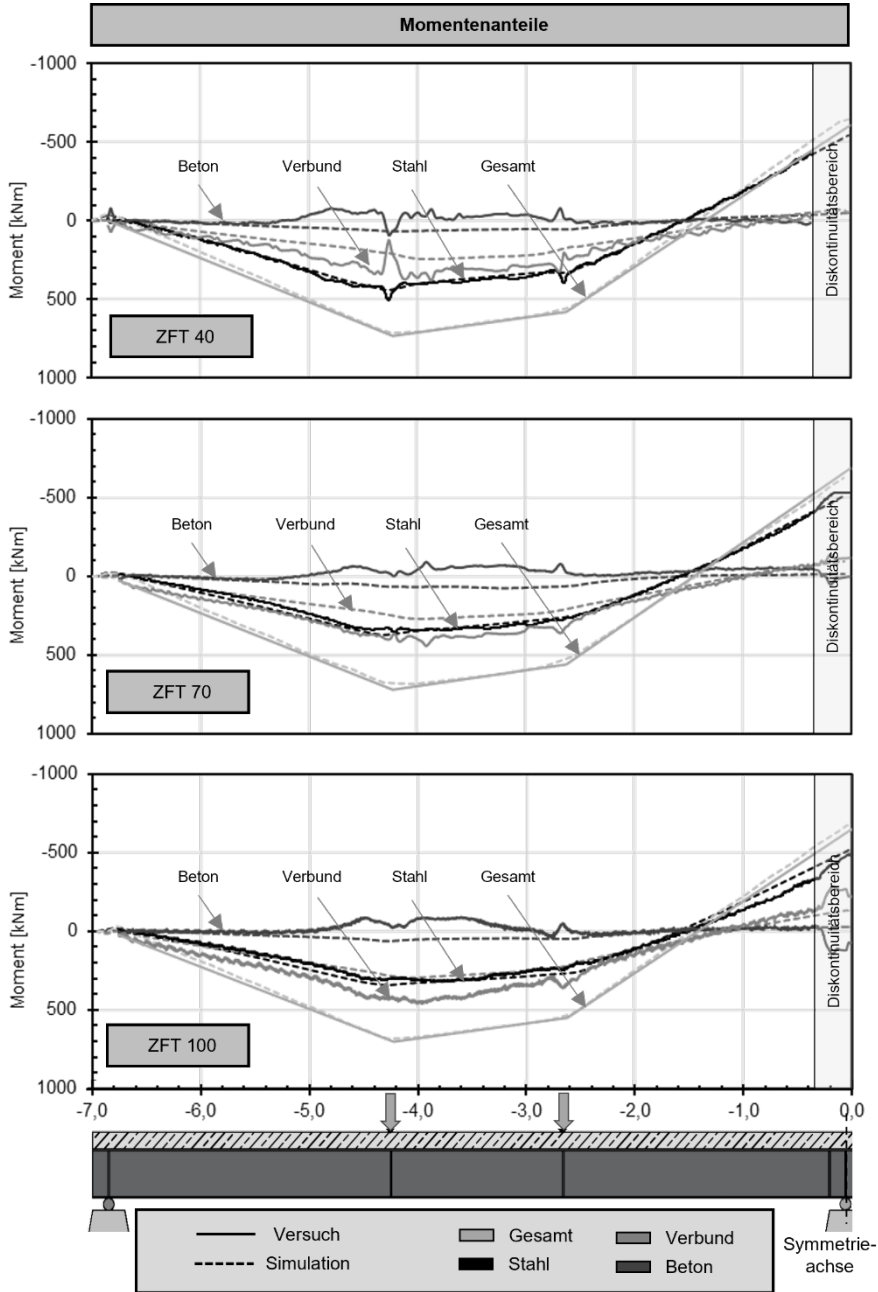


Abbildung 9-14: Biegemomente entlang der Trägerlänge der ZFT-Versuche bei einer Last von 1500 kN

Aufgrund des Mittelaufagers und der zur Lasteinleitung erforderlichen Steifen im Bereich des Mittelaufagers, handelt es sich dort um einen Diskontinuitätsbereich und anhand der gemessenen Dehnungen lassen sich dort nicht ohne Weiteres Schnittgrößen rückrechnen, dieser Bereich wird daher nicht weiter untersucht.

Beim Betrachten der Momente im Stahlträger (schwarze Linien) lässt sich bei allen drei Trägern eine sehr gute Übereinstimmung zwischen Versuchsergebnissen und den Ergebnissen der Simulationen erkennen. Deutlichere Abweichungen treten bei den Verbundmomenten zwischen Versuch und Simulation auf. Da sich das Verbundmoment anhand der Normalkraft und des inneren Hebelarms berechnet, treten folglich Abweichungen bei den Verbundnormalkräften zwischen Simulation und Versuch auf. Die Normalkräfte aus den Versuchen liegen bei allen drei Trägern, auch zu anderen Laststufen, oberhalb der Ergebnisse aus den Simulationen. Die Ursache könnte in einer zu geringen Steifigkeit und Tragfähigkeit der Verbundmittel in den Simulationen liegen. Hierdurch kann sich die Verbundnormalkraft über die Trägerlänge weniger stark als in der Realität aufbauen. Ursächlich hierfür kann hauptsächlich die Reibung zwischen Stahl und Beton und das lokale Tragverhalten des Betons am Dübelfuß genannt werden, da beide Effekte nur sehr schwer realitätsnah in der Simulation erfasst werden können.

Da der Anteil des Betons bei den Versuchsergebnissen aus der Differenz zwischen Gesamtmoment und Stahl- und Verbundmoment berechnet wird, treten auch hier Abweichungen zwischen Versuchsergebnissen und Ergebnissen der Simulation auf. Da die Betonmomente im Versuch im Bereich des positiven äußeren Momentes negativ werden, erscheinen die anhand der Simulationen direkt aus der Stahlbetonplatte gewonnenen Ergebnisse hier plausibler. Außerhalb des Feldbereichs mit großen Stahldehnungen in den Sensorfasermessungen im Versuch lässt sich eine gute Übereinstimmung der Betonmomente von realem Versuch und numerischer Simulation erkennen. Da die Schnittgrößenberechnung anhand der gemessenen Dehnungen mit vereinfachtem Materialmodell erfolgt, kann hieraus eine Abweichung entstehen.

Da die Berechnung des Verbundmomentes sowohl bei Versuchsergebnissen und Simulationen anhand der Normalkraft und konstantem inneren Hebelarm der beiden Teilquerschnitte berechnet wird, deutet es darauf hin, dass die Normalkraft im Versuch anhand der Sensorfasermessung überschätzt wird. Eine mögliche Ursache könnte in einer von der Sollage leicht abweichenden Lage der Sensorfasern und somit abweichender Dehnungsebene liegen.

In Abbildung 9-15 wird oben die Umlagerung des Stützmoments in den Feldbereich aufgrund des Steifigkeitsverlusts im Stützbereich mit steigender Belastung der drei Träger anhand der Simulationsergebnisse betrachtet. Auch wenn aufgrund der Numerik leichte Sprünge und Abweichungen zwischen Feld- und Stützmoment auftreten, so ist zu erkennen, dass zunächst mit steigender Prüflast Stütz- und Feldmoment gleichmäßig ansteigen und bei ZFT40 ab einer Last von 1200 kN und bei ZFT70 und ZFT100 ab einer Last von 1500 kN das Stützmoment abflacht, während das Feldmoment entsprechend stärker ansteigt, also eine Umlagerung vom Stützbereich in den Feldbereich stattfindet.

Zusätzlich sind in Abbildung 9-15 die Momenten-Krümmungs-Verhältnisse einschließlich der einzelnen Traganteile der Teilquerschnitte der drei Träger separat für Feld- und Stützquerschnitt dargestellt. An dem deutlichen Abflachen der Kurven und der

deutlichen Zunahme der Krümmung, lässt sich erkennen, dass in den Simulationen sowohl der maßgebende Feld- als auch der Stützquerschnitt ins Fließen kommt und somit die plastische Querschnittstragfähigkeit erreicht wird.

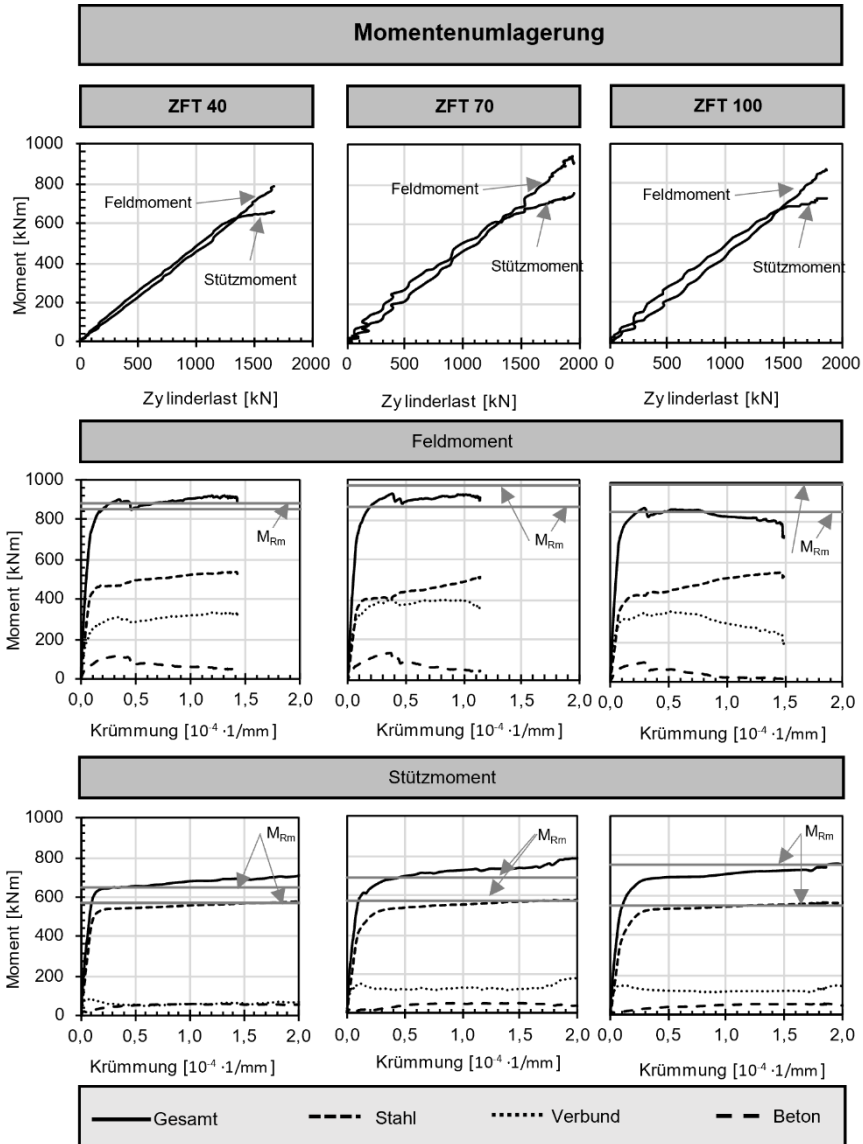


Abbildung 9-15: Momentenumlagerung und Momenten-Krümmungs-Verläufe in Feld- und Stützquerschnitt der Stahl-Beton-Verbundträger aus numerischer Simulation

Darüber hinaus sind in den Momenten-Krümmungs-Verläufen mit den horizontalen grauen Linien die mittleren nach DIN EN 1994-1-1 berechneten Momententragfähigkeiten der drei Verbundträger dargestellt. Da es bei den numerischen Simulationen, insbesondere bei ZFT70 und ZFT100 zu einer deutlichen Unterschätzung der Verbundnormalkraft kommt, welche aber essenziell zum Abbilden des Verbund-

verhaltens ist, wird zusätzlich mit der jeweils unteren horizontalen Linie die plastische Querschnittstragfähigkeit unter Ansatz der Verbundnormalkraft als Ergebnis der numerischen Simulation dargestellt.

Es wird deutlich, dass die beiden Varianten der Tragfähigkeit der Handrechnung im Feldbereich mit steigendem Verdübelungsgrad weiter auseinander liegen. Während bei ZFT40 beide nahezu deckungsgleich liegen und somit beide den Simulationsergebnissen entsprechen, kann bei ZFT70 und ZFT100 nur mit der Handrechnung unter Ansatz der Verbundnormalkraft zu guter Übereinstimmung mit den Simulationsergebnissen führen. Im Stützbereich dagegen ergeben die Ergebnisse der Handrechnung nach Norm mit der plastischen Verbundfugentragfähigkeiten bessere Übereinstimmungen mit den Simulationen. Die Handrechnung mit einer Verbundnormalkraft aus der Simulation dagegen führt zu konservativen Ergebnissen in etwa auf Niveau der Momententragfähigkeit des Stahlprofils. Insgesamt zeigt sich, dass mit den numerischen Simulationen das Tragverhalten der Verbundträger abgebildet werden kann, hier lediglich die Verbundnormalkraft unterschätzt wird. Unter Anpassung dieser Normalkraft bei Nachrechnung der Simulationen ergibt sich eine gute Übereinstimmung.

Da in Abbildung 9-14 und Abbildung 9-15 der Anteil des Betons am Gesamttragverhalten sehr gering ausfällt und wegen der Skalierung schwer zu bewerten ist und die Betonanteile in Abbildung 9-14 lediglich anhand der kontinuierlichen Messung am Stahl und den Gleichgewichtsbedingungen rückgerechnet wurde, erfolgt nachfolgend eine detailliertere Betrachtung der Betonschnittgrößen anhand der lokalen Messungen mittels DMS an der oberen und unteren Längsbewehrung. Anhand der Dehnungsmessungen wird das Moment und die Normalkraft im Beton der drei Verbundträger bestimmt und für den Feldbereich ($x = 3,43 \text{ m}$) und den Stützbereich ($x = 0,40 \text{ m}$) über die Zylinderkraft aufgetragen.

Es ist deutlich zu erkennen, dass im Feldbereich, also im Bereich positiver Momente, bei allen drei Trägern trotz deutlich unterschiedlicher Verdübelungsgrade sowohl die Normalkraft als Druckkraft, als auch das Moment in der Betonplatte sehr gleichmäßig bei zunehmender Belastung ansteigen. Außerdem wird deutlich, dass die Betonmomente in Feldmitte gemessen mit den DMS sehr gut mit den Betonmomenten aus numerischer Simulation in Abbildung 9-14 übereinstimmen, aber Abweichungen zu den aus Stahldehnung rückgerechneten Betonmomenten auftreten.

Anders verhält es sich bei den Betonanteilen im Stützbereich. Hier ist ein deutlicher Einfluss des Verdübelungsgrades auf das Tragverhalten zu erkennen. So ist das Betonmoment beim vollverdübelteten Träger annähernd null, dafür steigt die Normalkraft, hier als Zugkraft der Bewehrung, ähnlich wie im Feldbereich annähernd linear mit der Belastung. Bei ZFT 40 und ZFT70 steigt die Normalkraft als Zugkraft in der Bewehrung zunächst ähnlich annähernd linear an, bis diese bei beiden Trägern zu unterschiedlichen Lasten abflacht und deutlich abnimmt und im Fall des ZFT40 sogar das Vorzeichen wechselt. Zu den Laststufen, bei denen die Normalkraft abnimmt, beginnt sich ein negatives Moment in der Betonplatte aufzubauen.

Da in den drei Versuchsträgern die gleiche Stützbewehrung vorhanden ist, kann diese als Ursache der deutlich unterschiedlichen Normalkraftverläufe ausgeschlossen werden. Die Ursache liegt folglich in der unterschiedlichen Verdübelung im Stützbereich.

Beim Vergleich der maximalen Normalkräfte in Abbildung 9-16 mit den über die Verbundfuge übertragbaren berechneten Normalkräften im Stützbereich aus Tabelle 9-3 fällt auf, dass das Abflachen der Verläufe deutlich vor Erreichen der rechnerischen Tragfähigkeit der Verbundfuge auftritt. Zu beachten ist aber, dass der betrachtete Schnitt 0,4 m vor dem Mittelaufleger liegt, also in diesem Schnitt noch nicht die komplette Normalkraft bis zu den Maxima aufgebaut werden kann. Werden die von der Verbundfuge übertragbaren Normalkräfte unter Berücksichtigung nur der Kopfbolzendübel bis zum betrachteten Schnitt bestimmt, ergeben sich für ZFT40 ein ΣP_{Rm} von 186 kN, für ZFT70 ein ΣP_{Rm} von 336 kN und für ZFT100 ein ΣP_{Rm} von 487 kN. Es wird deutlich, dass die Tragfähigkeiten der jeweiligen Verbundfuge sehr gut mit den Stellen des Abflachens der Normalkraftverläufe von ZFT40 und ZFT70 übereinstimmen. Es kann also davon ausgegangen werden, dass sich die Normalkraft in der Betonplatte bis zum Plastizieren der Verbundfuge aufbaut und bei weiterer Laststeigerung die Normalkraft nicht weiter gesteigert werden kann, sondern dass die weitere Laststeigerung über ein Biegemoment in der Betonplatte und im Stahlträger erfolgt. Gleicher Effekt lässt sich an den sehr geringen Verbundmomenten im Stützbereich in Abbildung 9-14 und Abbildung 9-15 erkennen. Bei Erreichen der deutlich höheren Tragfähigkeit der Verbundfuge im Feldbereich würde sich ein ähnliches Bild einstellen.

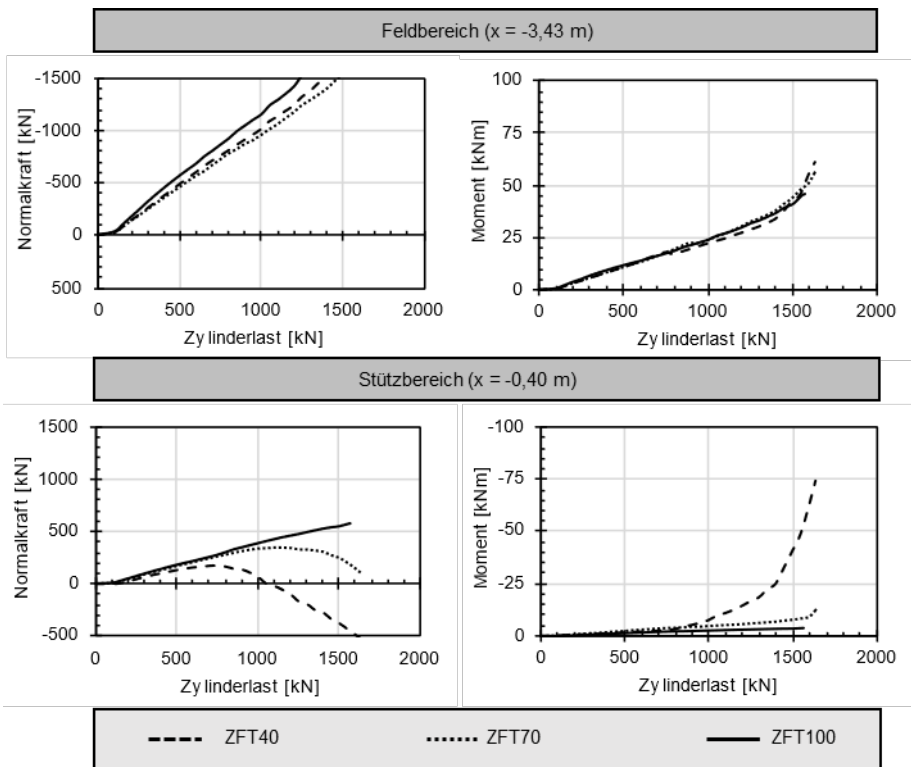


Abbildung 9-16: Schnittgrößen der Betonplatte der Trägerversuche

Da die aufnehmbare Normalkraft der Stützbewehrung im Vergleich zur aufnehmbaren Normalkraft im Stahlprofil oder in der Betondruckzone in der Regel sehr klein ist, ist selbst bei vollständigem Verbund der Anteil des Verbundmomentes am Gesamtmoment

sehr klein. Aufgrund der geringen Biegesteifigkeit der Betonplatte wird im Stützbereich ein Großteil des äußeren Momentes über das Biegemoment im Stahlträger abgetragen. So ergibt sich anhand der Bemessung in Tabelle 9-3 im Stützbereich des volldübelten Versuchsträger ein Anteil des Stahlmoment an der Biegetragfähigkeit des Verbundträgers von 76 %. Mit abnehmender Verdübelung steigt der Anteil des Biegemomentes im Stahl auf 80 % bei ZFT70 und auf 86 % bei ZFT40. Die gleiche Größenordnung der Anteile des Momentes im Stahlträger im Stützbereich lassen sich anhand der Ergebnisse der numerischen Simulation in Abbildung 9-15 ablesen. Auffällig ist, dass die rechnerischen Anteile des Stahlmomentes im Feldbereich nach Tabelle 9-3 deutlich geringer ausfallen als bei den Ergebnissen der numerischen Simulation. Als Grund kann die zu geringe Verbundnormalkraft in den numerischen Simulationen genannt werden, die im Feldbereich einen deutlich größeren Einfluss als im Stützbereich hat.

9.1.4 Bewertung des Tragverhaltens

Anhand der Last-Durchbiegungs-Verläufe der drei Versuchsträger ist zu ausmachen, dass trotz deutlicher Abweichungen in der Verdübelung nur geringe Unterschiede im globalen Last-Verformungs-Verhalten auftreten. Auch wenn aufgrund der Überfestigkeit des Baustahls die Versuche bei gleicher Belastung aber unterschiedlicher Durchbiegung beendet werden, lässt sich eine Staffelung der Versuchsergebnisse entsprechend der Verdübelungsgrade erkennen. So tritt beim planmäßig 40 % verdübelten Träger bei Versuchsende ein deutlich nichtlinearer Bereich auf. Bei ZFT70 ist der nichtlineare Bereich ebenfalls erreicht, aber deutlich weniger ausgeprägt und beginnt bei etwas höheren Lasten. Bei ZFT100 deutet sich bei Maximallast der nichtlineare Bereich lediglich an. An den Kurven ist zu erahnen, dass bei vollständigem Versuchsablauf alle drei Versuchskurven annähernd parallel mit unterschiedlichen Traglasten verlaufen würden.

Anhand der berechneten plastischen Querschnittstragfähigkeiten und angedeutet anhand der Last-Verformungs-Verläufe wird deutlich, dass durch die Duktilität der Komponenten mit lediglich rund 40 % der zum vollständigen Verbund erforderlichen Kopfbolzen 79 % der Tragfähigkeit im Feldquerschnitt und 87 % im Stützquerschnitt im Vergleich zum vollständigen Verbund erreicht werden kann. An den Last-Verformungs-Verläufen der Versuchsträger wird darüber hinaus deutlich, dass im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit alle drei Träger ein nahezu identisches Verhalten aufweisen, wobei ZFT40 eine etwas geringere Steifigkeit hat. Unter Wirtschaftlichkeitsaspekten wäre ein Einsparen eines Großteils der Kopfbolzen bei annähernd gleichem Verhalten in Bezug auf die Gebrauchstauglichkeit und nur geringe Einbußen an Tragfähigkeit durchaus denkbar. Anhand der im Versuch auftretenden Schlupfverformungen wird allerdings auch deutlich, dass die Annahme des Ebenbleibens des Gesamtquerschnitts bei der Bemessung nicht erfüllt wird. Eine Reduktion der Dübelanzahl sollte daher unter Berücksichtigung des Einflusses der Nachgiebigkeit der Verbundfuge auf das Gesamttragverhalten, insbesondere auf die Verteilung der inneren Schnittgrößen erfolgen.

Bei den durchgeführten Trägerversuchen wird bewusst von der Vorgabe der DIN EN 1994-1-1 abgewichen und es wird bei zwei der drei Trägern eine Teilverdübelung im Stützbereich untersucht. Es zeigt sich, dass die Bemessung der

Verbundträger mit Teilverdübelung im Stützbereich grundsätzlich als vollplastische Bemessung durchgeführt werden kann und das Tragverhalten und die inneren Schnittgrößenverteilung sich im realen Bauteil entsprechend einstellen. Unter diesem Gesichtspunkt könnte eine Teilverdübelung im Stützbereich zugelassen werden. Allerdings zeigt sich auch, dass selbst bei einer vollständigen Verdübelung die Verbundwirkung im Stützbereich aufgrund der geringen Normalkrafttragfähigkeit der Stützbewehrung nur sehr gering ausfällt und der Großteil der Momententragfähigkeit des Verbundträgers im Stützbereich anders als im Feldbereich über die Momententragfähigkeit des Stahlprofils erreicht wird. Im Stützbereich führt eine Reduktion der Verdübelung aufgrund der ohnehin geringen Verbundwirkung dazu, dass das Stahlprofil nahezu allein trägt. Da die Bereiche negativer Momente aufgrund des starken Anstiegs des Stützmomentes in im Vergleich zum gesamten Träger sehr klein sind, kann selbst bei einer Reduktion der Anzahl der Kopfbolzen auf 40 % keine wesentliche Einsparung stattfinden, sodass unter wirtschaftlichen Aspekten kein nennenswerter Vorteil erzielt werden kann. Es wird daher empfohlen, zum wirtschaftlichen Ausnutzen der Querschnitte den Stützbereich weiterhin voll zu verdübeln und ein effektives Einsparen von Verbundmitteln im deutlich größeren Feldbereich vorzunehmen.

Hier im konkreten Fall kann die Traglast der Verbundträger nicht erreicht werden und daher wird hier auf eine Auswertung der Traglasten in Form einer verformungsorientierten Bemessung verzichtet. Vom Vorgehen her, würde mit einem der im Rahmen dieser Arbeit vorgestellten Modellrechnungen das gesamte Last-Durchbiegungsverhalten der Verbundträger mit nichtlinearem Materialverhalten und Nachgiebigkeit der Verbundfuge modelliert werden. Die Traglast des Systems kann auf Grundlage der maßgebenden Grenzdehnung der Verbundpartner und des Grenzschlupfes in der Verbundfuge bestimmt werden. Vorteilhaft an dieser Bemessung ist darüber hinaus, dass sowohl unter Traglast als auch zu beliebigen Laststufen, beispielsweise unter Gebrauchslast, die Verformungen des Systems bekannt sind und das mit deutlich größerer Genauigkeit im Vergleich zu bisherigen Berechnungsmethoden.

Mit der numerischen Simulation kann das Trag- und Verformungsverhalten der drei Versuchsträger insgesamt in guter Näherung abgebildet werden. Dennoch fällt auf, dass aufgrund der Modellgröße und dem damit verbundenen Rechenaufwand die Genauigkeit zu den realen Versuchen deutlich geringer ausfällt als beispielsweise bei der Nachrechnung der Versuchsträger aus Kapitel 7. Wie an den Last-Durchbiegungsverläufen in Abbildung 9-1 zu erkennen, kann das globale Tragverhalten gut abgebildet werden. Beim Vergleich der Modellrechnung im nachfolgenden Kapitel ist darüber hinaus zu erkennen, dass die Verformungen in der numerischen Simulation sehr gut übereinstimmen. Beim Vergleich der inneren Schnittgrößenverteilung wird allerdings deutlich, dass mit steigendem Verdübelungsgrad das Verbundverhalten der numerischen Simulation deutlich von den realen Ergebnissen abweicht. Neben der Größe der Vernetzung im Bereich der Kopfbolzendübel wird die deutlich von den zuvor kalibrierten Modellen abweichende niedrigere Betonfestigkeit von ZFT100 einen Einfluss auf die Ergebnisse haben. Da in der Vergangenheit nur an wenigen Verbundträgerversuchen die inneren Schnittgrößen kontinuierlich über die Trägerlänge bestimmt wurden, liegen daher kaum Ergebnisse zur Bestimmung der inneren Schnittgrößen im dreidimensionalen Modell mit Abaqus vor. Denkbar wäre hier auch eine systematische Abweichung.

9.2 Holz-Beton-Verbundträger

9.2.1 Allgemeines

Im Folgenden werden die Holz-Beton-Verbundträgerversuche aus vorherigem Kapitel detailliert betrachtet und ausgewertet. Hierbei wird zunächst das Tragverhalten der Verbundfuge anhand des Fachwerkmodells der Zulassung ETA 13/0699 der Verbundschraube, der Push-out-Versuche sowie der Trägerversuche verglichen. Darüber hinaus wird die Tragfähigkeit der Versuchsträger anhand der im Versuch auftretenden Teilschnittgrößen mithilfe herkömmlichen Spannungsnachweisen und zusätzlich mittels dehnungs- oder verformungsbegrenzter Bemessung anhand der im Versuch auftretenden Holzdehnungen oder Verformungen der Verbundfuge nachgerechnet.

9.2.2 Trag- und Verformungsverhalten der Verbundfuge

Zur Auswertung der Holz-Beton-Verbundträgerversuche soll zunächst die Tragfähigkeit der Verbundfuge nach der Zulassung der Verbundschraube ETA 13/0699 bestimmt werden. Hierfür kann das Fachwerkmodell der Zulassung der Verbundschraube, hier Abbildung 9-17 herangezogen und die anhand des maßgebenden Schraubenwiderstands maximal zu übertragende Schubkraft eines Schraubenpaars bestimmt werden.

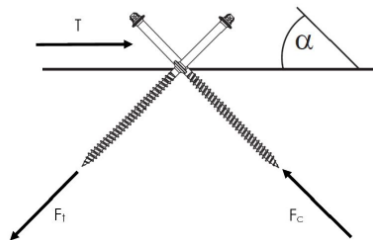


Abbildung 9-17: Fachwerkmodell zur Bestimmung der Schraubenkräfte aus ETA 13/0699

Die Schubkraft ergibt sich aus der Summe des horizontalen Anteils der zugbeanspruchten und des horizontalen Anteils der auf Druck beanspruchten Schraube. Aus Gleichgewichtsgründen in vertikaler Richtung ergibt sich, dass die Kräfte in beiden Schrauben entsprechend der Krafrichtung in Abbildung 9-17 gleich groß sein müssen. Da die Schrauben unter einem Winkel von 45° eingeschraubt werden, ergibt sich folgende vereinfachte Gleichung zur Bestimmung der Schubkraft.

$$T = F_t \cdot \sin(45^\circ) + F_c \cdot \sin(45^\circ) = F_t \cdot \sqrt{2} \quad (9.9)$$

mit: $F_t = F_c$

$$\sin(45^\circ) = \frac{\sqrt{2}}{2}$$

Der Zugwiderstand einer Schraube ergibt sich nach ETA 13/0699 als Minimum des Auszugswiderstands aus dem Holz, der Zugfestigkeit der Schraube sowie einem Mindestwert von 13 kN. Auch wenn der untere Grenzwert von 13 kN nicht näher erläutert

wird, kann davon ausgegangen werden, dass dies ein empirischer Wert der Tragfähigkeit des Betons ist, da diese sonst nicht in die Bemessung eingehen würde, im Fall von HBV40 aber maßgebend wird.

$$F_t = \min \left(\begin{array}{l} F_{ax,\alpha,R} \\ F_{tens} \\ 13 \text{ kN} \end{array} \right) \quad (9.10)$$

mit:

$F_{ax,\alpha,R}$ Auszugwiderstand der Schraube aus dem Holz

F_{tens} Zugfestigkeit der Schraube

Der Auszugwiderstand der Schraube aus dem Holz lässt sich anhand der Einbindelänge der Schraube und der Rohdichte des Holzes bestimmen.

$$F_{ax,\alpha,R} = 180 \cdot l_{ef} \cdot \left(\frac{\rho}{530} \right)^{0,8} = 180 \cdot 95 \cdot \left(\frac{800}{530} \right)^{0,8} = 23771 \text{ N} = 23,8 \text{ kN} \quad (9.11)$$

Beim Vergleich dieses Werts mit der mittleren geprüften Zugfestigkeit der Schraube von 18,8 kN aus Tabelle 8-7 wird deutlich, dass die Zugfestigkeit der Schraube maßgebend wird, was am Abreißen der Schrauben im Push-out-Versuch und bei HBV70 deutlich sichtbar wird. Da in vorliegenden Versuchen eine Schraubenreihe aus zwei Schraubenpaaren besteht, ergibt sich für die Tragfähigkeit einer solchen Reihe der Faktor zwei in den nachfolgenden Gleichungen. Auch wenn beim Vergleich der Zugtragfähigkeit einer Schraube und dem unteren Grenzwert von 13 kN deutlich wird, dass dieser Grenzwert für eine Bemessung maßgebend wird, wird der Fall des Schraubenabreißens trotzdem separat betrachtet, da dieses Versagen teilweise in den Versuchen beobachtet werden konnte. Der Schubkraftwiderstand einer Schraubenreihe ergibt sich für den Fall des Schraubenabreißens $T_{Rm,tens}$ zu 53,2 kN und für den Fall, dass der untere Grenzwert von 13 kN maßgebend wird, $T_{Rm,min}$ zu 36,8 kN.

$$T_{Rm,tens} = 2\sqrt{2} \cdot F_t = 2\sqrt{2} \cdot 18,8 \text{ kN} = 53,2 \text{ kN} \quad (9.12)$$

$$T_{Rm,min} = 2\sqrt{2} \cdot F_t = 2\sqrt{2} \cdot 13,0 \text{ kN} = 36,8 \text{ kN} \quad (9.13)$$

In Abbildung 9-18 sind zusätzlich zu den auf eine Schraubenreihe rückgerechneten Schubkraft-Schlupf-Verläufen der Push-out-Versuche die Kräfte der oberen und unteren horizontalen Halterungen bis zum Erreichen der Maximallast dargestellt. Während in der oberen Abspannung keine nennenswerte Beanspruchung auftritt, betragen die Kräfte der unteren Halterung bei Erreichen der Traglast im Mittel 70 kN, was etwa 20 % der Traglast entspricht. Eine Vertikalkraft dieser Größenordnung kann im realen Bauteil, aber auch in den Versuchsträgern nicht ohne Weiteres durch das Eigengewicht der Konstruktion aufgenommen werden, sodass hieraus zusätzlich eine nennenswerte Beanspruchung der Verbundmittel in vertikaler Richtung resultiert. Im Fachwerkmodell entstehen aus den vertikalen Komponenten zusätzliche axiale Kräfte in den Schrauben, sodass die Schubtragfähigkeit der Verbundfuge in den Verbundträgern daher geringer als in den Push-out-Versuchen ermittelt ausfallen kann.

Darüber hinaus ist in Abbildung 9-18 mit der grau gestrichelten horizontalen Linie der nach dem Fachwerkmodell der ETA 13/0699 ermittelte mittlere Widerstand für den Fall des Abreißens der Schraube, wie sich das Versagen auch in jedem Push-out-Versuch

einstellte, dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die rechnerische mittlere Traglast etwas unterhalb des experimentellen mittleren Widerstands liegt. Wird berücksichtigt, dass die Modellrechnung sehr vereinfacht über ein Fachwerkmodell, ohne beispielsweise Einflüsse der Reibung zu erfassen, stimmen die Ergebnisse insgesamt sehr gut überein.

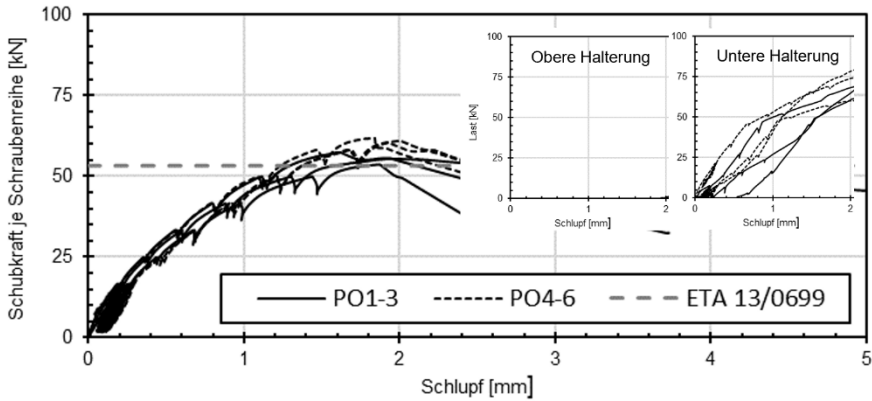


Abbildung 9-18: Schubkraft-Schlupf-Verlauf je Schraubenreihe und Kräfte in den horizontalen Halterungen der Push-out-Versuche

Zum Untersuchen des Tragverhaltens der Verbundfuge in den Versuchsträgern wird zunächst anhand der aus den im Versuch gemessenen Dehnungen die Normalkraft im Holzbalken analog zur Vorgehensweise beim Stahl-Beton-Verbundträger, allerdings nur mit elastischem Materialverhalten des Holzes, bestimmt. Anhand der Schlupfmessungen bei $x = \pm 2,84$ m und der Differenz der Normalkraft vor und hinter der Schraubenreihe an dieser Position kann die Schubkraft-Schlupf-Beziehung aus den Trägerversuchen ermittelt werden. Diese jeweils für die linke und rechte Trägerhälfte ermittelten Verläufe werden nachfolgend in Abbildung 9-19 mit den Ergebnissen der Push-out-Versuche verglichen. Aus dem Push-out-Versuch wird jeweils die mittlere Dübelkennlinie entsprechend der jeweiligen Betonfestigkeit angesetzt.

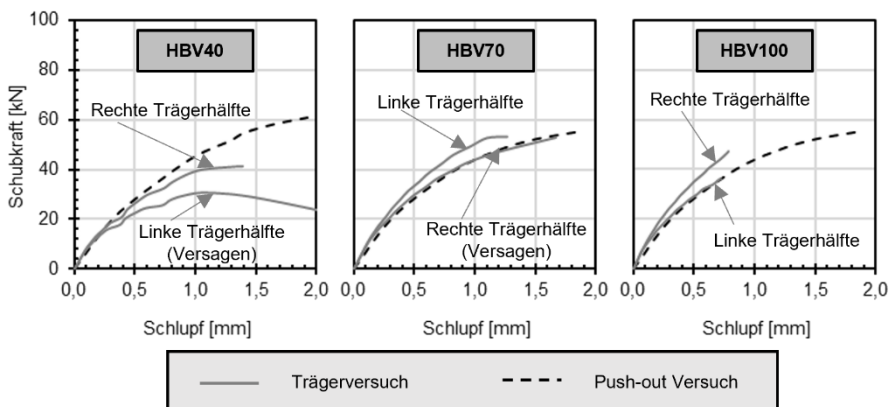


Abbildung 9-19: Vergleich Dübelkennlinie einer Schraubenreihe bei $x = \pm 2,84$ m aus Trägerversuchen und Push-out-Versuchen

Grundsätzlich lässt sich erkennen, dass bei allen drei Trägern ein systematischer Unterschied zwischen dem Last-Verformungs-Verhalten der Verbundträger in linker und rechter Trägerhälfte auftritt. Dies könnte an dem leicht unsymmetrischen Verlauf der Dehnungen wegen der Abänderung des Vorzeichens der Schubkraft und dem aufgrund entlang der Trägerlänge gleichgerichteten Anordnung der Schrauben ein Wechsel von druck-beanspruchter Schraube am Rand der Sensorfasermessung zur zugbeanspruchten Schraube liegen (näheres siehe Abschnitt 8.3.7). Entsprechend dieser Logik müsste die Seite mit den größeren berechneten Schubkräften bei allen drei Trägern gleich sein. Bei HBV40 und HBV100 treten größere Kräfte auf der rechten Trägerhälfte auf. Bei HBV70 sind die Schubkräfte auf beiden Seiten ungefähr gleich groß, allerdings ist das Verhalten auf der rechten Seite, wo das Versagen auftritt, weicher und die Verformungen entsprechend größer.

Bei HBV40, dem Versuchsträger mit der deutlich niedrigeren Betonfestigkeit f_{cm} von 29 N/mm², die gut mit der Mindestbetonfestigkeit von C20/25 der ETA 13/0699 übereinstimmt, tritt das Versagen der Verbundfuge in Form von Betonausbruchkegeln um die Schrauben auf. Beim Vergleich der Schubtragfähigkeiten in Abbildung 9-19 ist zu erkennen, dass diese mit 30 kN auf der Seite des Versagens und mit 40 kN auf der anderen Seite im Mittel gut mit der anhand des Mindestwerts von 13 kN berechneten Schubkrafttragfähigkeit von 36,8 kN übereinstimmen. Aufgrund des vom Push-out-Versuch abweichenden Versagens im Versuch tritt im Bereich der Traglast ein deutlich unterschiedliches Last-Verformungs-Verhalten auf.

Bei HBV70, bei dem das Versagen der Verbundfuge in Form eines Abreißens der Schrauben auftritt, stimmen die Schubtragfähigkeiten im Versuchsträger von rund 55 kN sehr exakt mit den nach ETA 13/0699 berechneten und den Push-out-Versuchen überein. Auch das Last-Verformungs-Verhalten im Trägerversuch auf der Seite des Versagens passt sehr genau zu den Push-out-Versuchen. Die Steifigkeit im Bereich der Traglast auf der Seite ohne Versagen ist dagegen etwas höher als im Push-out-Versuch.

Bei HBV100, welcher aus der gleichen Betoncharge wie HBV70 besteht, ist zu erkennen, dass die Schubbeanspruchung noch deutlich unterhalb der von HBV70 liegt. Da das Versagen des vollverdübelt Trägers allerdings in Form eines Biegezugversagens im Holzbalkens auftritt, ist wenig verwunderlich, dass in der Verbundfuge noch Tragreserven vorhanden sind. Auch hier ist zu sehen, dass das Last-Verformungs-Verhalten auf einer Trägerseite sehr exakt mit den Ergebnissen der Push-out-Versuche übereinstimmt, während auf der anderen Seite das Verhalten etwas steifer ist.

9.2.3 Tragfähigkeit der Verbundträger

Nachfolgend werden die Tragfähigkeiten der drei Versuchsträger näher untersucht und mit den rechnerischen Werten verglichen. Eine Übersicht über die Berechnung gibt Tabelle 9-4. Hier werden zunächst die Traglasten bei Versagen gegenübergestellt.

Anhand geprüften Materialeigenschaften und der unterschiedlichen Verdübelung wird pro Versuchsträger mittels Stabwerkmodell unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Verbundfuge die Beanspruchung der Teilquerschnitte unter der Versagenslast ermittelt. Mit den je Versuchsträgern vorhandenen Schnittgrößenkombinationen wird unter Annahme eines linearen Zuwachses die Traglast für die unterschiedlichen Versagensmodi rückgerechnet und verglichen. Da an den geringen Stauchungen im

Beton von deutlich weniger als 3,5 ‰ und den Dehnungen der Längsbewehrung von deutlich unterhalb der Bruchgrenze von 25 ‰ für B500A ersichtlich ist, dass diese im Versuch nicht annähernd maßgebend werden, wird nachfolgend der Fokus auf den Holzquerschnitt und die Verbundfuge gelegt.

Da das Holz unterschiedliche Tragfähigkeiten unter zentrischem Zug und unter Biegezug aufweist, werden im Holzbau anders als im Stahlbau die Auslastung der einzelnen Spannungskomponenten entsprechend Gleichung (9.14) aufsummiert. Anhand der bei Traglast vorhandenen Normalkraft und des Biegemoments im Querschnitt wird die Auslastung des Holzquerschnitts berechnet und die Traglast des Systems bestimmt. Die rechnerischen Traglasten werden in Tabelle 9-4 zusammengestellt. Zusätzlich wird anhand der Biegezugfestigkeit des Holzes die Traglast für den eher theoretischen Grenzfall des Holzversagens ohne Verbund betrachtet.

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1,0 \quad (9.14)$$

mit: $\sigma_{t,0} = \frac{N_t}{A_t}$
 $\sigma_{m,y} = \frac{M_t}{W_t}$

$$A_t = 12 \text{ cm} \cdot 24 \text{ cm} = 288 \text{ cm}^2$$

$$W_t = \frac{12 \text{ cm} \cdot (24 \text{ cm})^2}{12} = 1152 \text{ cm}^3$$

Darüber hinaus wird in Tabelle 9-4 das Versagen der Verbundfuge betrachtet. Hier wird zunächst für jeden Versuchsträger die Schubkraft bei Versagen bestimmt. Der Widerstand der Verbundfuge wird mit dem Mindestwert in Folge des Betonversagens und mit der Zugfestigkeit der Schraube separat ermittelt. Anhand der jeweiligen Auslastung der Verbundfuge wird ebenfalls die Traglast extrapoliert.

Eigenschaft			HBV40	HBV70	HBV100	
Traglast aus Versuch	P_{\max}	[kN]	77,5	154,9	171,5	
Beanspruchung bei Traglast (Stabwerkmodell)	$N_{t,\max}$	[kN]	459,4	958,4	1088,7	
	$M_{t,\max}$	[kNm]	27,0	42,8	42,3	
	T_{\max}	[kN]	43,6	46,9	37,2	
Rechnerische Traglast	Holzquerschnitt	$P_{\max,t}$	[kN]	163,9	174,2	186,2
	Verbundfuge (Beton)	$P_{\max,VC}$	[kN]	65,5	120,8	168,6
	Verbundfuge (Schraube)	$P_{\max,VS}$	[kN]	94,6	175,5	245,1
	Holz (ohne Verbund)	$P_{\max,t}$	[kN]	92,7	89,4	85,1

Tabelle 9-4: Rechnerische Traglasten der HBV-Träger

Ein grafischer Vergleich der realen Versuchskurven der drei HBV-Träger mit den rechnerisch ermittelten Traglasten ist in Abbildung 9-20 dargestellt. Es fällt auf, dass bei HBV70 und HBV100 die Traglast des theoretischen Falls, dass kein Verbund vorhanden ist, sehr deutlich unterhalb der tatsächlichen Traglast liegt und dadurch über die Verbundwirkung eine Tragfähigkeitssteigerung, unter der Annahme der Vernachlässigung der Betonplatte mit geringer Biegesteifigkeit erzielt werden kann. Beim Vergleich von HBV40 mit der Traglast des reinen Baubuchequerschnitts dagegen fällt auf, dass die Traglast des Verbundträgers niedriger als die des Einzelquerschnitts ist. Durch die Verbundwirkung wegen des spröden Versagens der Verbundfuge kann also keine Erhöhung der Traglast erzielt werden. Im Versuch wäre bei erneuter Belastung wahrscheinlich noch eine Steigerung der Traglast möglich gewesen. Da die Verbundfuge versagt, reduziert sich die Steifigkeit des nun nicht mehr als Verbundträger wirkenden Systems und die beiden Teilquerschnitte tragen einzeln entsprechend ihren Biegesteifigkeiten. Aufgrund der geringen Biegesteifigkeit der Betonplatte und der Duktilität wegen der Rissbildung und hohem Bewehrungsgrad ist davon auszugehen, dass die Last bei wiederholter Aufbringung bis zum Versagen des Holzbalkens hätte gesteigert werden können. Es ist außerdem zu erwähnen, dass die Tragfähigkeit des Baubucheträgers mit den zuvor recherchierten mittleren Biegefestigkeiten unterhalb der Tragfähigkeit des Verbundträgers im Versuch gelegen hat. In jedem Fall sollten die Verbundträger für einen wirtschaftlichen Einsatz so bemessen sein, dass die Tragfähigkeit des Verbundträgers oberhalb der Tragfähigkeit der beiden lose aufeinanderliegenden Teilquerschnitte liegt.

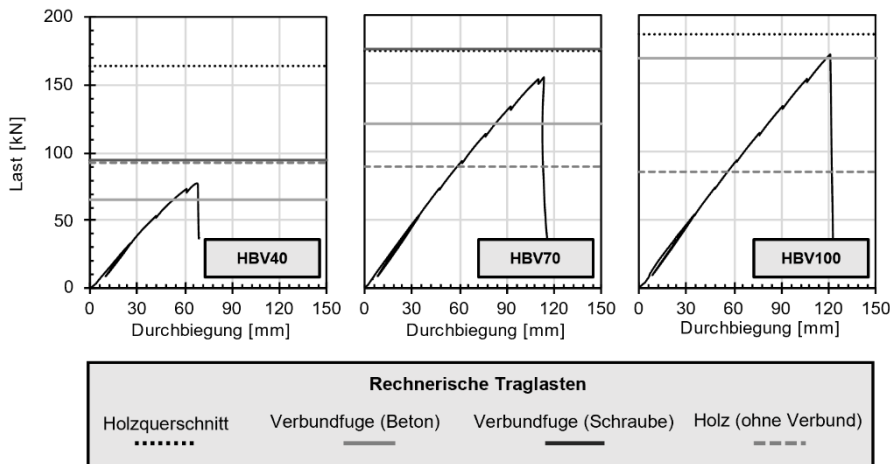


Abbildung 9-20: Vergleich der HBV-Träger mit den rechnerischen Traglasten

An der Tragfähigkeit der Verbundfuge infolge Betonversagens des HBV40 wird deutlich, dass diese nahe an der Traglast, aber dennoch unterhalb liegt. Da die Betonfestigkeit des Verbundträgers etwas höher als die Mindestfestigkeit nach Zulassung der Schraube liegt, scheint dies plausibel. Bei HBV70 und HBV100 liegt die rechnerische Traglast infolge Verbundfugenversagens des Betons ebenfalls unterhalb der realen Traglast, bei HBV100 jedoch nur minimal. Aufgrund der deutlich höheren Betonfestigkeit wird dieses Versagen im realen Träger nicht maßgebend, auch wenn diese bei der Vorbemessung maßgebend werden würde. Die Traglast des Verbundfugenversagens infolge Abreißen der Schraube überschätzt in allen Fällen die realen Traglasten. Bei HBV70, bei dem das

Versagen als ein solches Schraubenabreißen auftritt, wird die Traglast bei der Berechnung um rund 12 % überschätzt. Ein möglicher Grund hierfür könnten die nennenswerten Abhebungen und folglich die zusätzlichen Zugkräfte in der Schraube sein, die im Fachwerkmodell bei der Berechnung nicht berücksichtigt werden.

Mit der gepunkteten schwarzen Linie wird die rechnerische Traglast des Holzquerschnitts bei vorhandener Verbundwirkung dargestellt. Bei allen Trägern liegt die rechnerische Traglast oberhalb der realen. Da HBV40 und HBV70 mit Teilverdübelung ausgeführt werden, sodass die Verbundfuge maßgebend wird, ist diese Überschätzung plausibel. Bei HBV100, wo das Versagen als Biegezugversagen auftritt, wird die Traglast bei der Berechnung um 8 % überschätzt, was im Streubereich der Materialeigenschaften liegt. Darüber hinaus ist das Versagen des Holzbalkens von einer Fehlstelle in der Keilverzinkung ausgegangen, welche bei den Biegezugversuchen nicht vorhanden sind, sodass ohne die Fehlstelle die Traglast im Versuch wahrscheinlich noch hätte gesteigert werden können.

Eigenschaft		HBV40	HBV70	HBV100
Holzquerschnitt	ϵ_{\max} [µm/m]	2000	4000	5200
	$\epsilon_{u,\max}$ [µm/m]	5670	5770	4830
	η [-]	0,35	0,69	1,08
Verbundfuge	s_{\max} [mm]	2,05	1,67	0,79
	$s_{u,\max}$ [mm]	1,92	1,88	1,88
	η [-]	1,07	0,89	0,42

Tabelle 9-5: Vergleich der Dehnungen und Verformungen bei Traglast

In Tabelle 9-5 erfolgt eine Nachrechnung der Holz-Beton-Verbundträger auf Basis einer dehnungsbeschränkten oder verformungsbeschränkten Bemessung. Auch hier wird wegen der Auslastungen lediglich die Dehnung des Holzbalkens auf der Unterseite und die Verformung der Verbundfuge betrachtet. Während die maximalen Dehnungen bei Traglast aus dem Stabwerkmodell ausgegeben werden, wird die maximal aufnehmbare Dehnung des Holzes aufgrund der unterschiedlichen Zug- und Biegezugfestigkeit entsprechend der Auslastung der Beanspruchung auf Zug und Biegung gewichtet. Die Berechnung der Grenzdehnung erfolgt anhand der jeweiligen Festigkeit und des Elastizitätsmoduls des Holzes. Die Wichtung entsprechend der Auslastung wird nachfolgend beispielhaft für HBV100 durchgeführt.

Zusätzlich wird in Tabelle 9-5 der im Versuch bei Versagen auftretende Schlupf mit dem von der Verbundfuge maximal aufnehmbaren Schlupf aus den Push-out-Versuchen verglichen.

Grundsätzlich fällt auf, dass bei den drei HBV-Trägern jeweils das tatsächliche Versagen des Versuchs auch rechnerisch maßgebend wird. Während bei HBV40 und HBV100 die maßgebende Auslastung bei Maximallast über 100 % liegt, ist bei HBV70 zu erkennen, dass das Versagen der Verbundfuge bei einer Auslastung von 89 % auftritt. Das Versagen im realen Träger ist also deutlich weniger duktil als anhand der Ergebnisse

der Push-out-Versuche zu erwarten. Die Ursache hierfür könnte in der Abspannung im Push-out-Versuch liegen, wo auf der Unterseite nennenswerte abhebende Kräfte auftreten. Durch die abhebende Kraft tritt an der Schraube eine zusätzliche Beanspruchung in Schraubenachse auf und durch die vertikale Verformung fällt wegen der geringen Duktilität der Schraube die horizontale Verformbarkeit geringer aus. Die Übertragbarkeit der Ergebnisse der Push-out-Versuche zur Traglastbemessung der Verbundträger muss somit in Frage gestellt werden.

$$\varepsilon_{max} = \frac{f}{E} \quad (9.15)$$

Biegezugfestigkeit $\varepsilon_{m,max} = \frac{11,26 \text{ kN/cm}^2}{1680 \text{ kN/cm}^2} = 0,0067 = 6700 \mu\text{m/m}$

Zugfestigkeit $\varepsilon_{t,max} = \frac{6,35 \text{ kN/cm}^2}{1680 \text{ kN/cm}^2} = 0,0038 = 3800 \mu\text{m/m}$

Auslastung Normalkraft $\eta_t = \frac{N/A}{f_t} = \frac{1088,7 \text{ kN}/288\text{cm}^2}{6,35 \text{ kN/cm}^2} = 0,595$

Biegung $\eta_m = \frac{M/W}{f_m} = \frac{4230 \text{ kNm}/1152\text{cm}^3}{11,26 \text{ kN/cm}^2} = 0,326$

Gesamt $\eta = \eta_t + \eta_m = 0,595 + 0,326 = 0,921$

gewichtet $\varepsilon_{t,max} = \frac{0,595}{0,921} 6700 + \frac{0,326}{0,921} 3800 = 4830 \mu\text{m/m}$

Es könnte der Eindruck entstehen, dass aufgrund des linearen Zusammenhangs zwischen Spannung und Dehnung und dem Umweg über die Auslastung von Normalkraft und Biegemoment eine dehnungsbeschränkte Bemessung am Holzquerschnitt keine wirkliche Neuerung bringt. Wird allerdings das Gesamtsystem des Holz-Beton-Verbundträgers betrachtet, kann die dehnungsbeschränkte Bemessung vor allem in der Druckzone des Betons, in der Bewehrung und bei duktileren Verbundmitteln in der Verbundfuge dazu beitragen, dass durch das Erfassen von Umlagerungen durch das nichtlineare Materialverhalten auch die Schnittgrößen des Holzbalkens deutlich realistischer bestimmt werden können. Auch wenn im Holzbalken aufgrund des nahezu linear elastischen Materialverhaltens im Holzbalken ein reiner Spannungsnachweis ausreichend ist, so ist auch hierfür eine realistische Bestimmung von Normalkraft und Biegemoment unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Verbundfuge und sonstiger Umlagerungen wegen des nichtlinearen Materialverhaltens essenziell.

9.2.4 Bewertung des Tragverhaltens

Anhand der experimentellen Untersuchung der drei Holz-Beton-Verbundträger mit identischen Querschnitten wird deutlich, dass nur durch Variation der Verdübelung ein zum Teil deutlich voneinander abweichendes Trag- und Verformungsverhalten eingestellt werden kann. Aufgrund des spröden Versagens kann im Vergleich zu den Stahl-Beton-Verbundträgern keine Umlagerung innerhalb der Verbundfuge, aber auch nicht innerhalb der Verbundpartner stattfinden. Das Erreichen der Traglast einer Komponente, beispielsweise einer Verbundschraube, führt daher zu einem schlagartigen Kollaps des Gesamtsystems. Ein solches sprödes Versagen ohne sichtbare Vorankündigung in Kombination mit im Vergleich zum Stahl deutlich höheren streuenden Materialeigenschaften des Holzes muss bei einer Bemessung zum

Erreichen des geforderten Sicherheitsniveaus zwangsläufig über höhere Teilsicherheitsbeiwerte berücksichtigt werden.

In diesem Zusammenhang wäre eine Untersuchung gleicher Verbundträger mit gleichen Verbundschrauben mit Anordnung unter 90° denkbar. Hierdurch würde in der Verbundfuge eine deutlich geringere Steifigkeit vorliegen und somit eine geringere Verbundwirkung entstehen. Durch die Beanspruchung der Schraube auf Biegung im Vergleich zur Beanspruchung der Schraube auf axialen Zug im Fachwerkmodell bei Anordnung unter 45° scheint sich eine deutlich größere Verformbarkeit der Verbundfuge einstellen zu können. Durch die Verformbarkeit der einzelnen Schraube könnte es in der Verbundfuge in gewissem Maße zu Umlagerungen von der höchst beanspruchten Schraube zu weniger beanspruchten Schrauben kommen, sodass das Versagen der Verbundfuge insgesamt duktiler ist. Denkbar wäre hierdurch eine höhere Tragfähigkeit des Systems trotz deutlich geringerer Verbundfugensteifigkeit.

Es wird deutlich, dass über die Anzahl der Verbundschrauben das Tragverhalten der Träger gesteuert werden kann. Auffällig ist, dass beim Einsatz von nur 70 % der Schrauben im Vergleich zum vollständigen Verbund die Steifigkeit nahezu die gleiche wie bei vollständigem Verbund ist und die Tragfähigkeit lediglich 10 % geringer ausfällt. Aufgrund der Kosten der Schrauben und des enormen Aufwandes beim Einbau der Schrauben kann ein Einsparen von 30 % der Schrauben einen wichtigen wirtschaftlichen Faktor bei sehr ähnlichem Tragverhalten, vor allem für den im Holzbau häufig maßgebenden Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, darstellen.

Darüber hinaus sollte bei vorliegenden Trägern das Versagen der Verbundfuge im Vergleich zum Querschnittsversagen bei der Bemessung angestrebt werden. Da im Falle des Versagens der Verbundfuge der Holzquerschnitt noch intakt ist und somit noch weiter Last abtragen kann und außerdem die druckbeanspruchten Schrauben nicht abgerissen sind, scheint der Träger trotz Versagens durch Umlagerung noch Last halten und einen kompletten Kollaps des Systems verhindern zu können. Ein Versagen des Holzbalkens führt wegen der geringen Tragfähigkeit der Betonplatte mit großer Wahrscheinlichkeit zu einem Kollaps des Systems. Eine Unterverdübelung wie bei HBV40 vor allem in Kombination mit geringen Betonfestigkeiten sollte im Allgemeinen zur wirtschaftlichen Bemessung vermieden werden, da hier die Traglast der Verbundfuge unterhalb der rechnerischen Traglast des reinen Holzquerschnitts liegt.

Da im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit aufgrund der höheren Steifigkeit bereits durch den Einsatz weniger Verbundschrauben deutliche Vorteile erzielt werden können, im Grenzzustand der Tragfähigkeit dagegen die Traglast aufgrund der maßgebenden geringen Tragfähigkeit der Verbundfuge sinkt, sollte das Bemessungsziel und die erforderliche Anzahl an Schrauben vom Planer im Einzelfall festgelegt werden.

10 Modellierung der experimentell untersuchten Verbundträger

10.1 Allgemeines

Nachdem in Kapitel 7 bereits gezeigt werden kann, dass sich Stabwerkmodelle und Segment-Lamellen-Methode grundsätzlich zur realistischen Modellierung von Stahl-Beton-Verbundträgern mit vergleichsweise geringem Modellierungs- und Berechnungsaufwand eignen, soll nachfolgend die Anwendung der Modelle auf statisch unbestimmte Systeme, aber auch auf Holz-Beton-Verbundträger ohne ausgeprägtes duktilen Bauteilverhalten untersucht werden. Hierfür erfolgt eine detaillierte Nachrechnung der sechs im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Verbundträgerversuche. Ein mit vertretbarem Aufwand möglichst genaues Abbilden des Trag- und Verformungsverhaltens der Verbundträger vor allem im nichtlinearen Bereich, ist die Grundlage einer späteren verformungsorientierten Bemessung.

In den folgenden Abschnitten werden zunächst die Ergebnisse der statisch unbestimmten Stahl-Beton-Verbundträger mit denen der Modellrechnung verglichen und bewertet. Anschließend erfolgt ein Vergleich der Versuchsergebnisse der Holz-Beton-Verbundträger mit den Ergebnissen der Modellrechnung. Aufbauend auf den Ergebnissen aller Modellrechnungen wird ein Fazit zur Anwendung der Berechnungsmodelle gezogen. Abschließend wird am Beispiel von ZFT40 das Vorgehen der verformungsorientierten Bemessung mit den hier untersuchten Modellen beschrieben.

10.2 Stahl-Beton-Verbundträger

Nachfolgend werden die Ergebnisse der Modellierung der Stahl-Beton-Verbundträger von numerischer Simulation, Stabwerkmodell und Segment-Lamellen-Methode mit den Versuchsergebnissen verglichen, um so die Übertragbarkeit der Modelle auf statisch unbestimmte Verbundträger bewerten zu können. Im ersten Schritt erfolgt ein Vergleich mit den im Versuch direkt ermittelten Messgrößen wie Durchbiegung, Schlupf und Abhebung sowie Dehnungen im Stahlprofil. Daraufhin erfolgt ein Vergleich der anhand der Stahldehnungen berechneten Schnittgrößen am Verbundträger mit denen der Modellrechnung.

Da bei der Modellierung mittels Balkenquerschnitten im Stabwerkmodell und in der Segment-Lamellen-Methode eine Lastausbreitung in der Betonplatte senkrecht zur Trägerachse nicht berücksichtigt wird, erfolgt die Modellierung der Betonplatte mit der mitwirkenden Breiten nach DIN EN 1994-1-1. Hierbei wird die Spannungsverteilung reduzierte Breite als konstant angenommen. Bei beiden Modellierungsansätzen kann jedem Segment oder Balkenabschnitt eine Breite entsprechend der Verteilung der mitwirkenden Breite entlang der Trägerlänge aus Abbildung 9-2 zugeordnet werden.

In Abbildung 10-1 sind die Ergebnisse der Vergleichsrechnung am Beispiel von ZFT40 zu sehen. Oben links ist das Last-Durchbiegungs-Verhalten jeweils in Feldmitte dargestellt. In der Mitte ist das Last-Schlupf-Verhalten und rechts das Last-Abhebungs-Verhalten an der Messstelle $x = \pm 1,31$ m dargestellt. Darunter werden die Dehnungen im Stahlprofil, der Schlupf und die Abhebung entlang der Trägerlänge bei einer Last von

1500 kN untersucht. Im Fall des Schlupfes und der Abhebung über die Trägerlänge kennzeichnen die Quadrate die realen Versuchsergebnisse. Mit der schwarzen durchgezogenen Linie werden die Ergebnisse der numerischen Simulation dargestellt. Die schwarze gepunktete Linie stellt die Ergebnisse des Stabwerkmodells dar und die graue gestrichelte die Ergebnisse der Segment-Lamellen-Methode.

Anhand des Last-Durchbiegungs-Verhaltens ist zu erkennen, dass alle Modellrechnungen die Steifigkeit im Übergang vom elastischen zum plastischen Bereich leicht überschätzen, was an einer möglichen Überschätzung der Steifigkeit des Betons bei Rissbildung liegen könnte. Vor allem bei den Ergebnissen des Stabwerkmodells und der Segment-Lamellen-Methode lassen sich sehr gute Übereinstimmungen mit den realen Versuchen erkennen. Aber auch die Ergebnisse der numerischen Simulation zeigen gute Übereinstimmungen mit dem Versuchsträger, auch wenn die Traglast minimal überschätzt wird. Beim Last-Schlupf-Verhalten gibt es ebenfalls die besten Übereinstimmungen mit den realen Versuchen bei den Ergebnissen des Stabwerkmodells, wo diese genau zwischen den Versuchsverläufen der linken und rechten Trägerhälfte liegen. Während die numerische Simulation und die Segment-Lamellen-Methode im unteren Lastbereich die Steifigkeit etwas unterschätzen, wird die Traglast mittels Segment-Lamellen-Methode genau getroffen, in der numerischen Simulation dagegen wird die Traglast geringfügig überschätzt. Anhand des Last-Abhebung-Verhaltens, welches lediglich mit den numerischen Simulationen zielsicher abgebildet werden kann, ist zu erkennen, dass im Versuch zwischen den beiden Trägerhälften große Streuungen auftreten. Die Ergebnisse der numerischen Simulation liegen zwar etwas oberhalb der Versuchsergebnisse, die Größenordnung der Abweichung insgesamt fällt allerdings geringer aus als die Streuung der Versuchsergebnisse.

Bei den Dehnungsmessungen mittels Sensorfasern wird deutlich, dass es sich im Bereich des Mittelaufagers um einen Diskontinuitätsbereich handelt. Da die Dehnungen dort lokal sehr stark zunehmen und teilweise benachbarte Messwerte sehr stark voneinander abweichen, können vom Messsystem teilweise keine Dehnungen bestimmt werden. Da die Ergebnisse dieses Bereichs also wenig zuverlässig sind, werden diese im Folgenden ausgeblendet. Grundsätzlich wird anhand der Dehnungen im Versuch deutlich, dass eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den Messungen mittels Sensorfaser und DMS besteht. Dennoch wird an den DMS-Messungen deutlich, dass hier gewisse Streuungen zwischen linker und rechter Trägerhälfte vorliegen. Sowohl an der Ober- als auch an der Unterseite weisen die Ergebnisse aller Modellrechnungen sehr gute Übereinstimmungen mit den realen Versuchen auf. Auffällig ist, dass der Bereich des Plastizierens der Stahlunterseite sehr gut abgebildet werden kann. Auch wenn die Größe der Dehnung in diesem Bereich etwas abweicht, so ist für eine genaue Bemessung vor allem der Fließbereich, nicht aber die exakte Dehnungsgröße im Baustahl von Bedeutung.

Am Verlauf des Schlupfes ist zu sehen, dass auch hier die Ergebnisse der numerischen Simulation und die des Stabwerkmodells sehr exakt mit den Versuchsergebnissen übereinstimmen, sowohl in der Größe des Schlupfes als auch in der Form des Verlaufs.

Der mittels Segment-Lamellen-Methode ermittelte Schlupfverlauf ist in seiner Form sehr ähnlich zu den anderen Modellrechnungen, weist aber eine leichte Unterschätzung der Schlupfwerte entlang der gesamten Trägerlänge auf, sodass die Verbundfugensteifigkeit

etwas überschätzt wird. Dennoch ist zu erkennen, dass die Abweichung der Segment-Lamellen-Methode zu den anderen Ergebnissen in der Größenordnung der Abweichung der realen Versuchsergebnisse von linker und rechter Trägerhälfte und somit innerhalb der Streuung der Versuchsergebnisse liegt.

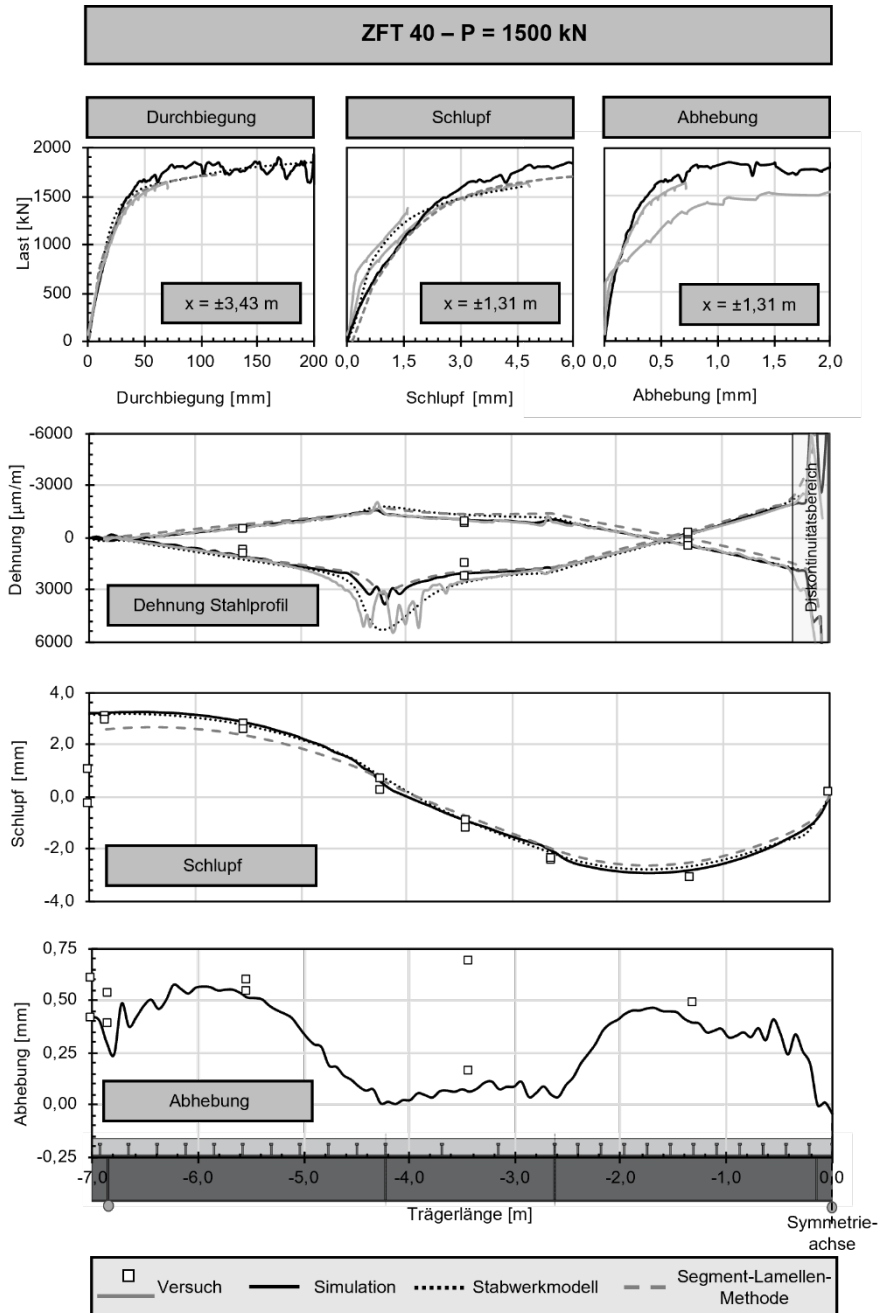


Abbildung 10-1: ZFT40: Vergleich der Dehnungen im Stahlprofil und Verformungen der Verbundfuge der Modellrechnungen bei P = 1500 kN

Da die Abhebungen lediglich mit den numerischen Simulationen zielsicher abgebildet werden können, werden diese mit den realen Versuchen verglichen. Insgesamt fällt beim Verlauf über die Trägerlänge vor allem im Bereich zwischen den beiden Einzellasten eine deutliche Abweichung zwischen den Messwerten der beiden Trägerhälften auf. Da ein Vergleich mit den Verläufen der anderen Modellrechnung nicht möglich ist und ein Vergleich mit den wenigen Messwerten des Trägerversuchs schwierig ist, fällt die Bewertung weniger eindeutig aus. Dennoch ist zu erkennen, dass der Verlauf der Abhebung aus numerischer Simulation an keiner Stelle deutlich von den Messwerten abweicht. Da dieser Verlauf auch anhand der Schlupfverläufe sinnvoll erscheint, können die Ergebnisse der Abhebung der numerischen Simulation grundsätzlich als plausibel eingestuft werden.

Abbildung 10-2 zeigt den Vergleich der Verformungen und Dehnungen als Versuchsergebnis von Träger ZFT70 mit den Modellrechnungen. Der Aufbau der Grafik, die betrachtete Laststufe sowie Zuordnung der Farben und Stricharten der Verläufe entspricht dabei den vorherigen. Grundsätzlich lässt sich auch hier im Last-Durchbiegungs-Diagramm eine leichte Überschätzung der Steifigkeit im Übergang vom elastischen zum plastischen Bauteilverhalten bei der Modellrechnung mittels numerischer Simulation und Stabwerkmodell erkennen. Mit größerer Verformung nähern sich die Verläufe den Versuchswerten an. Es deutet sich an, dass dennoch im Bereich der Traglast eine leichte Überschätzung auftritt, auch wenn das aufgrund des vorzeitigen Beendens des Versuchs nicht mit Sicherheit festgestellt werden kann. Eine deutliche Überschätzung sowohl in Bezug auf Steifigkeit als auch bei der Traglast tritt im Last-Durchbiegungs-Verlauf bei der Modellrechnung mittels Segment-Lamellen-Methode auf.

Beim Last-Schlupf-Verhalten lässt sich eine sehr gute Übereinstimmung der numerischen Simulationen über den kompletten Verlauf der realen Versuchsergebnisse erkennen. Die Ergebnisse des Stabwerkmodells sowie der Segment-Lamellen-Methode zeigen im Übergang vom elastischen zum plastischen Verhalten eine Überschätzung der Steifigkeit, verlaufen anschließend aber wieder deckungsgleich mit Versuchswerten und numerischer Simulation. Anders als vom Last-Durchbiegungs-Verhalten angedeutet, wird die Traglast des Systems mittels Segment-Lamellen-Methode gut getroffen. Lediglich die Durchbiegung scheint bei der Modellierung deutlich zu gering berechnet zu werden. Die Last-Abhebungs-Verläufe der realen Versuchsträger weisen zwischen linker und rechter Trägerhälfte große Streuungen auf. Dennoch ist beim Vergleich zu erkennen, dass der Verlauf der numerischen Simulation zwischen den beiden Versuchskurven liegt.

An den Dehnungen entlang der Trägerlänge bei der Last von 1500 kN wird deutlich, dass zwischen den Modellrechnungen mittels Stabwerkmodell und numerischer Simulation sehr hohe Übereinstimmungen mit den realen Dehnungsmessungen der Sensorfaser auftreten. Auch wenn die Dehnungen aus der Segment-Lamellen-Methode insgesamt minimal unterhalb der anderen Dehnungen liegen, kann auch mit dieser Modellrechnung die Stahldehnung in sehr guter Näherung abgebildet werden. Grundsätzlich scheint der Bereich des Plastizierens des Stahlträgers auf der Unterseite gut abgebildet zu werden, dennoch ist anhand der Versuchsergebnisse zu erkennen, dass dieser Bereich sich am realen Träger etwas weiter ausstreckt. Aufgrund der etwas geringeren Dehnungen bei der Segment-Lamellen-Methode ist das Plastizieren des Stahls hierbei noch nicht zu erkennen.

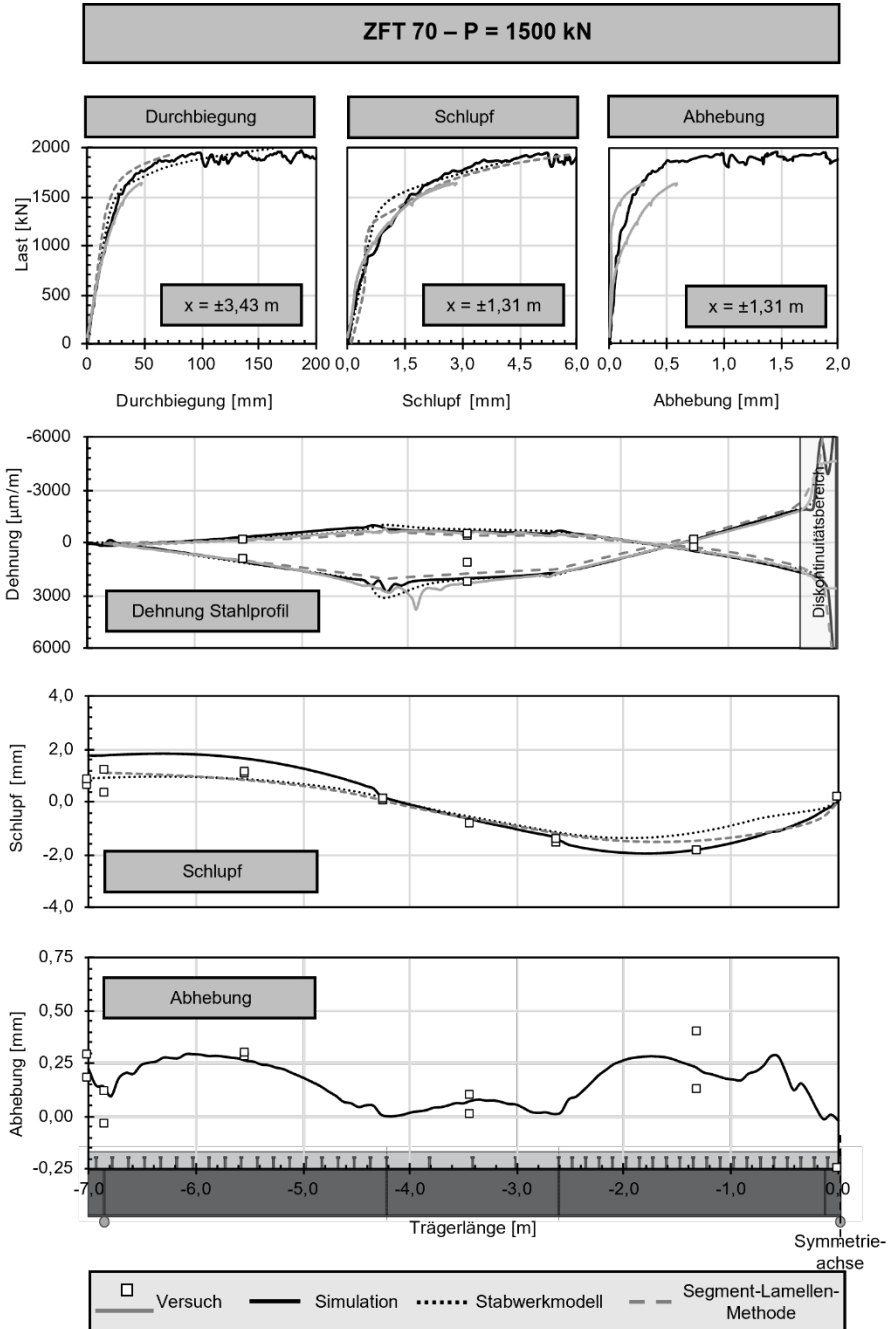


Abbildung 10-2: ZFT70: Vergleich der Dehnungen im Stahlprofil und Verformungen der Verbundfuge der Modellrechnungen bei P = 1500 kN

Am Schlupfverlauf entlang der Trägerlänge ist zu erkennen, dass im Bereich zwischen Mittelaufleger und Einzellast die Ergebnisse der numerischen Simulation sehr exakt mit den Versuchsergebnissen übereinstimmen, die Versuchsergebnisse im Randbereich

allerdings etwas überschätzt werden. Die Ergebnisse des Stabwerkmodells sowie der Segment-Lamellen-Methode stimmen im äußeren Trägerbereich sehr exakt mit den Versuchsergebnissen überein, unterschätzen diese allerdings im Bereich zwischen Mittelaufleger und Einzellast. In der Form des Verlaufes stimmen alle Modellrechnungen mit den realen Versuchen überein und insgesamt ergibt sich über die gesamte Trägerlänge eine ordentliche Übereinstimmung mit dem Trägerversuch.

Abbildung 10-3 zeigt den Vergleich der Modellrechnungen mit den realen Versuchsergebnissen des Versuchsträgers ZFT100. Am Last-Durchbiegungs-Verhalten ist eine sehr gute Übereinstimmung der numerischen Simulation mit dem realen Bauteilverhalten zu registrieren. Lediglich leichte Überschätzungen im Bereich des Übergangs vom elastischen zum plastischen Verhalten sind zu erkennen. An den Ergebnissen des Stabwerksmodells ist eine leichte Überschätzung der Steifigkeit zu erkennen. Anschließend verlaufen die Ergebnisse nahezu deckungsgleich mit den numerischen Simulationen, allerdings wird anschließend die Traglast erheblich überschritten. Die Ergebnisse mittels Segment-Lamellen-Methode zeigen eine deutliche Überschätzung der Steifigkeit, aber auch der Tragfähigkeit.

Beim Schlupf der Trägerversuche fällt zunächst auf, dass bei den hier betrachteten Schnitten eine sehr exakte Symmetrie vorliegt, sodass die Kurven der beiden Trägerhälften annähernd deckungsgleich verlaufen. Bis auf eine leichte Überschätzung im Übergangsbereich stimmen die Ergebnisse des Stabwerkmodells sehr gut mit den Versuchsergebnissen überein. Am Ergebnis der numerischen Simulation fällt auf, dass die Steifigkeit der Verbundfuge zunächst geringer abgebildet wird, im Bereich der Traglast aber gut mit den Ergebnissen des Stabwerkmodells übereinstimmt.

Beim mittels Segment-Lamellen-Methode berechneten Schlupf fällt auf, dass zunächst im unteren Lastbereich eine Umlagerung des Schlupfes stattfindet, sodass dieser nochmals zurückgeht. Bei höherer Last steigt der Schlupf wieder und verläuft in etwa deckungsgleich zu den Ergebnissen des Stabwerkmodells und im Bereich der Traglast auch mit denen der numerischen Simulation. Auch hier wird mittels Segment-Lamellen-Methode die Traglast des Systems in guter Näherung getroffen, auch wenn wegen der deutlichen Unterschätzung der Durchbiegung anhand des Last-Durchbiegungs-Verhaltens ein anderer Eindruck entsteht.

Auch bei den Abhebungen fällt auf, dass bei den beiden betrachteten Schnitten eine nahezu perfekte Symmetrie herrscht und die Verläufe von linker und rechter Trägerhälfte deckungsgleich liegen. Die Zylinderkraft über die Abhebung aus numerischer Simulation weist eine sehr exakte Übereinstimmung mit den realen Versuchsergebnissen auf.

Beim Vergleich der Dehnungen des Stahlprofils entlang der Trägerlänge fällt auf, dass grundsätzlich mit allen drei Modellierungsansätzen sehr gute Übereinstimmungen mit den realen Ergebnissen erzielt werden können. Lediglich auf der Oberseite des Stahlprofils wird die Dehnung der numerischen Simulation etwas überschätzt. Ein Plastizieren des Stahls findet aufgrund der höheren Verdübelung bei ZFT100 zur ausgewählten Laststufe noch nicht statt.

Während der Schlupfverlauf des Stabwerkmodells sehr gute Übereinstimmungen mit den realen Versuchsergebnissen aufweist, wird der Schlupf anhand der numerischen Simulationen etwas überschätzt und anhand der Segment-Lamellen-Methode deutlich unterschätzt. Beim Vergleich der Abhebung entlang der Trägerlänge können mit den

numerischen Simulationen sehr gute Übereinstimmungen mit den Messwerten im Versuch erzielt werden.

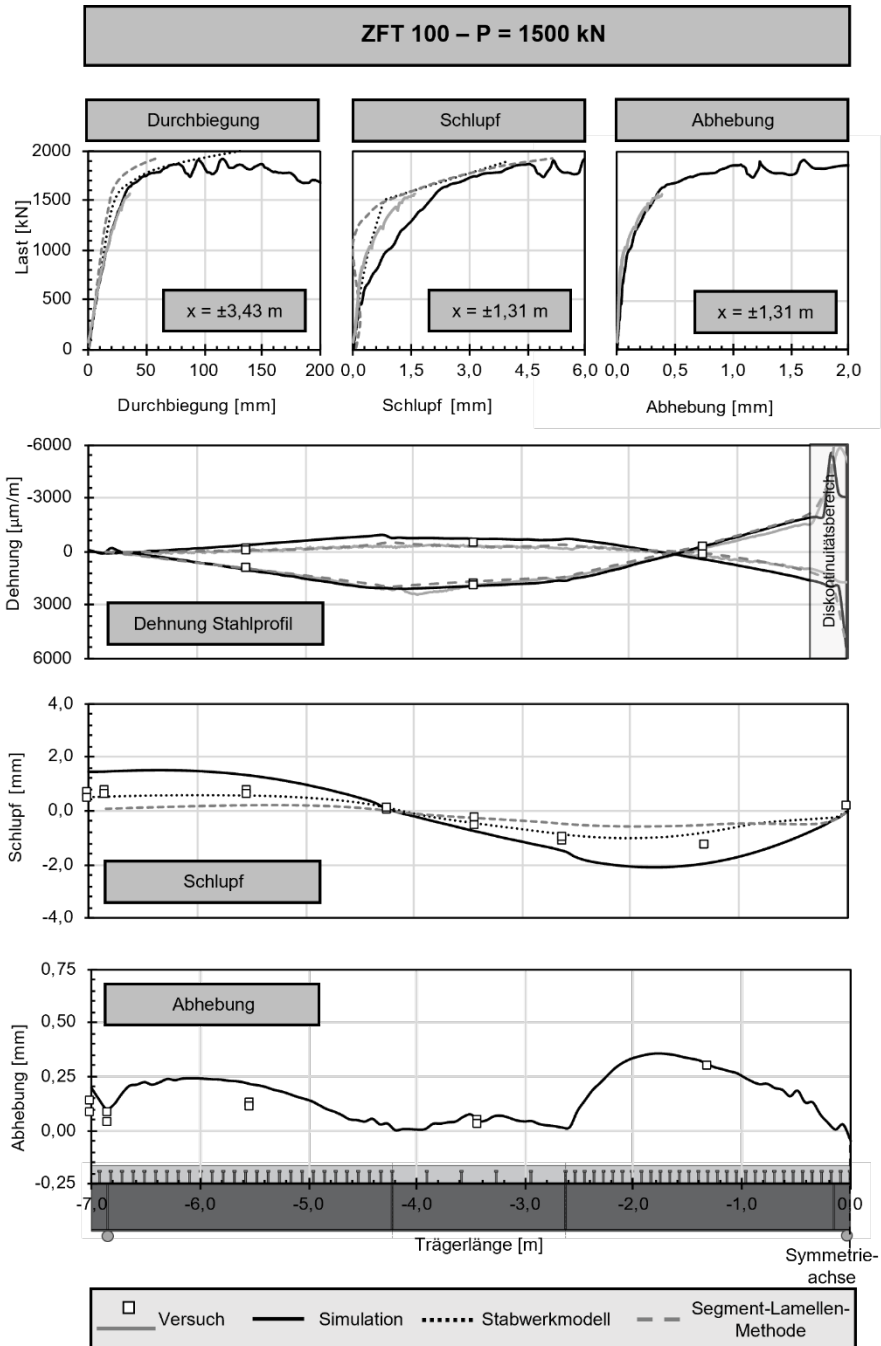


Abbildung 10-3: ZFT100: Vergleich der Dehnungen im Stahlprofil und Verformungen der Verbundfuge der Modellrechnungen bei P = 1500 kN

Zusätzlich zu den direkt im Versuch gemessenen Verformungen und Dehnungen soll ein Vergleich zwischen den anhand der Dehnungen im Versuch ermittelten Beanspruchung im Stahlprofil und den anhand der Modellrechnung bestimmten Ergebnissen gezogen werden. In Abbildung 10-4 sind die Verläufe des Eigenbiegemoments und der Verbundnormalkraft im Stahlprofil des ZFT40 zu einer Last von 1500 kN dargestellt. Am Momentenverlauf ist zu erkennen, dass alle Modellrechnungen eine sehr gute Übereinstimmung mit den realen Trägern aufweisen. Darüber hinaus ist zu sehen, dass bei vorhandener Laststufe die plastische Momententragfähigkeit des Stahlprofils von etwa 460 kNm unter Berücksichtigung der Normalkraft im maximalen Moment im Feldbereich gerade erreicht wird, während das plastische Moment im Stützbereich von rund 560 kNm bei vorhandener Normalkraft bereits überschritten wird.

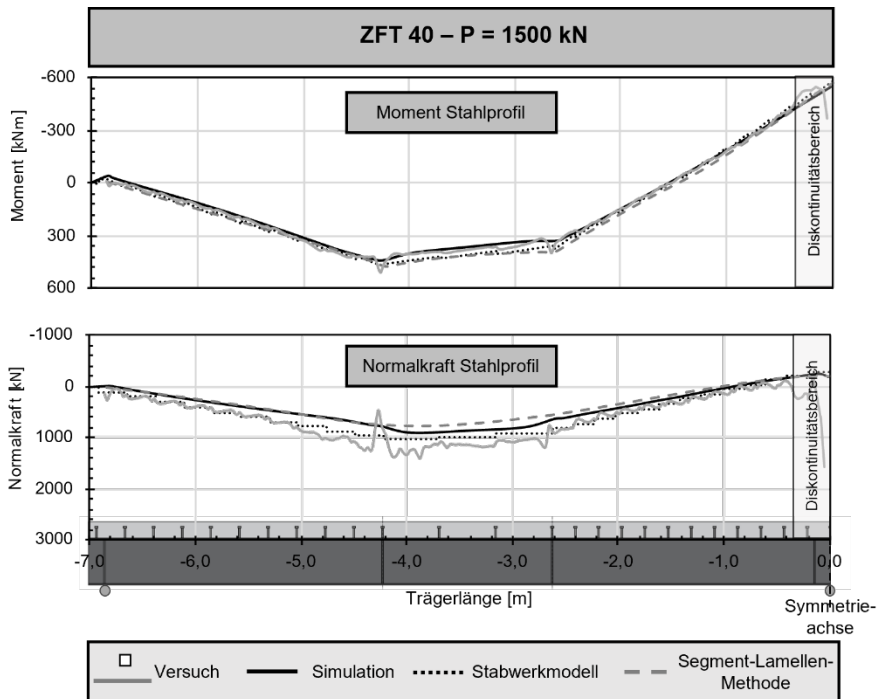


Abbildung 10-4: ZFT40: Vergleich des Biegemoments und der Normalkraft im Stahlprofil der Modellrechnungen bei P = 1500 kN

Anhand der Normalkraftverläufe lassen sich sowohl im Versuch als auch an den Stabwerkmodellen die Einflüsse der einzelnen Kopfbolzen in Form der Sprünge im Verlauf erkennen. Im Randbereich zeigen die Ergebnisse von Stabwerkmodell und Versuch eine sehr exakte Übereinstimmung. Im Bereich des Plastizierens des Stahls treten leichte Abweichungen auf, sodass die Normalkräfte im Versuch etwas höher als im Stabwerkmodell liegen. Da die Abweichungen im Bereich sehr großer Dehnungen und unter der Einzellast auch im Diskontinuitätsbereich liegen und die Ermittlung der Schnittgrößen aus den Dehnungen über ein Näherungsverfahren bestimmt werden, kann die Übereinstimmung der Normalkräfte von Stabwerkmodell und Versuch insgesamt als sehr exakt eingeschätzt werden. Die Normalkräfte aus numerischer

Simulation und Segment-Lamellen-Methode unterschätzen die im realen Träger vorhandenen Normalkräfte im Feldbereich leicht. Im Stützbereich dagegen stimmen die Normalkraftverläufe aller Modellierungen sehr exakt überein. Die Normalkraft des Stahlträgers liegt im Feldbereich in etwa in der Größenordnung der von der Verbundfuge maximal übertragbaren Normalkraft von 1270 kN. Im Stützbereich wird die maximal zu übertragene Normalkraft von etwa 350 kN ebenfalls erreicht.

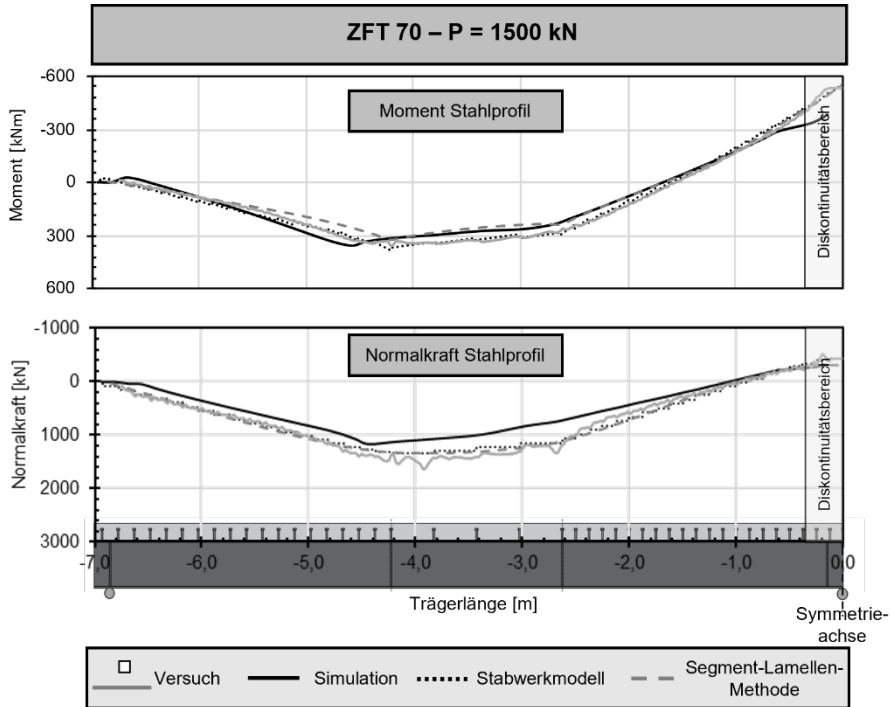


Abbildung 10-5: ZFT70: Vergleich des Biegemoments und der Normalkraft im Stahlprofil der Modellrechnungen bei P = 1500 kN

An den Verläufen des Eigenbiegemoments und der Verbundnormalkraft in Abbildung 10-5 fällt grundsätzlich auf, dass bei gleicher Last aufgrund der höheren Verdübelung vor allem im Feldbereich die Eigenbiegemomente geringer und die Normalkräfte deutlich höher als bei ZFT40 ausfallen. Auffällig ist, dass im Stützbereich unter Vernachlässigung des Kontinuitätsbereichs trotz deutlich unterschiedlicher Verdübelung fast keine Unterschiede in der Größenordnung der Schnittgrößen auftreten. Bei ZFT70 wird sowohl im Stützbereich die plastische Momententragfähigkeit von rund 550 kNm bei vorhandener Normalkraft des Stahlprofils als auch die plastische Momententragfähigkeit im Feldbereich von etwa 430 kNm erreicht. Die plastische Normalkraft der Verbundfuge von rund 2150 kN im Feld wird bei dieser Laststufe nicht ansatzweise und die von 580 kN im Stützbereich wird gerade nicht erreicht.

An den Momentenverläufen ist zu sehen, dass grundsätzlich wieder zwischen allen Modellrechnungen und den realen Ergebnissen gute Übereinstimmungen vorliegen. Aber auch hier werden die im Vergleich zum realen Träger die besten Ergebnisse mittels Stabwerkmodell erzielt. Bei den Normalkraftverläufen stimmen die Verläufe aus Stabwerkmodell und Segment-Lamellen-Methode sehr gut mit den realen Versuchen

überein. Bei den Ergebnissen der numerischen Simulation entsprechen die berechneten Normalkräfte im Stützbereich sehr genau den Versuchswerten, allerdings wird die Normalkraft im Feldbereich deutlich unterschätzt.

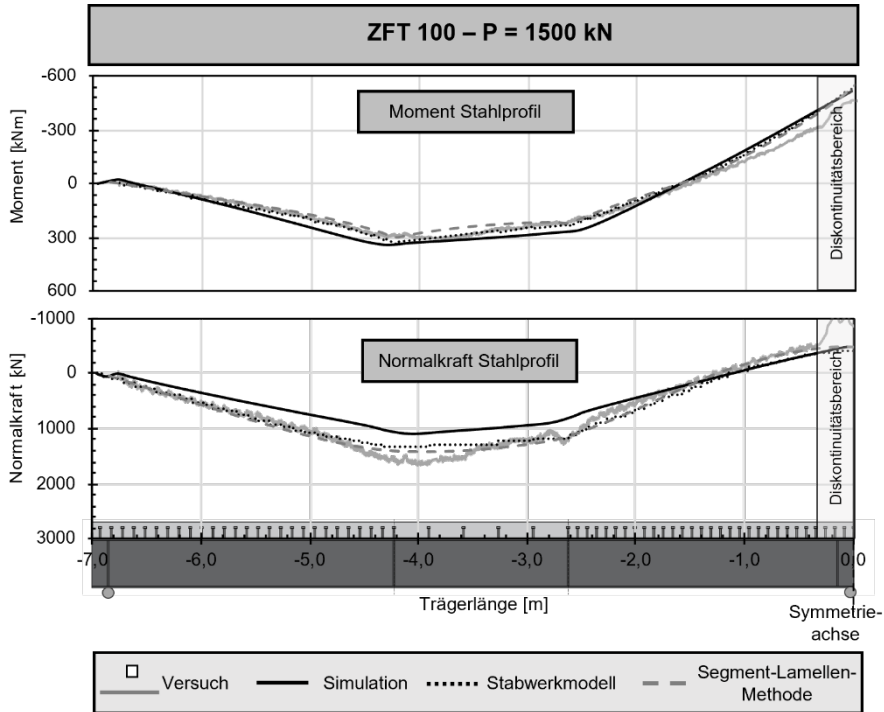


Abbildung 10-6: ZFT100: Vergleich des Biegemoments und der Normalkraft im Stahlprofil der Modellrechnungen bei P = 1500 kN

Abbildung 10-6 zeigt für ZFT100 die Verläufe der Biegemomente und Normalkräfte entlang der Trägerlänge bei 1500 kN. Auch hier lässt sich erkennen, dass aufgrund der höheren Verdübelung das Eigenbiegemoment im Feld deutlich sinkt und die Verbundnormalkraft deutlich steigt im Vergleich zu den beiden anderen Versuchsträgern. Auch wenn die Normalkraft im Stützbereich etwas zunimmt und das Biegemoment etwas abnimmt im Vergleich zu den anderen beiden Trägern, so fällt dennoch auf, dass dieser Effekt anders als anhand der deutlichen Unterschiede bei der Verdübelung zu erwarten wäre, nur sehr minimal ausfällt. Aufgrund der im Stützbereich nur geringen plastischen Normalkraft von rund 800 kN bei vollständigem Verbund im Vergleich zur plastischen Normalkraft von rund 3600 kN im Feld sind die Unterschiede der Normalkraft im Stützbereich bei unterschiedlicher Verdübelung wegen der geringen Werte und dem vorzeitigen Beenden der Versuche nur schwer zu erkennen.

Beim Vergleich der Verläufe des Biegemomentes lässt sich auch bei ZFT100 eine gute Übereinstimmung zwischen der Modellierung und den Versuchsergebnissen registrieren. Lediglich die numerische Simulation scheint das Biegemoment im Feldbereich zu überschätzen, was sich anhand der deutlichen Unterschätzung der Normalkraft aus Gleichgewichtsgründen am System ergibt. Die beste Übereinstimmung mit den realen Versuchsergebnissen ergibt sich auch hier mit dem Stabwerkmodell und

der Segment-Lamellen-Methode. Darüber hinaus fällt auf, dass der Verlauf des Biegemoments im Versuch im Stützbereich deutlich flacher verläuft und somit deutlich geringer als in den Modellrechnungen. Es ist zu erkennen, dass bei dem Verlauf aus dem Versuch ungefähr im Bereich des Momentennullpunktes ein Knick auftritt und sich die Steigung ändert, was anhand der Modellrechnung nicht zu erkennen ist.

Beim Vergleich der Normalkraftverläufe ist eine deutliche Unterschätzung im Feldbereich an den Ergebnissen der numerischen Simulation zu erkennen. Dies lässt sich auf die deutlich zu geringe Dübeltragfähigkeit in der numerischen Simulation zurückführen. Im Stützbereich stimmen die Ergebnisse dagegen in guter Näherung überein. Mit Stabwerkmodell und Segment-Lamellen-Methode lässt sich der reale Normalkraftverlauf aus dem Versuch ordentlich abbilden. Leichte Abweichungen treten lediglich im Bereich des maximalen Feldmomentes unter der äußeren Einzellast auf. Zu erwähnen ist an dieser Stelle, dass bei ZFT100 die Belastung von 1500 kN erst nach Entlastung, Unterbrechung des Versuchs über Nacht und erneuter Wiederbelastung erreicht wird. Bei den anderen beiden Trägerversuchen erfolgt die Belastung durchgängig. Es ist möglich, dass bei ZFT100 vor allem im Stützbereich Einflüsse durch die Vorschädigung und möglicher Umlagerung auftreten.

Insgesamt wird bei den Vergleichsrechnungen der drei Versuchsträger sowohl bei den Verformungen und den Dehnungen als auch bei den Schnittgrößen des Stahlprofils deutlich, dass die beste Übereinstimmung der Ergebnisse der Modellierung mit den realen Versuchsergebnissen mit Hilfe des Stabwerkmodells zu erzielen sind. Grundsätzlich können mit den numerischen Simulationen auch sehr exakte Ergebnisse generiert werden. Im vorliegenden Fall kann das Trag- und Verformungsverhalten der Verbundfuge nicht exakt abgebildet werden, sodass Abweichungen vor allem beim Schlupf und bei der Verbundnormalkraft auftreten. Die Ergebnisse der Segment-Lamellen-Methode liefern ebenfalls Ergebnisse, die in guter Näherung mit den Versuchsergebnissen stehen. Vor allem bei den Schnittgrößen können hier sehr gute Ergebnisse erzielt werden.

Es wird deutlich, dass trotz der vorher beschriebenen Abweichungen zwischen dem Tragverhalten der Kopfbolzen in Push-out-Versuchen und realen Versuchsträgern, dem Einfluss der Lage in der Druck- oder Zugzone des Betons sowie des Kopfbolzenabstandes der Ansatz der Dübelkennlinie im Stabwerkmodell oder der trilineare Ansatz bei der Segment-Lamellen-Methode zu sehr exakten Ergebnissen führt. Es scheint, dass diese Effekte zwar auftreten, aber die Auswirkung auf die Modellierung nur sehr gering ist und daher vernachlässigt werden kann. Auffällig in diesem Zusammenhang ist, dass laut Abbildung 9-6 bis Abbildung 9-9 ein Ansatz der Dübelkennlinie aus dem Push-out-Versuch zu einer deutlichen Überschätzung der Verbundfuge führt, die Normalkräfte im Stabwerkmodell und bei der Segment-Lamellen-Methode aber immer geringfügig kleiner als die im Versuch ermittelten sind.

Möglicherweise resultiert die Abweichung der Schubkraft eines Kopfbolzendübels aus der Auswertung der Versuchsergebnisse. Hierbei wird die Schubkraft aus der Normalkraftdifferenz vor und hinter einem Kopfbolzen bestimmt. Bei großen Verbundmittelabständen ist dies ohne weiteres möglich. Bei ZFT40 ist die Kraft eines Kopfbolzens anhand der Sprünge im Normalkraftverlauf zu erkennen und entsprechend auszuwerten. Bei kleineren Abständen sind die Einflüsse der einzelnen Dübel deutlich verschmierter entlang der Trägerlänge und der Traganteil eines Verbundmittels lässt

sich nur schwierig ableiten. Je nach Wahl der Position zur Bestimmung der Normalkraftdifferenz könnten aufgrund der Sprünge im Verlauf deutliche Unterschiede auftreten. Denkbar wäre zumindest in Bereichen mit deutlichen plastischen Umlagerungen und gleichmäßiger Ausnutzung aller Dübel, also Bereiche mit großen Schlupfverformungen, eine Bestimmung der Normalkraftdifferenz über einen größeren Bereich, bestenfalls mit konstanter Querkraft und der Division der Kraft durch die Anzahl vorhandener Verbundmittel dieses Bereichs.

Im Rahmen der Modellierung mittels Stabwerkmodellen wurde zunächst untersucht, ob eine Vergrößerung der Verbundmittelabstände zu unrealistischen Modellen führt, da die Abstände der Koppelstellen immer größer werden und sich im realen Bauteil über die gesamte Trägerlänge ein Druckkontakt zwischen Betonplatte und Obergurt des Stahlprofils einstellen kann. Darüber hinaus wurde daher die Anordnung zusätzlicher Koppelstäbe ohne horizontale Steifigkeit und mit einer vertikalen Steifigkeit lediglich auf Druck untersucht. An den hier vorliegenden Ergebnissen der Stabwerkmodelle ist jedoch zu erkennen, dass beispielsweise bei ZFT40 ohne Koppelstäbe gute Übereinstimmungen mit den Versuchsergebnissen aufweisen. Vor allem die Lasteinleitung jedes einzelnen Verbundmittels als Beitrag zum Normalkraftverlauf stimmt sehr gut mit den realen Versuchen überein. Anhand der Kontaktpressung des Stahlobergurts in Abbildung 7-6 wird deutlich, dass der Druckkontakt maßgeblich unmittelbar vor dem Kopfbolzen sowie an den Stellen der Lasteinleitung auftritt. An den Stellen der Auflager und Lasten werden ohnehin Koppelstäbe angeordnet, an weiteren Stellen zwischen den Verbundmitteln kann hier bei Kopfbolzendübeln mit üblichen Längsabständen verzichtet werden, da im realen Träger die Koppelung auch nur im Bereich des Bolzens auftritt. Bei sehr großen Abständen könnte eine zusätzliche Koppelung der beiden Verbundpartner zum Vermeiden numerischer Probleme erforderlich werden.

Auffällig ist die Abweichung im Trag- und Verformungsverhalten der Verbundfuge der numerischen Simulation. Aufgrund der aufwendigen und sehr detaillierten Modellierung wäre hier die beste Übereinstimmung mit den realen Versuchsergebnissen zu erwarten gewesen. Aufgrund der Größe der Modelle und des damit einhergehenden Rechenaufwandes und der Übertragbarkeit der Ergebnisse sollten alle Parameter, die anhand der Modellierung und Kalibrierung ermittelt an den Einfeldträgern bis auf die tatsächlich geprüften Materialkennwerte konstant gehalten werden. Wegen der guten Übereinstimmung der Last-Verformungs-Diagramme wird auf eine weitere Kalibrierung verzichtet. Dennoch fällt auf, dass mit abnehmendem Kopfbolzenabstand die Tragfähigkeit der Verbundfuge deutlich unterschätzt wird. Dies wird an den zunehmenden Betonschädigungen im Bereich der Kopfbolzen in Abbildung 9-7 bis Abbildung 9-9 deutlich. Somit wird in der Modellierung aufgrund der Überlagerung der Einflussbereiche der Kopfbolzen die Betonschädigung unrealistisch groß und die Tragfähigkeit sinkt. Eine deutliche Reduktion der Netzgröße könnte Abhilfe schaffen, da hierdurch die ausfallenden Elemente kleiner wären und sich die Bereiche nicht so schnell überlagern würden. Bei den vorliegenden Simulationen wäre dies wegen der bereits vorhandenen Modellgröße und der erforderlichen Berechnungsdauer nicht ohne weiteres zu realisieren. Darüber hinaus fällt auf, dass bei ZFT100 der Beton eine deutlich niedrigere Festigkeit und Steifigkeit aufweist. Aufgrund des vom Beton abhängigen Tragverhaltens der Kopfbolzen ist eine Übertragbarkeit von kalibrierten Modellen auf

geringere Betonfestigkeiten möglicherweise nicht ohne weiteres möglich und es hätten weitere Anpassungen im Materialmodell anhand einer Kalibrierung stattfinden sollen.

Mit der Segment-Lamellen-Methode können insgesamt sehr ordentliche Ergebnisse erzielt werden, allerdings treten teilweise deutlichere Abweichungen auf als mit den anderen Verfahren. Aufgrund der im Vergleich zu den anderen Verfahren sehr groben Auflösung sowohl in Trägerlänge als auch im Querschnitt kann dieses Verfahren nur als Näherung gesehen werden, hat aber den Vorteil der im Vergleich zu den anderen Modellierungsansätzen sehr kurzen Rechenzeiten von wenigen Sekunden.

10.3 Holz-Beton-Verbundträger

Zum Verifizieren der Modellrechnungen zur Anwendung bei Holz-Beton-Verbundträgern werden die Ergebnisse dieser mit den realen Versuchsergebnissen verglichen. Nachfolgend soll zunächst die Modellierung, insbesondere die angesetzten Materialkennwerte und Verbundfugensteifigkeiten, erläutert werden. Im nächsten Schritt werden die Ergebnisse dann gegenübergestellt und bewertet.

Bei der Modellierung der HBV-Versuchsträger mittels Stabwerkmodell werden die tatsächlich geprüften Materialkennwerte aus vorherigem Kapitel sowie die Dübelkennlinie resultierend aus den Push-out-Versuchen einer Schraubenreihe, bestehend aus insgesamt vier Verbundschrauben, im Modell angesetzt. Aufgrund der unterschiedlichen Betonfestigkeiten werden diese entsprechend den Betonchargen getrennt, als mittlerer Verlauf von immer drei Push-out-Versuchen bestimmt. Zur Nachrechnung mittels Segment-Lamellen-Methode werden diese Dübelkennlinien jeweils multilinear idealisiert, sodass hieraus für die entsprechenden Lastbereiche vier unterschiedliche Steifigkeiten als Basis zur Berechnung der verschmierten Verbundfugensteifigkeit bestimmt werden können.

Auch wenn das vorhandene statische System der Versuchsträger aufgrund des durch die Einzellasten hervorgerufenen unstetigen Querkraftverlaufs und des vom sinusförmigen oder vom parabolischen Verlauf abweichenden Momentenverlaufs nicht mit den Annahmen des γ -Verfahrens übereinstimmt, sollen wegen der häufigen Anwendung bei HBV-Konstruktionen dennoch die Ergebnisse dieser Modellrechnung betrachtet werden. Zur Berechnung im γ -Verfahren kann lediglich eine Steifigkeit konstant über alle Lastbereiche und über die gesamte Trägerlänge angesetzt werden. Die Steifigkeit eines Schraubenpaars wird zur Berechnung des Traglastzustands mit dem Maximalwert der Schubkraft und dem zugehörigen Schlupf entsprechend Tabelle 8-8 berechnet. Aufgrund der bereichsweise unterschiedlichen Abstände der Verbundschrauben wird zunächst nach CEN/TC 250 N2430 ein effektiver, über die Trägerlänge konstanter Schraubenabstand bestimmt. Da alle Schrauben vom gleichen Typ sind, also die gleichen Steifigkeiten unterstellt werden, vereinfacht sich die Gleichung wie folgt:

$$s_{eff} = 0,75 \cdot s_{min} + 0,25 \cdot s_{max} \quad (10.1)$$

Anhand der vier lastabhängigen Steifigkeiten einer Schraubenreihe, entsprechend der multilinenaren Dübelkennlinie und des tatsächlichen Schraubenabstands, kann bei der Segment-Lamellen-Methode bereichsweise die verschmierte Verbundfugensteifigkeit bestimmt werden. Im γ -Verfahren kann mit der Steifigkeit bei Traglast K_v und dem

effektiven Schraubenabstand eine lastunabhängige und über die Trägerlänge konstante verschmierte Verbundfugensteifigkeit als Eingangsgröße bestimmt werden.

$$k_h = K_u \cdot \frac{n}{l} = \frac{K_u}{s_{eff}} \quad (10.2)$$

Aufgrund der geringen Breite der Betonplatte und der großen Spannweite kann die gesamte Breite des Betons aktiviert und auf eine Berechnung mit effektiven Breiten verzichtet werden. Hieraus ergeben sich anders als bei den Stahl-Beton-Verbundträgern über die Trägerlänge konstante Ausgangsquerschnittswerte.

Tabelle 10-1 zeigt eine Gegenüberstellung der Biegesteifigkeiten ermittelt aus dem γ -Verfahren und der anhand der gemessenen Durchbiegung im realen Versuch und der Gleichung der Biegelinie des Balkens rückgerechneten vorhandenen Biegesteifigkeiten der drei HBV-Träger. Zusätzlich zu den anhand der vorhandenen Verdübelung bestimmten effektiven Biegesteifigkeiten werden die Grenzwerte der Biegesteifigkeiten bei starrem Verbund ($\gamma = 1,0$) und ohne Verbund ($\gamma = 0,0$) angegeben. Diese unterscheiden sich aufgrund der unterschiedlichen Betonfestigkeiten zwischen HBV70 und HBV100 zu HBV40. Es ist zu erkennen, dass die im γ -Verfahren bestimmten Biegesteifigkeiten mit guter Übereinstimmung und einer maximalen Abweichung von etwa 2 % bei HBV100 mit den im Versuch ermittelten Werten übereinstimmen. Darüber hinaus fällt auf, dass trotz deutlicher Variation der Verbundmittelabstände die effektiven Biegesteifigkeiten im Vergleich zu den Grenzwerten von keinem und starrem Verbund sehr nahe beieinander liegen. Um trotz unterschiedlicher Betonfestigkeiten die effektiven Biegesteifigkeiten vergleichen zu können, wird das Verhältnis der im γ -Verfahren mit der tatsächlichen Verdübelung bestimmten effektiven Biegesteifigkeit zur maximalen Biegesteifigkeit des Systems bei starrem Verbund bestimmt. Es ist zu erkennen, dass bei den vorhandenen Verdübelungsgraden zwischen 70 % und 79 % der maximalen Biegesteifigkeit erreicht werden.

Eigenschaft			HBV40	HBV70	HBV100
Kein Verbund	E_{lmin}	[kNcm ²]	$0,43 \cdot 10^8$		$0,46 \cdot 10^8$
Versuch	E_{lexp}	[kNcm ²]	$1,10 \cdot 10^8$	$1,27 \cdot 10^8$	$1,33 \cdot 10^8$
γ -Verfahren	E_{leff}	[kNcm ²]	$1,11 \cdot 10^8$	$1,25 \cdot 10^8$	$1,30 \cdot 10^8$
Starrer Verbund	E_{lmax}	[kNcm ²]	$1,59 \cdot 10^8$		$1,65 \cdot 10^8$
Verhältnis E_{leff} / E_{lmax}	η	[-]	0,70	0,76	0,79

Tabelle 10-1: Biegesteifigkeiten der HBV-Träger aus γ -Verfahren und realem Versuch

Um den Einfluss der unterschiedlichen Verdübelung auf die Biegesteifigkeit zu verdeutlichen, zeigt Abbildung 10-7 auf der primären y-Achse die Biegesteifigkeit EI und auf der sekundären y-Achse den Verbundfaktor γ in Abhängigkeit des effektiven Abstandes der Verbindungsmittel mit den Materialkennwerten von HBV70 und HBV100. In grau ist der Bereich der hier vorhandenen Verbundmittelabstände hervorgehoben. Es ist zu erkennen, dass in diesem Bereich sowohl die Biegesteifigkeit, aber vor allem der Verbundfaktor γ annähernd linear mit geringer Steigung verläuft und stärkere Zuwächse erst bei sehr geringen Abständen, also bei sehr steifen Verbundfugen auftreten. Aus

diesem Grund weichen die Ergebnisse der drei Versuchsträger trotz deutlich abweichender Abstände der Verbundmittel, vor allem bei HBV70 und HBV100, nur wenig voneinander ab. Da für die vorhandene Verbundfuge durch Ausnutzen der Mindestabstände in Querrichtung und durch eine Anordnung unter $\pm 45^\circ$ in einem Schnitt bereits die für den vorhandenen Querschnitt tragfähigste und steifste Kombination der gewählten Verbundschrauben zur Anwendung kommt, kann eine Erhöhung der Verbundfugensteifigkeit nur über eine Reduktion des Verbundmittelabstands in Längsrichtung erfolgen. Zu erwähnen ist, dass laut Zulassung für die vorhandenen Schrauben ein minimaler Abstand in Längsrichtung von 8 cm gefordert wird und somit der Bereich des stark ansteigenden Verbundfaktors γ nicht erreicht werden kann und hierfür Verbindungsmittel höherer Steifigkeit verwendet werden müssten.

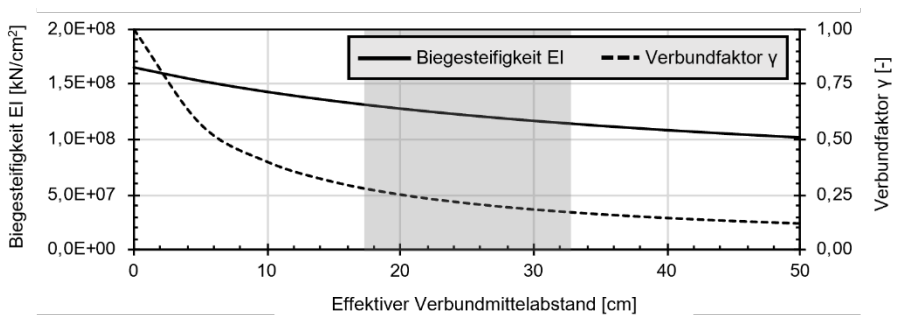


Abbildung 10-7: Biegesteifigkeit und Verbundfaktor γ in Abhängigkeit des Verbindungsmittelabstandes

Nachfolgend in Abbildung 10-8 bis Abbildung 10-10 sind die Ergebnisse der Modellrechnungen den Versuchsergebnissen der HBV-Versuchsträger im Detail gegenübergestellt. Die hellgraue durchgezogene Linie und die weißen quadratischen Markierungen entsprechen dabei den realen Versuchsergebnissen. Die schwarze durchgezogene Linie entspricht den Ergebnissen der Modellrechnung mittels Stabwerkmodell, die graue gestrichelte Linie den Ergebnissen der Segment-Lamellen-Methode und die schwarze gepunktete Linie den Ergebnissen des γ -Verfahrens.

In Abbildung 10-8 sind oben die Last-Durchbiegungs-Verläufe der drei Versuchsträger jeweils den Modellrechnungen gegenübergestellt. Es ist zu erkennen, dass in den Modellen die Steifigkeit der realen Versuchsträger sehr gut entsprechen, lediglich bei der Berechnung mittels Segment-Lamellen-Methode eine leichte Unterschätzung der Steifigkeit auftritt.

Unterhalb sind links die Last-Schlupf-Verläufe der drei Versuchsträger an der Stelle des maximalen Schlupfes bei $x = \pm 1,81$ m und rechts die Verläufe des Schlupfes entlang der Trägerlänge jeweils bei der gemeinsamen Laststufe von 70 kN und bei Versagen des jeweiligen Versuchsträgers, also zu unterschiedlichen Laststufen, dargestellt. Es fällt auf, dass die Vergleichsrechnungen mittels Stabwerkmodell sehr gut mit den realen Versuchsergebnissen übereinstimmen. Die Berechnungen mittels Segment-Lamellen-Methode überschätzen die Steifigkeit der Verbundfuge vor allem bei niedrigen Verdübelungsgraden, sodass der in der Berechnung auftretende Schlupf trotz gleicher Form des Verlaufs zu gering ausfällt.

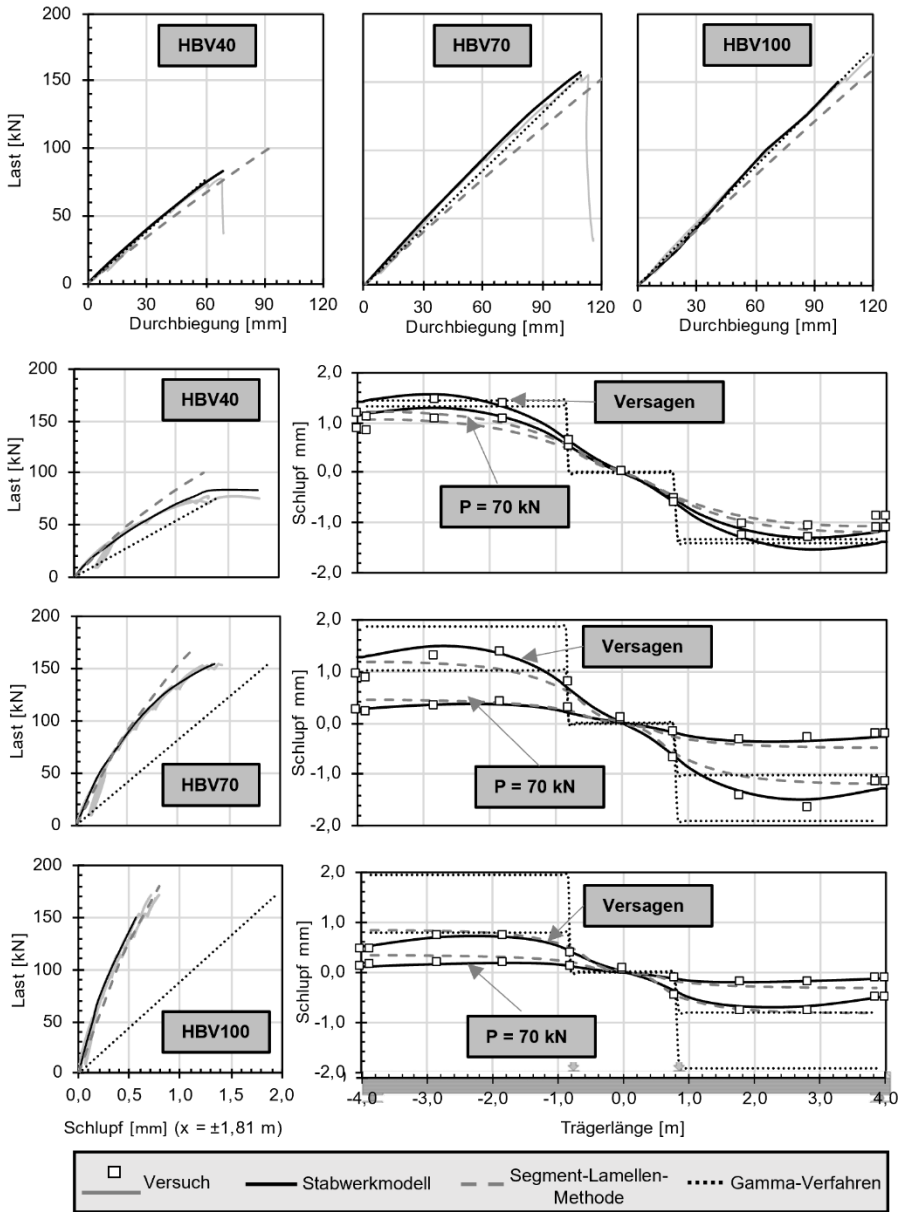


Abbildung 10-8: Vergleich HBV-Träger mit der Modellrechnung; Durchbiegung und Schlupf

Am deutlichsten ist die Unterschätzung der Verbundfugensteifigkeit im γ -Verfahren. Während hier die Ergebnisse des Schlupfes bei dem am geringsten verdübelten Träger noch in guter Näherung übereinstimmen, treten bei den anderen beiden Trägern signifikante Abweichungen auf. Dies liegt daran, dass die Modellierung der Verbundfuge lediglich über die Verbundfugensteifigkeit als einen konstanten Wert über die gesamte Belastung mit in die Berechnung eingeht. Ein Plastizieren der Verbundfuge wie im Stabwerkmodell oder in der Segment-Lamellen-Methode kann im γ -Verfahren nicht berücksichtigt werden. Da die Steifigkeit anhand der Traglast im Push-out-Versuch und

dem zugehörigen Schlupf bestimmt wird, kann das deutlich steifere Verbundfugenverhalten unterhalb der Traglast nicht berücksichtigt werden. Bei HBV40, bei dem die Verbundfuge bei 70 kN bereits sehr hoch ausgelastet ist und der bei 77,5 kN versagt, passen die Schlupfwerte des γ -Verfahrens in der Größenordnung gut mit den realen Versuchsergebnissen überein.

Auffällig ist, dass bei HBV70 trotz des Versagens der Verbundfuge im realen Versuch der Schlupf im γ -Verfahren deutlich überschätzt wird. Per Definition sollte die Steifigkeit im Fall des Versagens gute Übereinstimmungen bringen. Da bei HBV100 das Versagen nicht in Form eines Versagens der Verbundfuge auftritt, die Steifigkeit der Verbundfuge im γ -Verfahren allerdings auf Traglastniveau des Push-out-Versuchs definiert ist, ist logisch, dass die horizontale Verformung der Verbundfuge hier deutlich überschätzt wird. Darüber hinaus fällt auf, dass aufgrund der vereinfachten Berechnung im γ -Verfahren der Schlupfverlauf deutlich von der Form des realen Verlaufs abweicht und dem der Querkraft entspricht.

Insgesamt kann anhand des Schlupfes gezeigt werden, dass im Stabwerkmodell durch das sehr detaillierte Abbilden der Dübelkennlinie sowie der genauen Position der einzelnen Schraubenreihen die Schlupfverläufe der realen Versuchsträger zu allen Laststufen sehr exakt abgebildet werden können. Auch das Versagen der Verbundfuge von HBV40 und HBV70 tritt im Stabwerkmodell in sehr guter Übereinstimmung mit den Trägerversuchen auf. Im Gegenteil dazu zeigen die Schlupfverläufe des γ -Verfahrens sehr deutliche Abweichungen, da hier nur eine konstante Verbundfugensteifigkeit berücksichtigt werden kann, die Verbundmittel lediglich über einen effektiven Abstand angeordnet werden können und der Schlupfverlauf im Verlauf nur der Querkraft entsprechen kann.

Abbildung 10-9 zeigt einen Vergleich der im Versuch mittels Sensorfaser gemessenen Dehnungen des Holzbalkens umgerechnet anhand der Dehnungsebene auf Ober- und Unterseite mit den Dehnungen als Ergebnis der Modellrechnungen entlang der Trägerlänge. Die oberen drei Dehnungsverläufe entsprechen den Dehnungen bei der gemeinsamen Laststufe von 70 kN, die unteren drei Verläufe zeigen die Dehnungen jeweils unmittelbar vor Versagen des jeweiligen Versuchsträgers. Grundsätzlich lässt sich eine gute Übereinstimmung zwischen Modellrechnung und Versuchsergebnissen feststellen und die Abweichungen der Modellrechnungen liegen in der Größenordnung der Sprünge und Streuungen der Versuchsergebnisse. Während zu der niedrigen Laststufe die Dehnungen der Modellrechnung etwas oberhalb als äußere Umhüllende der Versuchsergebnisse verlaufen, liegen die Dehnungen der Modellrechnung bei Versagen im Bereich der mittleren Dehnungen im Versuch und die sehr lokalen Dehnungen, welche nicht aus der globalen Tragwirkung stammen, können erwartungsgemäß in der Modellrechnung nicht abgebildet werden.

Hinsichtlich der Dehnungen treten die größten Abweichungen der Modellrechnung bei der Segment-Lamellen-Methode auf. Hier werden die Dehnungen der Unterseite des Holzes in allen Fällen leicht überschätzt und bilden eine äußere Umhüllende um die realen Ergebnisse. Die Dehnungen an der Oberseite passen in guter Näherung mit den realen Dehnungen überein. Die Ergebnisse der Stabwerkmodelle stimmen in allen Fällen sehr gut mit den Versuchsergebnissen überein. Auffällig ist, dass die Ergebnisse des γ -Verfahrens zu sehr guten Ergebnissen bei den Dehnungen, vor allem an der Unterseite des Holzes führt.

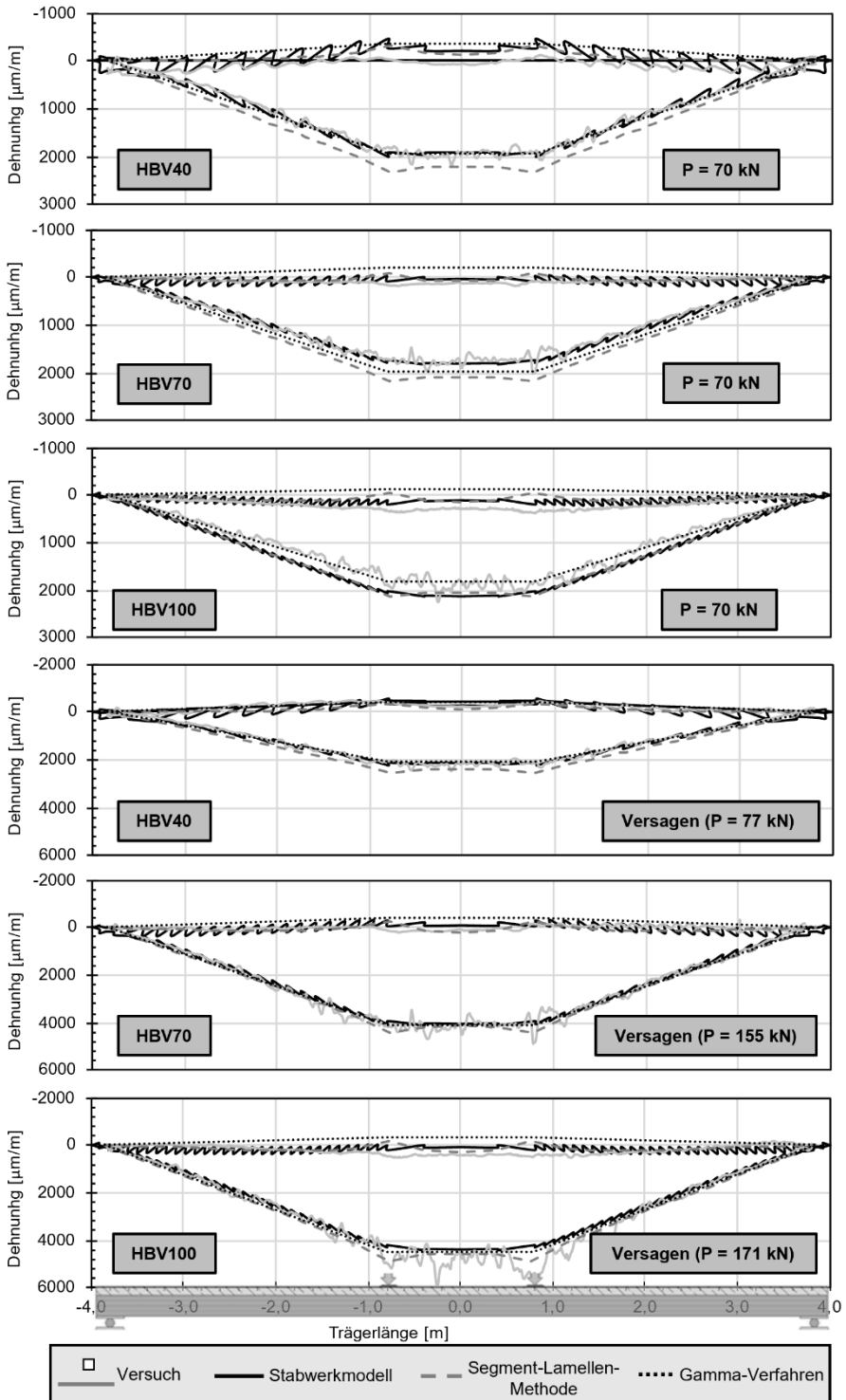


Abbildung 10-9: Vergleich HBV-Träger mit der Modellrechnung; Holzdehnungen

Bei der Dehnungsmessung mit den Sensorfasern treten allerdings sehr große lokale Sprünge auf, die wahrscheinlich aus einem lokalen Reißen oder Ablösen von Randfasern im Bereich der geklebten Sensorfaser stammen. Solche lokalen Effekte sind mit keiner der vorhandenen Modellrechnungen zu erfassen. Auch das Versagen des HBV100, welches durch ein Aufreißen der Keilverzinkung an der Holzunterseite eingeleitet wird, lässt sich an der Sensorfasermessung frühzeitig erkennen. Allerdings stammen diese großen Dehnungen aus lokalen Schädigungen des Holzes und nicht aus den mit Modellrechnung bestimmten Dehnungen infolge des globalen Tragverhaltens.

Zusätzlich zu den im Versuch gemessenen Werten, werden anhand der kontinuierlichen Dehnungsmessungen Normalkräfte und Biegemomente im Holzträger rückgerechnet. Aufgrund der zuvor thematisierten lokalen Dehnungsspitzen ergeben sich bei der Bestimmung von Verbundnormalkraft und Eigenbiegemomente im Holzbalken ebenfalls lokale Spitzen, welche nicht aus globaler Tragwirkung stammen, sondern lediglich Einflüsse aus den Messungen darstellen. Abbildung 10-10 zeigt oben ein Vergleich der Normalkräfte im Versuch bei der jeweiligen Traglast mit den Modellrechnungen und unten ein Vergleich der Biegemomente im Holzträger bei gleicher Last. Während die Biegemomente im Holzquerschnitt von Modellierung und Versuch sehr gut übereinstimmen und nur unmittelbar vor Versagen des Holzbalkens bei HBV100 im Versuch deutliche Peaks zu erkennen sind, werden die Normalkräfte der Modellrechnungen leicht unterschätzt, sodass sich eine innere Umhüllende um die Versuchsergebnisse ergibt. Mit steigendem Verdübelungsgrad und somit höherer Ausnutzung des Holzquerschnitts bei Versagen werden diese Sprünge aus lokaler Beanspruchung der Randfasern deutlich ausgeprägter. Da diese nicht aus dem globalen Tragverhalten resultieren, kann dieser Effekt nicht mit den Modellrechnungen erfasst werden und die innere Umhüllende entspricht den realen Ergebnissen in sehr guter Näherung.

Anhand der Modellierung der Holz-Beton-Verbundträger mit den unterschiedlichen Modellierungsansätzen ist zu erkennen, dass die besten Übereinstimmungen mit den realen Versuchsergebnissen mittels Stabwerkmodellen erzielt werden können. Neben der exakten Definition der Dübelkennlinie kann, anders als die verschmierte Betrachtung in der Segment-Lamellen-Methode oder im γ -Verfahren, die genaue Position der einzelnen Schraubenreihen abgebildet werden. Die Ergebnisse der Segment-Lamellen-Methode führen im Allgemeinen bei allen hier betrachteten Größen zu guten Übereinstimmungen, wenn auch weniger gut als die der Stabwerkmodelle. Auffällig ist die gute Übereinstimmung der Ergebnisse des γ -Verfahrens in Bezug auf die globale Durchbiegung sowie die Beanspruchung des Holzquerschnittes, obwohl formal die Voraussetzungen zur Anwendung des Verfahrens nicht erfüllt sind und die Steifigkeit der Verbundfuge deutlich unterschätzt wird.

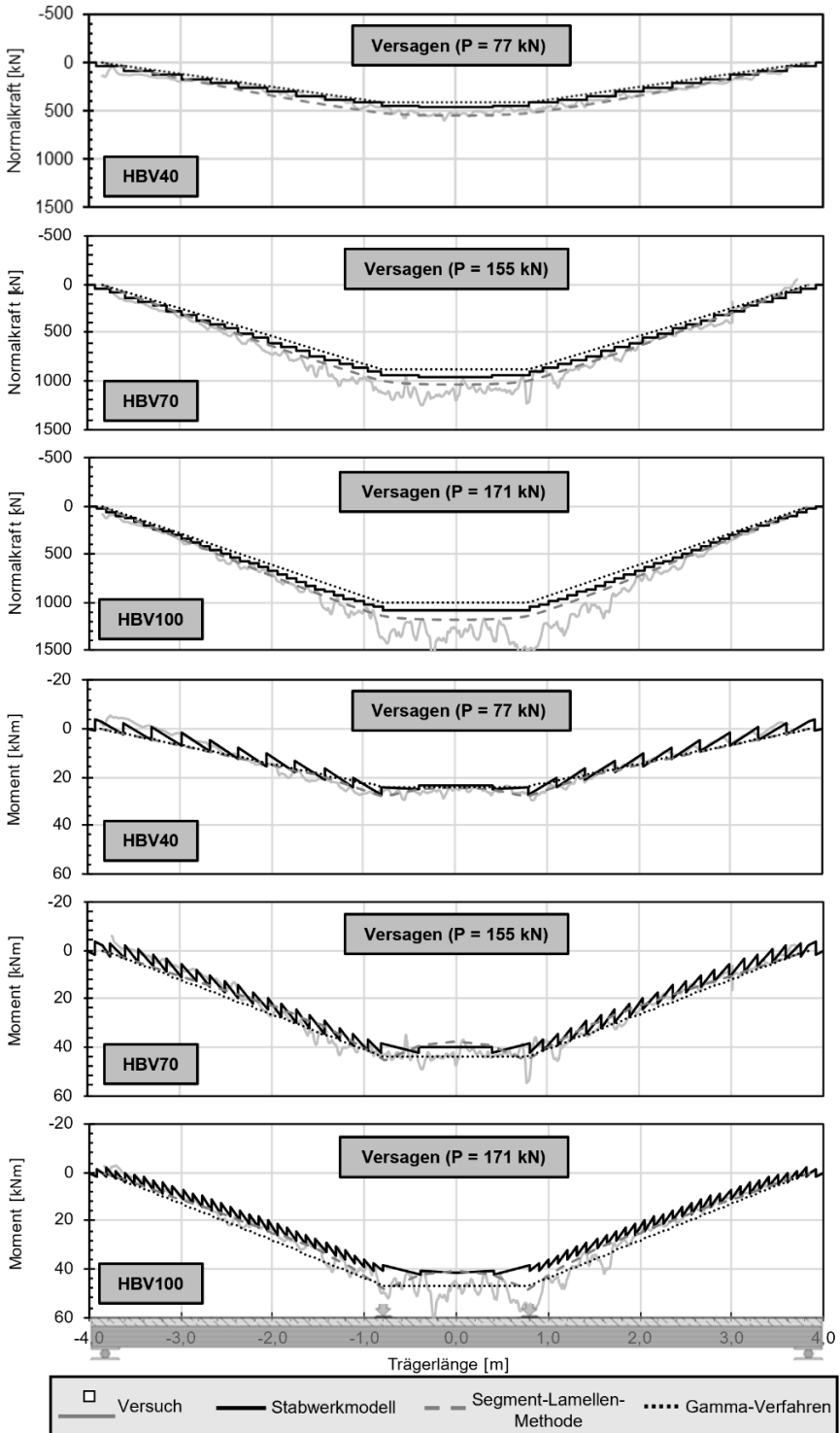


Abbildung 10-10: Vergleich HBV-Träger mit der Modellrechnung; Normalkraft und Moment

10.4 Fazit zur Modellierung

Abschließend werden die im Rahmen dieser Arbeit intensiv untersuchten und mit den realen Versuchsergebnissen verglichenen Modellierungsansätze, der numerischen Simulation, der Stabwerkmodelle und der Segment-Lamellen-Methode noch einmal abschließend zur Modellierung von Verbundträgern bewertet.

Die numerische Simulation ist aufgrund der Komplexität der Modellerstellung, der Berechnung und der Auswertung lediglich für den wissenschaftlichen Kontext geeignet. Darüber hinaus sind teure Lizenzen und Hochleistungsrechner erforderlich. Außerdem ist eine zielsichere Modellierung des gesamten komplexen Tragverhaltens von Verbundträgern vorliegender Größenordnung selbst an kalibrierten Modellen wegen Einschränkungen aufgrund der Rechenkapazität nicht immer möglich.

Eine Nutzung des sehr vereinfachten γ -Verfahrens an Stahl-Beton-Verbundträgern, was mechanisch und mathematisch übertragbar wäre, würde wegen mangelnder Berücksichtigung nichtlinearen Materialverhaltens keinen Mehrwert bei der Bemessung bringen. Selbst bei der Anwendung des γ -Verfahrens zur Nachrechnung der Holz-Beton-Verbundträger mit nur wenig Duktilität kommt das Verfahren wegen der fehlenden Berücksichtigung nichtlinearen Materialverhaltens vor allem in der Verbundfuge und der fehlenden Berücksichtigung des genauen Momentenverlaufs an die Grenzen, sodass erhebliche Abweichungen zu den realen Versuchsergebnissen auftreten. Die hier untersuchten Versuchsträger liegen aufgrund des statischen Systems außerhalb des Anwendungsbereichs des Verfahrens. Es ist denkbar, dass bei Systemen mit einer Belastung bestehend aus einer Gleichstreckenlast deutlich bessere Übereinstimmungen mit realen Ergebnissen erzielt werden können.

Die beste Übereinstimmung bei der Nachrechnung sowohl der statisch unbestimmten Stahl-Beton-Verbundträger als auch der Holz-Beton-Verbundträger kann mittels Stabwerkmodell, im vorliegenden Fall mit RFEM 5 der Dlubal Software GmbH, erzielt werden. Auch wenn sich vor allem bei komplexen Systemen, wie beispielsweise großen Trägerlängen mit großer Anzahl an Verbindungsmitteln, die Rechenzeit erhöht und einige Lastschritte erforderlich werden, so zeichnen sich die Programme durch eine einfache Handhabung aus. Da in der Ingenieurpraxis meist die Programmausstattung sowie das Know-how vorhanden ist, kann eine Bemessung von Verbundträgern mit Stabwerkprogrammen leicht durchgeführt werden. Darüber hinaus zeichnen sich die Stabwerkmodelle dadurch aus, dass beliebige Lastanordnungen und statische Systeme untersucht werden können ohne aufwendige Herleitungen des entsprechenden Lastfalls anhand der DGL des elastischen Verbundes und ohne anspruchsvolle Lösungsalgorithmen. Außerdem kann die exakte Position jedes einzelnen Verbundmittels mit individuellen Last- und Verformungsverhalten berücksichtigt werden, ohne eine verschmierte Betrachtung über die Trägerlänge vornehmen zu müssen. Dadurch kann anhand der Stabwerkmodelle in Kombination mit den Ergebnissen der Trägerversuche die genaue Form der Schlupfverläufe untersucht werden, welche in [Korpas 2019] als Eingangsgrößen für die Modellierung dienen. Zusätzlich könnten mit den Stabwerkmodellen auch Querschnittssprünge oder Stegöffnungen und ähnliche Unstetigkeiten im Träger berücksichtigt werden, allerdings müsste hierzu detaillierter untersucht werden, ob diese im Programm möglicherweise zu Konvergenzproblemen führen.

Mit der Segment-Lamellen-Methode kann im Rahmen dieser Arbeit ein bestehendes Verfahren zur nichtlinearen Berechnung um die Nutzung an statisch unbestimmten Systemen erweitert werden. Auch die Anwendung auf Holz-Beton-Verbundträger ist bei Anpassung der entsprechenden Materialeigenschaften möglich. Die Ergebnisse der Vergleichsrechnung zeigen ebenfalls hohe Übereinstimmungen mit den realen Versuchsergebnissen. Vor allem die Beanspruchung der Teilquerschnitte in Form von Dehnungen und Schnittgrößen führen zu sehr guten Ergebnissen. Bei der Durchbiegung in Trägermitte aber auch bei den Schlupfverläufen treten zum Teil deutlichere Abweichungen auf. Während die Dehnungen, Krümmungen und die Eigenbiegemomente direkt anhand der mathematischen Gleichungen aufbauend auf der DGL des elastischen Verbundes bestimmt werden können, erfolgt die Bestimmung von Normalkraft und Schlupf anhand numerischer Integration der Schubkraft oder des Dehnungssprungs.

Zur Bestimmung der Durchbiegung erfolgt eine zweifache numerische Integration der Krümmung. Durch die grobe Einteilung der Segmente entlang der Trägerlänge und durch das segmentweise Aufaddieren kommt es zu Abweichungen zu den realen Ergebnissen. Am deutlichsten wird dies bei der Durchbiegung, welche durch zweifache Integration bestimmt wird. An dieser Stelle treten die größten Abweichungen zu den anderen Modellen und den realen Versuchsergebnissen auf. Durch eine feinere Einteilung der Trägerlänge ist zu erwarten, dass hier deutlich genauere Ergebnisse zu erzielen sind. Einmal für den entsprechenden Lastfall hergeleitet und angepasst zeichnet sich die Segment-Lamellen-Methode mit sehr kurzen Rechenzeiten aus, hier beispielsweise 2000 Lastschritte in wenigen Sekunden. Durch eine standardisierte Anpassung der Eingangsgrößen sowie Auswertung der Ergebnisse eignet sich das Verfahren ideal für Parameterstudien, bei denen weniger der exakte Wert als die Tendenz der Variation des Parameters eine maßgebende Rolle spielt. Bei der beispielhaften verformungsorientierten Bemessung und den Parameterstudien in folgenden Kapiteln soll dieses Verfahren zur Anwendung kommen.

10.5 Anwendung der Modellrechnung zur verformungsorientierten Bemessung

Am Beispiel des ZFT40 und der Modellierung mittels Segment-Lamellen-Methode soll nachfolgend die Vorgehensweise der verformungsorientierten Bemessung beschrieben werden. Die Modellierung des Verbundträgers mittels Algorithmus erfolgt bis zum Abbruch der Berechnung, also wenn die Steifigkeit einer Komponente des Trägers zu null wird, was nicht zwangsläufig die rechnerische Traglast des Systems darstellt. Die Ergebnisse des Algorithmus in Form von Last-Durchbiegung in Feldmitte und Last-Schlupf an der Stelle $x \pm 1,31$ m sind in Abbildung 10-11 als schwarze Verläufe dargestellt.

Als Grenzwerte der dehnungsbeschränkten Bemessung in den Querschnitten wird die Druckdehnung des Betons mit $-3,5$ ‰ angesetzt. Die Rissbildung des Betons unter Zugbeanspruchung wird bereits bei der Reduktion der Querschnitte berücksichtigt, eine Begrenzung der Zugdehnung ist nicht notwendig. Entsprechend der Materialgesetze des Bewehrungsstahls B500A wird die Grenzdehnung mit 25 ‰ angesetzt. Die Modellierung des Baustahls erfolgt aufgrund der hohen Duktilität entsprechend DIN EN 1993-1-5 ohne Dehnungsbeschränkung, wobei die auftretenden Dehnungen nachfolgend

dennoch untersucht werden. Die Verformbarkeit der Kopfbolzendübel wird nicht durch Normen vorgegeben, daher wird der maximale aufnehmbare Schlupf anhand der Push-out-Versuche aus [Kostadinova 2019] mit 7 mm angenommen.

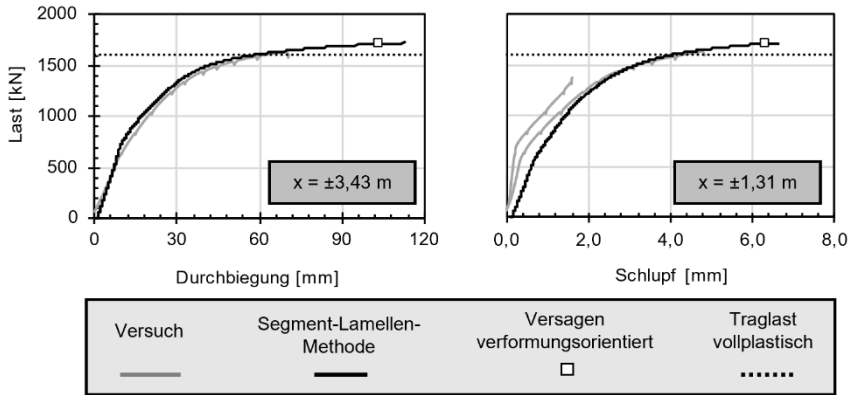


Abbildung 10-11: Verformungsorientierte Bemessung am Beispiel von ZFT40

Zur Bestimmung der Traglast des Systems wird je Versagensmodus die Traglast bestimmt, bei der an einem Element im System die Grenzdehnung und im anderen Fall die Grenzverformung auftritt. Die so ermittelte minimale Traglast ist maßgebend. Im vorliegenden Fall ist der rechnerische Versagenspunkt des ZFT40 mit einem Rechteck in Abbildung 10-11 gekennzeichnet. Maßgebend bei dem gering verdübelten Träger ist die Tragfähigkeit der Verbundfuge. An der Stelle $x = \pm 1,90 \text{ m}$ wird der Grenzwert des Schlupfes von 7 mm erreicht. In Abbildung 10-11 ist zu erkennen, dass dieser Punkt kurz vor Abbruch des Algorithmus liegt. Aufgrund der Unterverdübelung erreicht die Dehnung in den Querschnitten bei dieser Berechnung an keiner Stelle die Grenzwerte, siehe Tabelle 10-2.

Eigenschaft				Maximalwert	Grenzwert
Beton	Stützbereich	$\epsilon_{c,min}$	[‰]	-2,75	-3,5
	Feldbereich	$\epsilon_{c,min}$	[‰]	-2,82	-3,5
Bewehrung	Stützbereich	$\epsilon_{s,max}$	[‰]	16,64	25
	Feldbereich	$\epsilon_{s,max}$	[‰]	6,07	25
Stahlprofil	Stützbereich	$\epsilon_{a,max}$	[‰]	26,74	-
		$\epsilon_{a,min}$	[‰]	-53,17	-
	Feldbereich	$\epsilon_{a,max}$	[‰]	24,99	-
		$\epsilon_{a,min}$	[‰]	-11,10	-
Verbundfuge	s_{max}	[mm]	7,00	7,00	

Tabelle 10-2: Vergleich maximaler Dehnungen und Verformungen bei Modellierung von ZFT40

Zu beachten ist, dass im Stützbereich auf der Unterseite des Stahlprofils lokal nennenswerte Druckdehnungen auftreten und ebendort in den Simulationen auch lokale

Beuleffekte am Unterflansch zu erkennen sind und dort daher zusätzliche Lasteinleitungssteifen im Profil angeordnet worden sind. Solche Stabilitätseffekte können in den vorhandenen Modellen nicht berücksichtigt werden und sollten daher konstruktiv ausgeschlossen werden.

Zusätzlich wird in Abbildung 10-11 die vollplastische Traglast des Systems dargestellt. Da bei dieser Form des Nachweises keine Informationen zum Verformungszustand bei Traglast vorhanden sind, erfolgt die Darstellung als horizontale Linie. Konkret wird die Traglastberechnung mit den vollplastischen Momententragfähigkeiten für Stütz- und Feldbereich aus Tabelle 9-3 und einer Schnittgrößenberechnung entsprechend DIN EN 1994-1-1 mit vereinfachter Berücksichtigung der Rissbildung über eine Steifigkeitsreduktion über 15 % der Spannweite im Bereich des Stützmomentes und einer Momentenumlagerung von 25 % durchgeführt.

Es ist zu erkennen, dass im vorliegenden Fall die Traglast der verformungsorientierten Berechnung etwa 10 % oberhalb der vollplastischen Traglast des Systems liegt. Da hier keine systematische Auswertung und kein Vergleich von verformungsorientierter und vollplastischer Berechnung erfolgt, ist es denkbar, dass diese auch deutlich mehr voneinander abweichen oder eine Überschätzung der Traglast mittels vollplastischer Berechnung auftritt. Unabhängig von den Abweichungen wird deutlich, dass der verformungsorientierte Nachweis der Tragfähigkeit anhand der kalibrierten Modelle mit Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens und der Nachgiebigkeit der Verbundfuge die deutlich genaueren Ergebnisse liefert. So erfolgt die Berücksichtigung der Rissbildung des Betons und der damit verbundenen Momentenumlagerung entsprechend den auftretenden Zugspannungen. Im vollplastischen Nachweis wird die Rissbildung pauschal über eine Steifigkeitsreduktion im Stützbereich und eine Momentenumlagerung berücksichtigt. Bei der Handrechnung können also trotz sehr guter Übereinstimmung der vollplastischen Querschnittstragfähigkeiten Abweichungen bei der Bestimmung der Traglast aufgrund der Momentenverteilung im statisch unbestimmten System auftreten.

Vorteilhaft bei der vorliegenden Bemessung ist, dass anhand der Ergebnisse unmittelbar die bei Erreichen der Traglast auftretende Durchbiegung von 104 mm bestimmt werden kann, ebenso wie zu jeder beliebigen Laststufe. Bei der Traglast der vollplastischen Berechnung ist eine Bestimmung der zugehörigen Verformung nicht ohne weiteres möglich.

Es sei an der Stelle angemerkt, dass sowohl die Modellierung mit Segment-Lamellen-Methode als auch die vollplastische Tragfähigkeitsberechnung auf Grundlage der Mittelwerte der Materialeigenschaften erfolgt. Während bei der vollplastischen Bemessung die Bemessungswerte der Materialeigenschaften anstatt der Mittelwerte angesetzt werden, sollte die realistische Modellierung des Trag- und Verformungsverhaltens in der Segment-Lamellen-Methode dennoch mit Mittelwerten bestimmt werden. Entsprechend der nichtlinearen Berechnung im Massivbau nach DIN EN 1992-1-1 könnte dann über einen Teilsicherheitsbeiwert für den Systemwiderstand das geforderte Sicherheitsniveau bestimmt werden. Für ständige Bemessungssituationen wird in DIN EN 1992-1-1 ein Teilsicherheitsbeiwert von γ_R von 1,3 vorgeschlagen. Für die Verbundträger müsste auf Basis einer sicherheitstheoretischen Untersuchung ein entsprechender Systemteilsicherheitsbeiwert bestimmt werden.

11 Parameterstudie

11.1 Allgemeines

Während im gemeinsamen DFG-geförderten Forschungsprojekt der TU Berlin und der TU Kaiserslautern der Schwerpunkt an der TU Kaiserslautern in der möglichst genauen Modellierung hybrider Träger liegt, wird sich an der TU Berlin auf sicherheitstheoretische Untersuchungen hybrider Träger konzentriert. Konkret werden an der TU Berlin Monte-Carlo-Simulationen mit streuenden Materialkennwerten durchgeführt, um so den Einfluss der einzelnen Materialien auf das Bauteilverhalten bestimmen zu können und um dann eine Rückrechnung realistischer Teilsicherheitsbeiwerte vornehmen zu können. Aufgrund der hohen Anzahl an Eingangsgrößen werden je untersuchten Träger bis zu 200.000 Simulationen erforderlich. Auch wenn die Berechnung automatisiert abläuft, wird der Algorithmus so konzipiert, dass der Rechenaufwand optimiert wird. Hierzu werden bei der Modellierung einige Vereinfachungen, wie beispielsweise durch die Vorgabe des Schlupfverlaufs als mathematische Funktion, getroffen. Weitere Details zum Algorithmus können in [Korpas 2019] entnommen werden.

Um die Qualität des vereinfachten Modellierungsansatzes von Korpas überprüfen zu können, werden im Nachfolgenden Vergleichsrechnungen mit den im Rahmen dieser Arbeit untersuchten und in den vorherigen Abschnitten kalibrierten Modellen durchgeführt. Hierzu erfolgt eine Nachrechnung der Versuchsergebnisse sowohl mit dem Stabwerkmodell als auch mit der Segment-Lamellen-Methode. Darüber hinaus sollen die mittels Monte-Carlo-Simulation generierten Punktwolken der Versagenspunkte stichprobenartig mit Variation der Materialkennwerte abgebildet werden. Um bei der Vergleichsrechnung eine möglichst große Bandbreite an hybriden Trägern abdecken zu können, werden sowohl ein statisch bestimmter als auch ein statisch unbestimmter Stahl-Beton-Verbundträger sowie ein statisch bestimmter Holz-Beton-Verbundträger, alle mit mittlerem Verdübelungsgrad aus dem Versuchsprogramm der TU Berlin, untersucht.

11.2 Statisch bestimmter Stahl-Beton-Verbundträger

Im Nachfolgenden wird der 70 % verdübelte Verbundträger der ersten Versuchsserie aus [Korpas 2019] näher untersucht. Der Versuch wurde als Einfeldträger mit zentrischer Einzellast durchgeführt. Im Querschnitt besteht der Verbundträger aus einer Betonplatte. ($b \times h = 1500 \text{ mm} \times 140 \text{ mm}$) aus C30/37 und einem Stahlprofil HEB 400 planmäßig aus Baustahl S235. Die Verbundpartner werden mit Kopfbolzendübeln ($d = 22 \text{ mm}$, $h = 100 \text{ mm}$), welche in einem Abstand von 130 mm angeordnet sind, schubfest miteinander verbunden.

Die Monte-Carlo-Simulation wurde von [Korpas 2019] getrennt für einen Baustahl S235 und S355 durchgeführt. Da nachfolgende Ergebnisse aus der Simulation mit der Festigkeitsklasse S235 stammen, liegt das Versuchsergebnis mit einer Fließgrenze von 284 N/mm^2 am oberen Rand der Punktwolke in Abbildung 11-1. Die tatsächlichen Materialkennwerte des Versuchsträger, sowie die mittleren Materialeigenschaften und die Streuung der Materialien in Form von Variationskoeffizienten als Eingangswerte der Monte-Carlo-Simulationen stammen ebenfalls aus [Korpas 2019] und werden bei der Parameterstudie dieser Arbeit angesetzt. Bei der Modellierung mit den eigenen

Modellen wird weiterhin die Verbundfuge als multilineare Dübelkennlinie, ermittelt anhand der Push-out-Versuche aus [Kostadinova 2019], berücksichtigt. Eine detaillierte Übersicht über das modellierte Materialverhalten gibt Tabelle 11-1.

Material	Eigenschaft			Versuch	Parameterstudie	
				Mittelwert	Mittelwert	Variationskoeffizient
Beton C30/37	E-Modul	E_c	[N/mm ²]	28.100	32.310	16,4%
	Druckfestigkeit	f_c	[N/mm ²]	49,2	39,2	16,4%
	Zugfestigkeit	f_{ct}	[N/mm ²]	4,1	3,5	9,1%
	Stauchung	ϵ_{c1}	[‰]	-2,1	-2,2	14,9%
		ϵ_{cu}	[‰]	-3,5	-3,5	14,9%
Bewehrung B500A	E-Modul	E_s	[N/mm ²]	200.000	200.000	7,3%
	Fließgrenze	f_y	[N/mm ²]	550	550	7,3%
	Bruchdehnung	ϵ_{su}	[‰]	25	25	2,5%
Baustahl S235	E-Modul	E_a	[N/mm ²]	210.000	210.000	7,3%
	Fließgrenze	f_y	[N/mm ²]	284	26,1	6,2%
	Bruchdehnung	ϵ_{au}	[‰]	-	-	-
Verbund- fuge KBD 22/100	Schubkraft	T_1	[kN]	109,2	109,2	7,8%
		T_2	[kN]	156,0	156,0	7,8%
		T_3	[kN]	173,3	173,3	7,8%
	Schlupf	s_1	[mm]	0,65	0,65	16,3%
		s_2	[mm]	3,00	3,00	16,3%
		s_3	[mm]	7,26	7,26	16,3%

Tabelle 11-1: Materialkennwerte zur Modellierung des statisch bestimmten Stahl-Beton-Verbundträgers aus [Korpas 2019]

Abbildung 11-1 zeigt einen Vergleich der eigenen Versuchsnachrechnung mittels Stabwerkmodell (schwarze durchgezogene Linie) und mittels Segment-Lamellen-Methode (schwarze gepunktete Linie) mit der tatsächlichen Versuchskurve aus [Korpas 2019] in grau. Darüber hinaus ist in grau die Punktwolke als Ergebnis der Monte-Carlo-Simulation aus [Korpas 2019] dargestellt. Die weißen Quadrate repräsentieren jeweils den rechnerischen Versagenspunkt einer Berechnung mittels Segment-Lamellen-Methode. Dabei werden stichprobenartig die minimalen, mittleren und maximalen Materialkennwerte aus Tabelle 11-1 als Eingangsgrößen der Segment-Lamellen-Methode variiert. Um die Punktwolke besser abgrenzen zu können, werden teilweise auch Zwischenwerte aus dem Streuband der Materialkennwerte als Eingangswerte angesetzt.

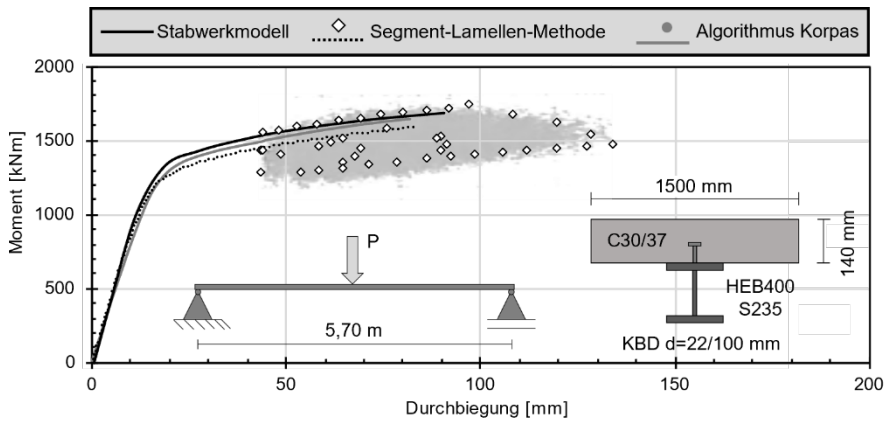


Abbildung 11-1: Ergebnis der Parameterstudie des statisch bestimmten Stahl-Beton-Verbundträgers aus [Korpas 2019]

Es ist zu erkennen, dass die Nachrechnung des Trägerversuchs sowohl in Bezug auf Steifigkeit des Verbundträgers als auch zum Versagen sehr gut mit den realen Versuchen übereinstimmen. Darüber hinaus wird deutlich, dass trotz Verwendung vereinfachter Modellrechnung in [Korpas 2019] als Grundlage der Monte-Carlo-Simulation die Ergebnisse in Form der Punktwolke sehr gut mit den stichprobenartigen Modellrechnungen der vorliegenden Parameterstudie übereinstimmen.

Dennoch ist zu erkennen, dass im Versuch ein Baustahl S235 verwendet wurde und die Zugversuche eine tatsächliche Fließgrenze von 284 N/mm^2 ergaben. Da Stähle, die nicht in die Festigkeitsklasse von S355 eingeteilt werden können, in die niedrigere Klasse von S235 eingestuft werden, sind solche Überfestigkeiten also wenig verwunderlich und können tatsächlich noch höher ausfallen. Bei den Materialannahmen aus [Korpas 2019] wird eine maximale Fließgrenze von 277 N/mm^2 berücksichtigt. Da die Variation der Fließgrenze im plastischen Bereich des Verbundträgers den größten Einfluss hat, wäre eine Berücksichtigung eines größeren Streubereichs der Fließgrenze zur realistischen Modellierung zielführender. Da in vorliegender Arbeit allerdings der Fokus auf der Validierung der Modellrechnung aus [Korpas 2019] liegt, nicht aber auf der Wahl der Eingangsparameter, spielt der Variationskoeffizient des Baustahls an dieser Stelle keine Rolle.

11.3 Statisch unbestimmter Stahl-Beton-Verbundträger

Da besonders die Modellierung statisch unbestimmter Verbundträger im Vergleich zu statisch bestimmten Systemen durch die Rissbildung des Betons im Zugbereich und der Abhängigkeit der Schnittgrößen von der Steifigkeitsverteilung entlang der Trägerlänge deutlich komplexer ist, soll nachfolgend ein Vergleich der vereinfachten Modellierung von Korpas mit den im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Modellrechnungen an statisch unbestimmten Systemen erfolgen.

Konkret wird ein symmetrischer Zweifeldversuchsträger der TU Berlin untersucht, welcher über eine Länge von je 5,85 m spannt und mit einer zentralen Einzellast je Feld belastet wird. Die Betonplatte der Festigkeitsklasse C30/37 mit den Abmessungen $b \times h = 1500 \text{ mm} \times 140 \text{ mm}$ wird mit Kopfbolzen des Durchmessers 22 mm und einer

Höhe von 100 mm mit einem Walzprofil IPE 400 der Festigkeitsklasse S235 verbunden. Zum Zeitpunkt der Erstellung vorliegender Arbeit sind die Trägerversuche der TU Berlin noch nicht durchgeführt worden, sodass nachfolgender Vergleich sich lediglich auf die Ergebnisse der Monte-Carlo-Simulationen von Korpas konzentriert. Tabelle 11-2 zeigt eine Übersicht über die bei der Modellierung angesetzten Materialkennwerte und die entsprechenden Variationskoeffizienten aus [Kurz 2023]. Auch hier wird die Verbundfuge abweichend von Korpas anhand der multilinearen Dübelkennlinie aus [Kostadinova 2019] modelliert.

Material	Eigenschaft	Mittelwert	Variationskoeffizient	
Beton C30/37	E-Modul	E_c [N/mm ²]	33.000	16,4%
	Druckfestigkeit	f_c [N/mm ²]	39,0	16,4%
	Zugfestigkeit	f_{ct} [N/mm ²]	2,9	9,1%
	Stauchung	ϵ_{c1} [%]	-2,2	14,9%
		ϵ_{cu} [%]	-3,5	14,9%
Bewehrung B500A	E-Modul	E_s [N/mm ²]	200.000	7,3%
	Fließgrenze	f_y [N/mm ²]	550	7,3%
	Bruchdehnung	ϵ_{su} [%]	25	2,5%
Baustahl S235 – S355	E-Modul	E_a [N/mm ²]	210.000	7,3%
	Fließgrenze	f_y [N/mm ²]	320	6,2%
	Bruchdehnung	ϵ_{au} [%]	-	-
Verbundfuge KBD 22/100	Schubkraft	T_1 [kN]	109,2	7,8%
		T_2 [kN]	156,0	7,8%
		T_3 [kN]	173,3	7,8%
	Schlupf	s_1 [mm]	0,65	16,3%
		s_2 [mm]	3,00	16,3%
		s_3 [mm]	7,26	16,3%

Tabelle 11-2: Materialkennwerte zur Modellierung des statisch unbestimmten Stahl-Beton-Verbundträgers aus [Kurz 2023]

Abbildung 11-2 zeigt das Ergebnis der Parameterstudie des 70 % verdübelten Zweifeldträgers im Vergleich mit dem Ergebnis der Monte-Carlo-Simulation von Korpas. Wie in Abschnitt 4 beschrieben, kann das System aufgrund der Symmetrie und dem damit verbundenen Nulldurchgang des Schlupfes am Mittelaufleger auf einen einseitig eingespannten Einfeldträger reduziert werden.

Grundsätzlich ist zu identifizieren, dass das Streuband der stichprobenartigen Modellierungen (weiße Quadrate) gut mit der Punktwolke als Ergebnis der Monte-Carlo-Simulation von Korpas übereinstimmt. Dennoch lässt sich erkennen, dass die Ergebnisse der Berechnung im Rahmen dieser Arbeit im Vergleich etwas nach links

verschoben sind, sich also geringere Verformungen einstellen. In diesem Bereich tritt das Versagen in Form einer Überschreitung der maximalen Betonstauchung auf. Auch im hinteren Bereich des Diagramms treten Abweichungen auf, sodass bei der Modellierung im Rahmen dieser Arbeit weniger Duktilität der Zweifeldträger erreicht wird.

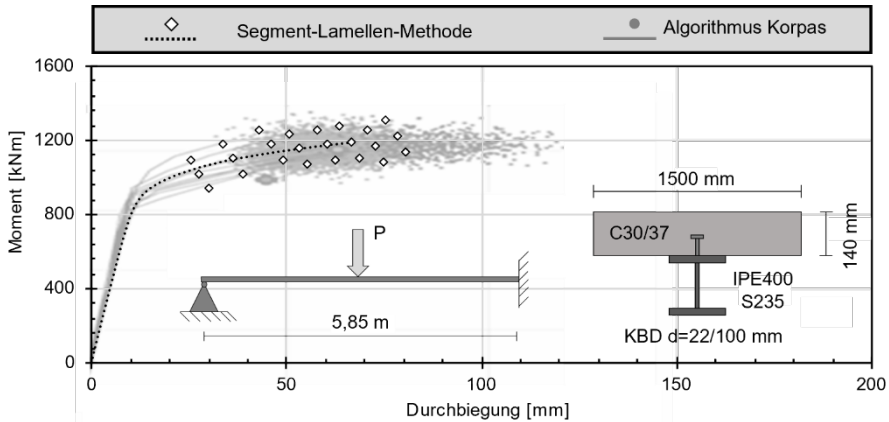


Abbildung 11-2: Ergebnis der Parameterstudie des statisch unbestimmten Stahl-Beton-Verbundträgers aus [Kurz 2023]

Ein Grund für die Abweichungen in Bezug auf die Duktilität zwischen den beiden Modellierungsansätzen kann in der Materialmodellierung liegen. Während das Abbilden der Verbundfuge im Rahmen dieser Arbeit auf Grundlage der Push-out-Versuche aus [Kostadinova 2019] erfolgt, wird in [Kurz 2023] mit geringerer Tragfähigkeit und Steifigkeit modelliert. Ein weiterer wesentlicher Unterschied in der Materialmodellierung liegt darin, dass bei den Berechnungen dieser Arbeit der Baustahl bilinear nach DIN EN 1993-1-5 Anhang C mit einem Verfestigungsmodul von einem Hundertstel des Elastizitätsmoduls angesetzt wird und die Bruchdehnung aufgrund der hohen Duktilität des Baustahls nicht maßgebend wird. Korpas dagegen setzt die Zugfestigkeit des Baustahls sowie eine Bruchgrenze von 10 % an. Hierdurch ergibt sich bei Korpas einen deutlich steiferen (ca. Faktor 6) plastischen Bereich des Baustahls. Wie im vorherigen Abschnitt gezeigt, tritt bei der Segment-Lamellenmethode eine systematische Überschätzung der Steifigkeit aufgrund der manuellen zweifachen Integration der groben Einteilung der Trägerlänge auf, was hier im Vergleich der Modellrechnungen ebenfalls zu erkennen ist.

11.4 Holz-Beton-Verbundträger

Um die Übertragbarkeit der Modellrechnung auf andere Materialkombinationen, vor allem mit sprödem Materialverhalten untersuchen zu können, wird nachfolgend ein Vergleich der Monte-Carlo-Simulation von Korpas mit Stabwerkmodell und Segment-Lamellen-Verfahren am Beispiel des Holz-Beton-Verbundträgers von Korpas mit Verbundschrauben unter einem Winkel von 45° und einem Schraubenabstand von 16 cm geführt.

Tabelle 11-3 gibt einen Überblick über die Materialkennwerte zur Modellierung des Holz-Beton-Verbundträgers. Die Mittelwerte entsprechen gleichzeitig den im Versuch

vorhandenen Materialeigenschaften. Anhand der Variationskoeffizienten können dann minimale und maximale Materialeigenschaften bestimmt werden und als Eingangsgrößen der Parameterstudie variiert werden. Während die stochastischen Kennwerte von Beton und Bewehrung aus [Kurz 2023] stammen, werden die Variationskoeffizienten des Nadelholzes und der Verbundfuge aus den Ergebnissen der Begleitversuche zu den HBV-Trägern ermittelt. Diese Variationskoeffizienten gelten somit nur für die geprüfte Stichprobe und sind nicht allgemeingültig. Da allerdings die von Korpas in der Monte-Carlo-Simulation verwendeten Eingangswerte der Materialstreuung nicht bekannt sind, werden die Variationskoeffizienten aus Tabelle 11-3 angesetzt.

Material	Eigenschaft		Mittelwert	Variationskoeffizient
Beton C25/30	E-Modul	E_c [N/mm ²]	31.000	16,4%
	Druckfestigkeit	f_c [N/mm ²]	33,0	16,4%
	Zugfestigkeit	f_{ct} [N/mm ²]	2,6	9,1%
	Stauchung	ϵ_{c1} [%]	-2,1	14,9%
		ϵ_{cu} [%]	-3,5	14,9%
Bewehrung B500A	E-Modul	E_s [N/mm ²]	200.000	7,3%
	Fließgrenze	f_y [N/mm ²]	550	7,3%
	Bruchdehnung	ϵ_{su} [%]	25	2,5%
Nadelholz C24	E-Modul	E_t [N/mm ²]	10.570	17,0%
	Festigkeit	f_t [N/mm ²]	34,3	23,1%
	Bruchdehnung	ϵ_{tu} [%]	2,9	18,1%
Verbundfuge	Schubkraft	T [kN]	24,1	3,5%
	Schlupf	s [mm]	3,2	1,8%

Tabelle 11-3: Materialkennwerte zur Modellierung des Holz-Beton-Verbundträgers aus [Kurz 2023]

An den Moment-Verformungs-Verläufen in Abbildung 11-3 lässt sich ausmachen, dass die Modellierung mittels Stabwerkmodell und Segment-Lamellen-Methode sehr gut mit den Versuchsergebnissen von Korpas übereinstimmen, sowohl was die Steifigkeit als auch was den Versagenspunkt betrifft. Darüber hinaus ist an den stichprobenartigen Berechnungen mit variierenden Materialkennwerten mittels Segment-Lamellen-Methode (weiße Quadrate) zu erkennen, dass alle Werte deutlich innerhalb der Punktwolke von Korpas Monte-Carlo-Simulation liegen.

Es zeigt sich also, dass die Modellierungsansätze grundsätzlich zu sehr vergleichbaren Ergebnissen führen. Anhand der Größe der Punktwolke ist davon auszugehen, dass Korpas in seinen Modellrechnungen größere und somit allgemeingültigere Streuungen in seinen Materialien, insbesondere im Holz und in der Verbundfuge, als Ausgangsgrößen angesetzt hat. Die hier angesetzten Streuungen der

Materialeigenschaften beziehen sich nur auf die Grundgesamtheit der tatsächlich geprüften Träger und liegen daher deutlich unterhalb der von Korpas angesetzt.

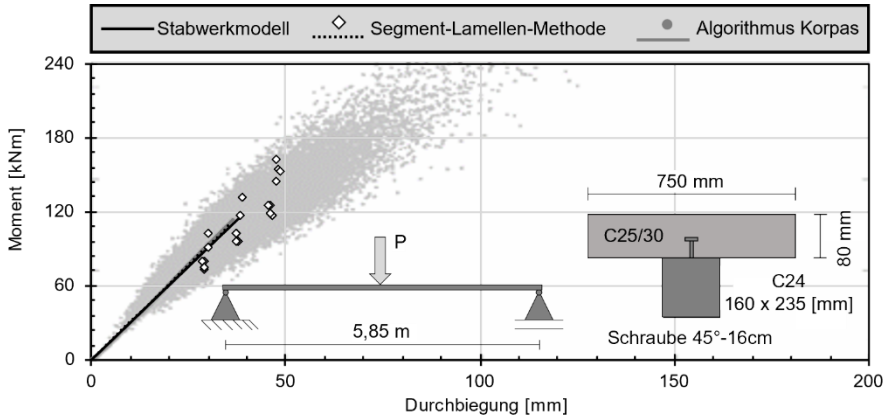


Abbildung 11-3: Ergebnis der Parameterstudie des Holz-Beton-Verbundträgers aus [Kurz 2023]

11.5 Fazit

Insgesamt kann gezeigt werden, dass trotz grundsätzlich unterschiedlicher Herangehensweise bei der Modellierung zwischen Korpas und den Berechnungen im Rahmen vorliegender Arbeit sehr gute Übereinstimmungen untereinander und, sofern vorhanden, mit den realen Versuchsergebnissen zu erkennen sind. Es wird deutlich, dass neben den Verbundträgern in statisch bestimmten Systemen auch die wesentlich komplexere Modellierung statisch unbestimmter Systeme mit beiden Modellierungsansätzen zu sehr guten Ergebnissen führt. Die leichten Abweichungen bei dem Zweifeldträger lässt sich anhand abweichender Materialmodellierung erklären. Die deutlich geringere Streuung am Holz-Beton-Verbundträger aus geringerer Streuung der Eingangsgrößen. Trotz der Vereinfachung durch die Vorgabe der mathematischen Funktion des Schlupfverlaufes und dem damit deutlich reduzierten Rechenaufwand von Korpas Modellrechnung im Vergleich zu den hier durchgeführten Berechnungen mittels Segment-Lamellen-Methode, welche auf der Lösung der DGL des elastischen Verbundes basiert, können sehr realitätsnahe Ergebnisse generiert werden.

12 Zusammenfassung und Ausblick

Gegenstand der vorliegenden Arbeit ist die Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens hybrider Träger. Mit dem Ziel, die Erkenntnisse an statisch bestimmten Stahl-Beton-Verbundträgern aus [Kostadinova 2019] und [Korpas 2019] auf allgemeine systemische Randbedingungen und auf verschiedene Materialkombinationen zu erweitern, werden statisch unbestimmte Stahl-Beton-Verbundträger und Holz-Beton-Verbundträger untersucht. Während das übergeordnete Ziel des Gesamtforschungsvorhabens die Schaffung eines verformungsorientierten Bemessungsverfahrens und eine systematische sicherheitstheoretische Untersuchung zum Ableiten entsprechender Teilsicherheitsbeiwerte ist, wird sich im Rahmen dieser Arbeit auf die realistische Modellierung des Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit praktikablem Modellierungs- und Berechnungsaufwand als Grundlage einer verformungsorientierten Bemessung fokussiert. Zum Verifizieren der Modelle und zum Erweitern der Datenbasis, vor allem zu den in der Verbundfuge auftretenden Verformungen und den davon abhängigen Beanspruchungen der Teilquerschnitte, werden im Rahmen vorliegender Arbeit sechs großmaßstäbliche Versuche an Verbundträgern durchgeführt. Zum detaillierten Abbilden des komplexen nichtlinearen Verhaltens der Zweifeldträger, allem voran der Rissbildung des Betons und der resultierenden Umlagerung der Schnittgrößen, werden hier zusätzliche numerische Simulationen durchgeführt.

Verformungen der Verbundfuge

Anhand der einzelnen Messstellen in den Versuchen in Kombination mit den kontinuierlich über die Trägerlänge ermittelten Ergebnissen der Modellrechnung können detaillierte Erkenntnisse zu den Verformungen der Verbundfuge gewonnen werden. An der Form des Schlupfverlaufs wird deutlich, dass der Maximalwert des Schlupfes nicht zwangsläufig an den Trägerenden, sondern im Bereich zwischen Einzellast und Auflager auftritt und zum Auflager teilweise wieder abnimmt. Vor allem bei einer elastischen Bemessung, beispielsweise bei den Holz-Beton-Verbundträgern kann anhand des Schlupfverlaufs das für die Bemessung maßgebende Verbundmittel bestimmt werden.

Neben dem Schlupf wird die Abhebung im Detail untersucht. Anhand der theoretischen Recherchen und den modellierten Verformungen kann für die Stahl-Beton-Verbundträger gezeigt werden, dass die Abhebung maßgeblich vom Schlupf abhängt. Die Verläufe der Abhebung entlang der Trägerlänge gleichen dem betragmäßigen Schlupfverlauf. Es ist zu erkennen, dass die Abhebung dort auftritt, wo die Bolzen stark beansprucht werden und plastizieren. Dennoch kann für die Stahl-Beton-Verbundträger gezeigt werden, dass die Abhebung für die Modellierung und die Bemessung nicht relevant ist. Anhand der numerischen Simulation ist zu erkennen, dass die Reibkraft, welche einen wesentlichen Beitrag zur Schubkraftübertragung leistet, nur sehr lokal unmittelbar vor dem Kopfbolzen übertragen wird und nicht über die gesamte Trägerlänge. Aufgrund der Betondruckstrebe, welche sich auf den Dübelfuß abstützt, erfolgt die Übertragung der Reibung auch bei großen Abhebungen. Der Effekt, dass die übertragbare Schubkraft wegen auftretender Abhebungen geringer ist, kann daher nicht festgestellt werden. Da Kopfbolzen nach Norm mindestens 10 % der Schubtragfähigkeit als Zugtragfähigkeit aufweisen müssen, ist ein Versagen der Verbundmittel infolge der Abhebung nicht zu erwarten und aus der Vergangenheit nicht bekannt. Ein Versagen

des Betons in Folge der Zugkräfte im Dübel ist hauptsächlich an Diskontinuitätsbereichen, wie beispielsweise an Stegöffnungen wahrscheinlich.

Darüber hinaus kann festgestellt werden, dass ein deutlicher Unterschied zwischen den im Versuch an der Außenkante des Stahls gemessenen Abhebungen und den Abhebungen in der Achse der Dübel besteht. So treten am Flanschende, also in den Versuchsergebnissen im Bereich der Verbundmittel Abhebungen auf, in der Achse der Dübel wird diese Abhebung aufgrund der lokalen Tragwirkung des Dübels zu null.

Anhand der Versuchsergebnisse der Holz-Beton-Verbundträger, bei denen deutliche Abhebungen auftreten, und der Push-out-Versuche, bei denen nennenswerte abhebende Kräfte in der Abspannung gemessen werden, wird deutlich, dass im System ebenfalls Abhebungen auftreten. Da bei gleichem Versagensmechanismus bei HBV70 im Vergleich zu den Push-out-Versuchen sowohl die Traglast als auch die Verformbarkeit etwas geringer ausfällt, ist zu erkennen, dass die Abhebung einen Einfluss auf die Tragfähigkeit der Verbundschrauben hat. Im Tragmodell der geeigneten Verbundschrauben ergibt sich durch die vertikale Beanspruchung eine weitere zentrische Zugkraft in der Schraube, sodass die Schubkrafttragfähigkeit und die horizontale Verformbarkeit geringer ausfallen. Durch die mangelnde Duktilität des Verbundmittels und die somit fehlenden Umlagerungsmöglichkeiten in der Verbundfuge führt das Versagen einer Schraubengruppe unmittelbar zum Versagen des Gesamtsystems. Daher müsste für die Verbundschrauben der Effekt der Abhebung auf die Tragfähigkeit weiter untersucht werden.

Tragwirkung der Verbundträger

Durch die Messungen mit dem kontinuierlichen faseroptischen Messsystem an den Versuchsträgern können durch Rückrechnung der Teilschnittgrößen sehr detaillierte Erkenntnisse zur Verbundwirkung erzielt werden. Vor allem die Teilverdübelung im Stützbereich, welche nach DIN EN 1994-1-1 bisher aufgrund fehlender experimenteller Untersuchungen nicht zulässig ist, lässt sich im Detail untersuchen. Durch die im Allgemeinen im Vergleich zur plastischen Normalkraft des Stahlprofils nur sehr geringe plastische Normalkrafttragfähigkeit der Bewehrung im Stützbereich fällt die Verbundnormalkraft im Stützbereich selbst bei vollem Verbund sehr gering aus. Aufgrund der geringen Biegesteifigkeit der Betonplatte und der zusätzlichen Reduktion durch Rissbildung wird folglich ein Großteil des Stützmomentes als Eigenbiegemoment vom Stahlprofil aufgenommen. Durch eine Teilverdübelung im Stützbereich fällt die ohnehin geringe Verbundnormalkraft noch kleiner aus, sodass der Anteil des Eigenbiegemoments des Stahlprofil am Gesamtmoment weiter steigt. Auch wenn die Versuchsträger nicht bis zum Versagen belastet werden konnten, so deutet sich an, dass auch der Stützbereich nach Teilverbundtheorie bemessen werden kann. Eine Aufteilung der Zugkräfte auf die nicht vollständig plastizierten Bewehrungsstäbe unterschiedlicher Höhenlagen kann entsprechend Abschnitt 9.1.3 erfolgen. Zum wirtschaftlichen Ausnutzen des Verbundquerschnitts wird dennoch empfohlen, den im Vergleich zur Trägerlänge ohnehin kleinen Stützbereich vollständig zu verdübeln.

Anhand der aus der Dehnungsmessung bestimmten Verbundnormalkraft und des gemessenen Schlupfes kann die Last-Schlupf-Beziehung einzelner Verbundmittel im Träger bestimmt werden. Beim Betrachten der Stahl-Beton-Verbundträger fällt beim Vergleich mit den Ergebnissen der Push-out-Versuche auf, dass mit geringerem

Verbundmittelabstand die Abweichungen deutlich zunehmen und die Traglast eines Verbundmittels im Träger überschätzt wird. Es treten also deutliche Unterschiede zwischen den Verbundmitteln im genormten Push-out-Versuch nach DIN EN 1994-1-1 und dem Tragverhalten in realen Verbundträgern auf. Dennoch kann gezeigt werden, dass bei der Modellrechnung unter Ansatz der Dübelkennlinie aus dem Push-out-Versuch sehr gute Übereinstimmungen bei der Normalkraft auftreten, was zeigt, dass trotz des beobachteten abweichenden Tragverhaltens das Verbundmittel in sehr guter Näherung anhand der Push-out-Versuche modelliert werden kann.

Modellierung der Verbundträger

Die im Rahmen dieser Arbeit als Grundlage zur verformungsorientierten Bemessung untersuchte Modellierung der Verbundträger mittels Segment-Lamellen-Methode und Stabwerkmodell ist werkstoff- und verbundmittelunabhängig und kann bei Kenntnis der entsprechenden Materialeigenschaften und dem Last-Verformungs-Verhalten der Verbundfuge auf beliebige hybride Träger angewendet werden. Während die Nutzung der Segment-Lamellen-Methode aufgrund der Herleitung der DGL des elastischen Verbundes für die zu untersuchenden Lastfälle und der iterativen Lösung mittels Algorithmus vor allem im wissenschaftlichen Kontext liegt, eignen sich die Stabwerkmodelle für die Anwendung in der Ingenieurpraxis, da dort in der Regel die erforderliche Software vorhanden sind.

Einmal mathematisch hergeleitet und programmtechnisch umgesetzt zeichnet sich die Segment-Lamellen-Methode durch eine sehr schnelle Modellierung und Berechnung aus. Ergänzt mit einer standardisierten und systematischen Auswertung eignet sich die Modellierung für Parameterstudien beispielsweise zur Untersuchung der Auswirkung einzelner Eigenschaften auf das Gesamttragverhalten der Verbundträger. Die Stabwerkmodelle dagegen zeichnen sich durch eine intuitive Modellierung des Systems mit grafischer Benutzeroberfläche aus. Das statische System kann beliebig über die Anordnung unterschiedlichster Lagerungsbedingungen erzeugt werden, die zum Teil fehleranfällige mathematische Herleitung einschließlich Implementierung im Algorithmus wie bei der Segment-Lamellen-Methode entfällt. Durch das deutlich genauere Abbilden der einzelnen Elemente und des Materialverhaltens im Modell erhöht sich der Berechnungsaufwand im Vergleich zur Segment-Lamellen-Methode deutlich. Da auch die Auswertung der Ergebnisse an die Programmschnittstelle gebunden ist, erfolgt diese in aller Regel weniger standardisiert. Zusammenfassend eignet sich das Stabwerkmodell vor allem für die praktische Anwendung, aber weniger für systematische Parameterstudien im wissenschaftlichen Kontext.

Bei beiden Modellierungsansätzen kann sowohl nichtlineares Materialverhalten der Verbundpartner als auch eine nichtlineare Nachgiebigkeit der Verbundfuge entsprechend der Dübelkennlinien der Verbundmittel berücksichtigt werden. Durch die Modellierung der Rissbildung des Betons kann das Tragverhalten von Verbundträgern mit Beton im Bereich negativer Momente, beispielsweise bei statisch unbestimmten Systemen, realistisch abgebildet werden. Es kann anhand umfassender Vergleichsrechnungen zu den Versuchsergebnissen der statisch bestimmten und statisch unbestimmten Stahl-Beton-Verbundträger und der Holz-Beton-Verbundträger gezeigt werden, dass mit beiden Modellierungsansätzen sehr gute Übereinstimmungen zu den realen Versuchsergebnissen erzielt werden können. Da beide Varianten der Modellierung trotz komplett unterschiedlichem Ansatz bei allen untersuchten Trägern mit

den Ergebnissen untereinander, aber auch mit den realen Versuchsergebnissen und soweit vorhanden mit den numerischen Simulationen übereinstimmen, kann gezeigt werden, dass es sich bei beiden Versionen um sehr robuste und für eine verformungsorientierte Bemessung geeignete Modellierungsverfahren handelt. Durch die feinere Auflösung und die exakte Position des einzelnen Verbundmittels stimmen die Ergebnisse des Stabwerkmodells etwas genauer mit den Versuchsergebnissen überein. Bei der Segment-Lamellen-Methode fällt auf, dass die Größen, welche anhand der Ergebnisse der einzelnen Segmente auf integriert werden, Abweichungen aufweisen, allem voran die Durchbiegung, welche durch zweifache Integration bestimmt wird. Durch eine feinere Einteilung der Trägerlänge in Segmente könnte die Genauigkeit der Berechnung aber auch der Berechnungsaufwand weiter erhöht werden.

Die Materialmodellierung der Teilquerschnitte kann anhand der normativen Regelungen der DIN EN 1992-1-1 für Beton und Bewehrung und für den Baustahl nach DIN EN 1993-1-5 ablaufen. Mangels Duktilität des Werkstoffes Holz erfolgt die Modellierung linear elastisch mit entsprechendem Elastizitätsmodul nach DIN EN 1995-1-1. Zur Modellierung der Verbundmittel kann nicht auf normative Werte zurückgegriffen werden. Für die Verbundmittel des Stahl-Beton-Verbundbaus ist eine Berücksichtigung des nichtlinearen Last-Verformungs-Verhaltens in Form von Dübelkennlinien aus Push-out-Versuchen erforderlich. Um nicht immer auf individuelle Versuchsergebnisse zurückgreifen zu müssen, wäre für die zukünftige verformungsorientierte Bemessung, zumindest für die in DIN EN 1994-1-1 normativ geregelten Kopfbolzendübel, eine standardisierte Dübelkennlinie in Abhängigkeit der Dübelgeometrie und der Betonfestigkeit sinnvoll. Für Verbundschrauben kann wegen des annähernd linear elastischen Verhaltens die konstante Steifigkeit aus den jeweiligen Zulassungen entnommen werden.

Wegen der sehr guten Übereinstimmung der Ergebnisse der Parameterstudie mittels Segment-Lamellen-Methode mit den Ergebnissen der Monte-Carlo-Simulation aus [Korpas 2019] kann ebenfalls die Eignung beider vom Ansatz her unterschiedlichen Verfahren bestätigt werden. Die leichte Überschätzung der Steifigkeiten des Zweifeldträgers kann auf die zu geringe Durchbiegung aufgrund der vorher beschriebenen Einteilung der Segmente zurückgeführt werden. Darüber hinaus können Korpas mathematische Eingangsfunktionen des Berechnungsalgorithmus zur Form des Verlaufs des Schlupfes entlang der Trägerlänge anhand der Versuchs- und Modellierungsergebnisse vorliegender Arbeit bestätigt werden.

Zukünftig könnten bei der Modellierung von Verbundträgern neben den zur Berücksichtigung der effektiven Breiten des Betons entlang der Trägerlänge variierenden Breiten auch über die Höhe veränderliche Querschnitte oder entlang der Trägerlänge gestaffelte Bewehrung modelliert werden. Außerdem wäre es denkbar, lokale Diskontinuitäten, wie beispielsweise Stegöffnungen, im Modell zu berücksichtigen. Im Stabwerkmodell könnte dies über eine Modellierung des lokalen Bereichs mit Scheibenelementen erfolgen, sodass die lokalen Schnittgrößen automatisch im Modell angesetzt werden. In der Segment-Lamellen-Methode könnten Stegöffnungen mit angepassten Querschnittswerten und durch Überlagerung der Elemente mit den aus lokaler Tragwirkung resultierenden Beanspruchung und den globalen Beanspruchungen berücksichtigt werden. Hierzu könnte eine Berechnung der

lokalen Schnittgrößen entsprechend den aktuellen Bemessungsverfahren im Algorithmus implementiert werden.

Verformungsorientierte Bemessung

Das sehr detaillierte Abbilden des Trag- und Verformungsverhalten der realen Versuchsträger mit den im Rahmen dieser Arbeit vorgestellten Modellen mit geringem Modellierungs- und Berechnungsaufwand stellt die Basis einer verformungsorientierten Bemessung von Verbundträgern dar. Die Traglast des Systems bei einer verformungsorientierten Bemessung ergibt sich bei Erreichen der Grenzstauchung des Betons, der Grenzdehnung des Stahls oder der Grenzverformung der Verbundmittel. Darüber hinaus kann anhand eines Grenzwerts der Durchbiegung die maximale Last des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit bestimmt werden.

Für Stahl-Beton-Verbundträger können die Grenzdehnungen von Beton und Bewehrung nach DIN EN 1992-1-1 verwendet werden. Der Baustahl kann aufgrund der großen Duktilität entsprechend DIN EN 1993-1-5 ohne Dehnungsbeschränkung bemessen werden. Wobei vor allem bei statisch unbestimmten Systemen ein lokales Beulen des Stahlprofils konstruktiv zu verhindern ist. Als maximale Verformbarkeit von Kopfbolzendübeln entsprechend den Vorgaben von DIN EN 1994-1-1 kann der Grenzschlupf von 6 mm angesetzt werden. Im modellierten Last-Verformungs-Verlauf kann dann der Punkt der maßgebenden rechnerischen Traglast auf Mittelwertniveau bestimmt werden. Anhand umfassender sicherheitstheoretischer Untersuchungen müsste zukünftig ein globaler Teilsicherheitsbeiwert ermittelt werden, um aus der mit mittleren Materialeigenschaften modellierten Traglast einen Bemessungswert mit dem im Bauwesen geforderten Niveau an Sicherheit zu berechnen.

Bei den hier untersuchten Holz-Beton-Verbundträgern erzielt die verformungsorientierte Bemessung aufgrund des elastischen Materialverhaltens des Holzes und der fehlenden Duktilität der Verbundfuge auf den ersten Blick keinen nennenswerten Vorteil gegenüber den herkömmlichen Bemessungen. Entscheidend bei der Bemessung ist die Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Verbundfuge und der daraus resultierenden Beanspruchung der Teilquerschnitte. Dennoch kann bei duktilen Verbundmitteln und Kenntnis der maximalen Verformbarkeit die verformungsorientierte Bemessung ebenfalls durch die Ausnutzung der Umlagerung der Beanspruchung der einzelnen Verbundmittel vorteilhaft sein. Da bei Holz-Beton-Verbundkonstruktionen aufgrund der geringen Steifigkeit häufig die Durchbiegungen bei der Bemessung maßgebend werden, kann dies über eine Begrenzung der Durchbiegung im Bemessungsverfahren berücksichtigt werden und der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit kann im gleichen Berechnungsschritt zusammen mit dem Grenzzustand der Tragfähigkeit berechnet werden.

Literatur

- [Amadio 2012] Amadio, C.; Fragiaco, M.; Macorini, L.: *Evaluation of the Deflection of Steel-Concrete Composite Beams at Serviceability Limit State*, Journal of Constructional Steel Research 73 S. 95-104, Elsevier Ltd., 2012
- [Androutsos 1993] Androutsos, C.; Hoassain, M.U.: *Composite beams with headed studs in narrow ribbed metal deck.*, Composite constructions in steel and concrete II, American society of civil engineers, New York, 1993
- [Annen 2020] Annen, C.: *Erstellung eines Berechnungstools zur Berechnung von Einfeldverbundträgern mit elastischem Verbund unter Berücksichtigung allgemeiner Randbedingungen und variabler Laststellung*, Studienarbeit (12 CP), Fachgebiet Stahlbau, Technische Universität Kaiserslautern, 2020 (unveröffentlicht)
- [Ansourian 1981] Ansourian, P.: *Experiments on Continuous Composite Beams*, Proceedings of the Institution of Civil Engineers Part 2 (71) S. 25 – 51, 1981
- [Balakrishnan 1963] Balakrishnan, S.: *The Behaviour of Composite Steel and Concrete Beams with Welded Stud Shear Connectors*, PhD Thesis, Imperial College London, 1963
- [Barnard 1965] Barnard, P.R.; Johnson, R.P.: *Plastic Behaviour of Continuous Composite Beam*, 1965
- [Bode 1986] Bode, H.; Fichter, W.: *Zur Fließgelenktheorie bei Stahlverbundträgern mit Schnittgrößenumlagerung vom Feld zur Stütze*, Stahlbau (55) Heft 10, S. 299-303, 1986
- [Bode 1987] Bode, H.; Fichter, W.; Schanzenbach, J.; Uth, H.-J.: *Traglast von Verbund-Durchlaufträgern für den Hoch- und Industriebau unter besonderer Berücksichtigung einer nachgiebigen Verdübelung*, Forschungsbericht, Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e.V., Projekt 124, 1987
- [Bode 1988a] Bode, H.; Künzel, R.: *Zur Traglast von Verbundträgern unter besonderer Berücksichtigung einer nachgiebigen Verdübelung*, DFG-Forschungsbericht Bo733/3-2, Kaiserslautern, 1988
- [Bode 1988b] Bode, H.; Kretz, J.: *Trägerverbund im Industriebau unter nicht ruhender Belastung bei Verwendung von Profilblechen*, AIF Forschungsbericht, Kaiserslautern, 1988
- [Bode 1994] Bode, H.; Becker, J.: *Physikalisch nichtlineare Berechnung von Stahlverbundträgern mit nachgiebiger Verbundfuge*, DFG-Forschungsbericht Bo733/7-1, Kaiserslautern, 1994
- [Bode 2000] Bode, H.; Mensinger, M.; Leffer, A.: *Verdübelung von Verbundträgern unter nicht ruhender Belastung im Brückenbau*, AIF Forschungsbericht Nr. 11266, Universität Kaiserslautern, 2000
- [Becker 1997] Becker, J.: *Beitrag zur Auslegung der Verdübelung von Verbundträgern des Hochbaus unter ruhender und nicht ruhender Belastung*, Dissertation, Fachgebiet Stahlbau, Technische Universität Kaiserslautern, 1997

- [Broschart 2020] Broschart, Y.: *Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten oberflächennaher Verbunddübelleisten*, Dissertation, Fachgebiet Stahlbau, Technische Universität Kaiserslautern, 2020
- [Bundrück 2013] Bundrück, A.: *Untersuchungen zur Verformbarkeit sowie zu den auftretenden Verformungen der Verbundmittel von Stahlverbundträgern*, Diplomarbeit (16 CP), Fachgebiet Stahlbau, Technische Universität Kaiserslautern, 2013 (unveröffentlicht)
- [Chapman 1964] Chapman, J.C.: *Composite construction in steel and concrete – The behaviour of composite beams*, The Structural Engineer, S. 115 – 125, 1964
- [DAfStB Heft 525] DafStB-Heft 525: Erläuterungen zu DIN 1045-1, Beuth, Berlin, 2003
- [Daniels 1967] Hartley Daniels, J.; Fisher, J.W.: *Static Behaviour of Continuous Composite Beams*, Fritz Engineering Laboratory Report No. 324.2, Lehigh University, Bethlehem, Pennsylvania, USA, 1967
- [Diewald 2018] Diewald, M.: *Entwicklung einer Lösungsmethode bei vorgegebenen Gleichungen durch den Einsatz geeigneter genetischer Programmierung mit der Python-Sprache basierend auf DEAP*, Diplomarbeit (16 CP), Fachgebiet Stahlbau, Technische Universität Kaiserslautern, 2018 (unveröffentlicht)
- [DIN 1981] Deutsches Institut für Normung: *Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen*; Beuth, Berlin, 1981
- [Döinghaus 2001] Döinghaus, P.: *Zum Zusammenwirken hochfester Baustoffe in Verbundträgern*, Dissertation, RWTH Aachen, 2001
- [Engesser 1922] Engesser, F.: *Über verdübelte Balken*, Der Bauingenieur 3 S. 226, 1922
- [Fichter 1986] Fichter, W.: *Beitrag zur Traglastberechnung durchlaufender Stahlverbundträger für den Hoch- und Industriebau*, Dissertation, Fachgebiet Stahlbau, Universität Kaiserslautern, 1986
- [Fischer 2019] Fischer, O.; Thoma, S.; Crepez, S.: *Quasikontinuierliche faseroptische Dehnungs-messung zur Rissdetektion in Betonkonstruktionen*, Beton- und Stahlbetonbau 114 (2019), Heft 3, S.150-159, Ernst & Sohn, Berlin, 2019
- [Fleischer 2021] Fleischer, M.: *Untersuchungen zur Dimensionierung von zweifeldrigen Verbundträgern mit Kopfbolzendübeln für einen realen Versuchsaufbau*, Studienarbeit (6 CP), Fachgebiet Stahlbau, Technische Universität Kaiserslautern, 2021 (unveröffentlicht)
- [Garcia 1971a] Garcia, I.; Hartley Daniels, J.: *Tests of Composite Beams Under Negative Moment*; Fritz Engineering Laboratory Report No. 359.1, Lehigh University, Bethlehem, Pennsylvania, USA, 1971
- [Garcia 1971b] Garcia, I.; Hartley Daniels, J.: *Variables Affecting the Negative Moment Behaviour of Composite Beams*; Fritz Engineering Laboratory Report No. 359.3, Lehigh University, Bethlehem, Pennsylvania, USA, 1971

- [Geißler 2008] Geißler, K.; Heyde, S.: *Zum zuverlässigkeits-theoretischem Konzept der Verbundträger-bemessung*; Stahlbau 77 (4), S.274-283, 2008
- [Geißler 2018] Geißler, K.; Korpas, G.: *Ermittlung der Sicherheitselemente bei der verformungsorientierten Bemessung von hybriden Trägern*; Stahlbau 87 (2), S.115-127, 2018
- [Glaser 2005] Glaser, R.: *Zum Kurz- und Langzeitverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen*, Dissertation, Fakultät für Architektur, Bauingenieurwesen und Stadtplanung, Brandenburgische Technische Universität Cottbus, 2005
- [Gnanasambandam 1995] Gnanasambandam, C.: *Headed stud shear connectors in solid slabs and in slabs with wide ribbed metal deck*, University of Saskatchewan, 1995
- [Gödde 2012] Gödde, L.: *Numerische Simulation und Bemessung von Flächentragwerken aus Stahlfaserbeton sowie stahlfaserverstärktem Stahl- und Spannbeton*, Dissertation, Fachgebiet Massivbau, Ruhr-Universität Bochum, 2012
- [Grages 2007] Grages, H.: *Beitrag zur Verformungsanalyse von Verbundträgern*, Dissertation, Institut für Stahlbau und Werkstoffmechanik, Technische Universität Darmstadt, 2007
- [Grosse 2003a] Grosse, M., Hartnack, R., Lehmann, S., Rautenstrauch, K.: *Modellierung von diskontinuierlich verbundenen Holz-Beton-Verbundkonstruktionen – Teil 1: Kurzzeitverhalten*, Bautechnik 80 (2003), Heft 8, S. 534-541, Ernst & Sohn, Berlin, 2003
- [Grosse 2003b] Grosse, M., Hartnack, R., Rautenstrauch, K.: *Modellierung von diskontinuierlich verbundenen Holz-Beton-Verbunddecken – Teil 2: Langzeitverhalten*, Bautechnik 80 (2003), Heft 10, S. 693-701, Ernst & Sohn, Berlin, 2003
- [Hamada 1973] Hamada, S.; Longworth, J.: *Ultimate Strength of Continuous Composite Beams*, Structural Engineering Report No. 45, University of Alberta, Edmonton, Canada, 1973
- [Hanswille 1998] Hanswille, G.; Jost, K.; Schmitt, C.; Trillmich, R.: *Experimentelle Untersuchungen zur Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln mit großen Schaftdurchmessern*, Stahlbau 67, S.555-560, 1998
- [Hanswille 2020] Hanswille, G.; Schäfer, M.; Bergmann, M.: *Eurocode 4 – DIN EN 1994-1-1 Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, Kommentar und Beispiele*, Beuth, Ernst & Sohn, Berlin, 2020
- [Hillerborg 1976] Hillerborg, A.; Modéer, M.; Petersson, P.E.: *Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements*, Cement and Concrete Research Vol. 6, S. 773-782, 1976
- [Hoischen 1952] Hoischen, A.: *Zusammengesetzte Vollwandträger mit elastischen Verbindungsmitteln*, Technische Hochschule Karlsruhe, 1952
- [Hope-Gill 1975] Hope-Gill, M.C.; Johnson, R.P.: *Tests on three three-span continuous composite beams*, Research Report No. 70, Department of Civil and Structural Engineering, University of Sheffield, Great Britain, 1975

- [Johnson 1967] Johnson, R.P.; Van Dalen, K.; Kemp, A.R.: *Ultimate Strength of Continuous Composite Beams*, Proceedings, Institution of Civil Engineers, 1965
- [Kamali 2012] Kamali, A. Z.: *Shear Strength of Reinforced Concrete Beams subjected to blast loading*, Master of Science Thesis, Department of Structural Engineering and Bridges, Royal Institute of Technology (KTH), Stockholm Schweden, 2012
- [Kenel 2002] Kenel, A.; Marti, P.: *Faseroptische Dehnungsmessungen an einbetonierten Bewehrungsstäben*, Forschungsbericht Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, 2001
- [Kludka 2015] Kludka, M.; Kurz, W.; Geiß, P. L.: *Klebstoff als dauerhaftes Verbundmittel bei Stahlverbundträgern: Schlussbericht zum IGF-Vorhaben 17275 N der FOSTA*, 2015
- [Kneidl 1995] Kneidl, R.; Hartmann, H.: *Träger mit nachgiebigem Verbund. Eine Berechnung mit Stabwerksprogrammen*, Bauen mit Holz 97 (4), 285-290, Bruderverlag, Köln, 1995
- [Korpas 2019] Korpas, W.G.: *Beitrag zur dehnungsorientierten sicherheitstheoretisch begründeten Berechnung von hybriden Trägern mit nachgiebiger Verbundfuge*, Dissertation, Fakultät VI – Planen Bauen Umwelt, Technische Universität Berlin, 2019
- [Kostadinova 2019] Kostadinova, N.: *Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundfugen mit Kopfbolzendübeln*, Dissertation, Fachgebiet Stahlbau, Technische Universität Kaiserslautern, 2019
- [Kudla 2017] Kudla, K.: *Kerven als Verbindungsmittel für Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken*, Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf Stahl- Holz- und Verbundbau, Universität Stuttgart, 2017
- [Kurz 2017] Kurz, W.; Kostadinova, N.; Geißler, K.; Korpas, W.G.: *Deformation-based Reliability Concept for Composite Beams; Proceedings of the Eighth International Conference on Composite Construction in Steel and Concrete*, Jackson Hole, Wyoming, USA, 2017
- [Kurz 2023] Kurz, W.; Hauser, P.; Geißler, K.; Korpas, W.G.: *Zuverlässigkeitstheoretisches Konzept für die verformungsorientierte Bemessung von hybriden Bauteilen wie Verbundträgern*, DFG-Forschungsbericht Nr. 236662333, Deutsche Forschungsgemeinschaft, Bonn, 2023
- [Leffer 2002] Leffer, A.: *Zum Ermüdungsverhalten einbetonierter Kopfbolzendübel unter realitätsnaher Beanspruchung im Verbundbrückenbau*, Dissertation, Fachgebiet Stahlbau, Technische Universität Kaiserslautern, 2002
- [Ljungberg 1916] Ljungberg, K.: *Beitrag zur Berechnung von Rahmenbalken*, Der Eisenbau 7 S.77, 1916
- [Loh 2003] Loh, H. Y.; Uy, B.; Bradford, M. A.: *The Behaviour of Composite Beams in Hogging Moment Regions – Part I: Experimental Study*, UNICIV Report No. R-418, The University of New South Wales, Sydney, Australia, 2003
- [Lubliner 1989] Lubliner, J.; Oliver, J.; Oller, S.; Oñate, E.: *A Plastic-Damage Model for Concrete*, International Journal of Solids and Structures vol.25, S.299-329, 1989

- [Lungershausen 1988] Lungershausen, H.: *Zur Schubtragfähigkeit von Kopfbolzendübeln*, Dissertation, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum, 1988
- [Mallick 1975] Mallick, S.K.; Chattopadhyay, S.K.: *Ultimate Strength of Continuous Composite Beams*, Building Science (10), Elsevier, Great Britain, 1975
- [Möhler 1956] Möhler, K.: *Über das Tragverhalten von Biegeträgern und Druckstäben mit zusammengesetzten Querschnitten und nachgiebigen Verbindungsmitteln*, Technische Hochschule Karlsruhe, 1956
- [Möller 2003] Möller, G.: *Betrachtungen zur Bemessung nachgiebig zusammengesetzter Querschnitte* Bautechnik 80 (2003), Heft 11, S. 786-795, Ernst & Sohn, Berlin, 2003
- [Müller 2021] Müller, R.: *Untersuchungen zur Herleitung des γ -Verfahren und der Anwendung auf Holz-Beton-Verbundträger*, Bachelorarbeit (12 CP), Fachgebiet Stahlbau, Technische Universität Kaiserslautern, 2021 (unveröffentlicht)
- [Müller 2022] Müller, R.: *Versuche zum Last-Verformungsverhalten großmaßstäblicher Holz-Beton-Verbundträger mit variiertem Verbindungs-mittelabstand und vergleichende Berechnungen anhand des γ -Verfahrens*, Studienarbeit (12 CP), Fachgebiet Stahlbau, Technische Universität Kaiserslautern, 2022 (unveröffentlicht)
- [Natterer 1987] Natterer, J.; Hoefft, M.: *Zum Tragverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen*, Ecole Polytechnique Federale de Lausanne, 1987
- [Nellinger 2015] Nellinger, S.: *On the Behaviour of Shear Stud Connections in Composite Beams with Deep Decking*, Dissertation, The Faculty of Sciences, Technology and Communication, Universität Luxemburg, 2015
- [Nie 2009] Nie, J.; Tai, M.; Cai, C. S.; Li, S.: *Deformation Analysis of Prestressed Continuous Steel-Concrete Composite Beams*, Journal of Structural Engineering (135) S.1377-1389, ASCE, 2009
- [Nshimiyimana 2021] Nshimiyimana, J. d. D.: *Experimentelle Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Zweifeldverbundträgern mit Kopf-bolzen*, Masterarbeit (16 CP), Fachgebiet Stahlbau, Technische Universität Kaiserslautern, 2021 (unveröffentlicht)
- [Polytec 2022] Polytec GmbH: *Faseroptische Dehnungs-mess-systeme*; <https://www.polytec.com/de/optische-systemeprodukte/faseroptische-messtechnik> /faseroptische-dehnungsmesssysteme
(Zugriff 02.11.2022)
- [Rautenstrauch 2003] Rautenstrauch, K.; Grosse, M.; Lehmann, S.; Hartnack, R.: *Baupraktische Dimensionierung von Holz-Beton-Verbunddecken*, 6. Informationstag des IKI, Bauhaus-Universität Weimar, 2003
- [Roik 1983] Roik, K.; Hanswille, G.: *Beitrag zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln*, Stahlbau 52, S.310-308, 1983

- [Sargin 1970] Sargin, M.: *Stress-Strain Relationship for Concrete and the Analysis of Structural Concrete Sections*, Dissertation, Solid Mechanics Division, University of Waterloo, Ontario Kanada, 1970
- [Schanzenbach 1989] Schanzenbach, J.: *Zum Einfluss von Dübelnachgiebigkeit und Unterverdübelung auf das Tragverhalten von Verbunddurchlaufträgern im Hoch- und Industriebau*, Dissertation, Fachgebiet Stahlbau, Universität Kaiserslautern, 1988
- [Schänzlin 2017] Schänzlin, J.: *Ausblick auf die zukünftige Bemessung von Holz-Beton-Verbunddecken*, VPI-Arbeitstagung, Baden-Baden, 2017
- [Schießl 2003] Schießl, P.; Spengler, A.; Wiegink, K.-H.: *Einfluss der Gesteinskörnung auf den E-Modul von Beton: Neue Forschungsergebnisse*, Beton. Die Fachzeitschrift für Bau + Technik (53), Heft 2, S.62-65, 2003
- [Seck 2022] Seck, C.: *Entwicklung eines Bemessungsmodells für ein kontinuierliches Verbundmittel im Holz-Beton-Verbundbau mittels numerischer und experimenteller Untersuchungen*, Dissertation, Fachgebiet Stahlbau, Technische Universität Kaiserslautern, 2022
- [Shim 2004] Shim, C.S.: *Experiments on limit state design of large stud shear connectors*, KSCE Journal of Civil Engineering, Vol. 8 No 3, S.313-318, 2004
- [Simulia 2014] *Abaqus Analysis User's Guide, Volume III: Materials*, Dassault Systèmes Simulia Corp., Providence, USA, 2014
- [Slutter 1963] Slutter, R.G.; Driscoll Jr., G.C.: *Flexural Strength of Steel and Concrete Composite Beams*, Fritz Engineering Laboratory Report No. 279, Lehigh University, Bethlehem, Pennsylvania, USA, 1963
- [Steinke 2015] Steinke, P.: *Finite-Elemente-Methode – Rechner-gestützte Einführung, 5. Auflager*, Springer Verlag, Berlin, 2015
- [Stüssi 1947] Stüssi, F.: *Zusammengesetzte Vollwandträger*, ETH Zürich, 1947
- [Teraszkiewicz 1967] Teraszkiewicz, J.S.: *Static and Fatigue Behaviour of Simply Supported and Continuous Composite Beams of Steel and Concrete*, Dissertation, University of London, Imperial College of Science and Technology, London, Great Britain, 1967
- [Tüzün 2021] Tüzün, F. B.: *Nichtlineare Modellierung von Verbundträgern mit Kopfbolzendübeln mit Hilfe von Stabwerksmodellen*, Masterarbeit (16 CP), Fachgebiet Stahlbau, Technische Universität Kaiserslautern, 2021 (unveröffentlicht)
- [Buildings Global Status Report 2020] United Nations Environment Programme: *Executive Summary of the 2020 Global Status Report for Buildings and Construction*, 2020
- [Uth 1987] Uth, H.J.: *Durchlaufende Verbundträger im Hochbau – Lokale Instabilität im negativen Momentenbereich*, Dissertation, Fachgebiet Stahlbau, Universität Kaiserslautern, 1987
- [Wang 2011] Wang, Q.; Liu, Y.; Lou, J.; Lebet, J.-P.: *Experimental study on stud shear connectors with large diameter and high strength*, International conference on electric technology and civil engineering (ICETCE), S.340-343, 2011

-
- [Weil 2007] Weil, T.: *Zum Tragverhalten von durchlaufenden Verbundträgern mit großen Stegöffnung*. Dissertation, Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion, Technische Universität Kaiserslautern, 2007
- [Weisbrich 2020] Weisbrich, M.: *Verbesserte Dehnungsmessung im Betonbau durch verteilte faseroptische Sensorik*, Dissertation, Fakultät für Maschinenbau, Verfahrenstechnik und Energietechnik, Technische Universität Bergakademie Freiberg, 2020
- [Wu 1970] Wu, Y.C.; Slutter, R.G.: *Continuous Composite Beams under Fatigue Loading*, Fritz Engineering Laboratory Report No. 359.2, Lehigh University, Bethlehem, Pennsylvania, USA, 1970
- [Zanuy 2015] Zanuy, C.: *Analytical Equations for Interfacial Stresses of Composite Beams Due to Shrinkage*, International Journal of Steel Structures 15 (4), S. 999-1010, Springer, 2015
- [Zanuy 2017] Zanuy, C.: *Effects of Imposed Deformations at the Interface of End Regions of Steel-Concrete Composite Beams*, 3rd International Symposium on Connections between Steel and Concrete, Stuttgart, 2017
- [Zehfuß 2020] Zehfuß, J.: *Linear-elastische Modellierung einfeldriger Stahl-Beton-Verbundträger mit Hilfe von Stabwerken*, Bachelorarbeit (12 CP), Fachgebiet Stahlbau, Technische Universität Kaiserslautern, 2020 (unveröffentlicht)
- [Zhou 2014] Zhou, D.; Pahn, M.; Kurz, W.: *Beitrag zur Berechnung von Verbundträgern mit elastischem Verbund – genaue Methode und ein Näherungsverfahren*, Stahlbau 83 Heft 4, 2014
- [Zilch 2009] Zilch, K., Zehetmaier, G.: *Bemessung im konstruktiven Betonbau*, 2. Auflage, Springer Verlag, Berlin, 2009

Regelwerke

CEN/TC 250 N2430:2020-03: prCEN TS Design of Timber Structures – Structural Design of Timber-Concrete Composite Structures – Common Rules for Buildings

DIN 488-1:2009-08: Betonstahl – Teil 1: Stahlsorten, Eigenschaften, Kennzeichnung

DIN 50125:2021-08: Prüfung metallischer Werkstoffe – Zugproben

DIN EN 206:2021-06: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität

DIN EN 1992-1-1:2011-01: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau

DIN EN 1993-1-1:2010-12: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau

DIN EN 1993-1-5:2019-10: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-5: Plattenförmige Bauteile

DIN EN 1994-1-1:2010-10: Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau

DIN EN 1995-1-1:2010-10: Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau

DIN EN 12350-1:2019-09: Prüfung von Frischbeton – Teil 1: Probenahme und Prüfgeräte

DIN EN 10025-2:2019-10: Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen – Teil 2: Technische Lieferbedingungen für unlegierte Baustähle

DIN EN 10365: Warmgewalzter U-Profilstahl, I- und H-Träger – Maße und Masse

DIN EN 12350-5:2019-09: Prüfung von Frischbeton – Teil 5: Ausbreitmaß

DIN EN 12350-6:2019-09: Prüfung von Frischbeton – Teil 6: Frischbetonrohichte

DIN EN 12390-1:2021-09: Prüfung von Festbeton – Teil 1: Form, Maße und andere Anforderungen für Probekörper und Formen

DIN EN 12390-2:2019-10: Prüfung von Festbeton – Teil 2: Herstellung und Lagerung von Probekörpern für Festigkeitsprüfungen

DIN EN 12390-3:2019-10: Prüfung von Festbeton – Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern

DIN EN 12390-5:2019-10: Prüfung von Festbeton – Teil 5: Biegezugfestigkeit von Probekörpern

DIN EN 12390-6:2010-09: Prüfung von Festbeton – Teil 6: Spaltzugfestigkeit von Probekörpern

DIN EN 12390-13:2021-09: Prüfung von Festbeton – Teil 6: Bestimmung des Elastizitätsmoduls unter Druckbelastung (Sekantenmodul)

DIN EN 12620:2008-07: Gesteinskörnung für Beton

DIN EN 26891:1991-07: Holzbauwerke – Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln – Allgemeine Grundsätze für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens

DIN EN ISO 6892-1:2020-06: Metallische Werkstoffe – Zugversuch – Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur

DIN EN ISO 13918: 2021-12: Schweißen – Bolzen und Keramikringe für das Lichtbogenbolzenschweißen

DIN EN ISO 14555 2017-10: Schweißen – Lichtbogenschweißen von metallischen Werkstoffen

DIN EN ISO 15630-1:2019-05: Stähle für die Bewehrung und das Vorspannen von Beton – Prüfverfahren – Teil 1: Bewehrungsstäbe, Walzdraht und Draht

ETA-13/0699: Europäische Technische Bewertung: SFS VB Schrauben als Verbindungsmittel in Holz-Beton-Verbundkonstruktionen

ETA-14/0354: Europäische Technische Bewertung: Träger BauBuche GL75 – Brettschichtholz aus Laubholz, Buchenfurnierschichtholz für tragende Zwecke

Anhang A – Matlab-Skript zur Segment-Lamellen-Methode

Eingangsdatei: Skript zur Definition der Materialeigenschaften und Querschnittswerte und zur Einteilung der Segmente und Lamellen

```
clear  
clc
```

Eingabe

```
disp('System')           Eingabe System  
L1=262.5 cm  
L2=160 cm  
L3=262.5 cm  
L=L1+L2+L3
```

```
disp('Beton')           Eingabe Betonplatte  
hc=14 cm  
bcg=150 cm  
Ec=3300 kN/cm2  
fcm=4.3 kN/cm2  
fctm=0.29 kN/cm2  
ecu1=-0.4*fcm/Ec  
ecu2=-2.1/1000  
ecu3=-3.5/1000  
ecu4=fctm/Ec
```

```
disp('Bewehrung')      Eingabe Bewehrung  
Aso=15.4 cm2  
zso=3.5 cm  
Asu=11.3 cm2  
zsu=hc-3.5 cm  
Es=20000 kN/cm2  
fs=54 kN/cm2  
esu1=fs/Es  
esu2=25/1000
```

```
disp('Stahl')          Definition Baustahl  
ha=40 cm  
ba=18 cm  
taf=1.35 cm  
taw=0.86 cm  
ra=2.1 cm  
da=ha-2*taf-2*ra  
Ea=21000 kN/cm2  
fy=35.5 kN/cm2  
eau=fy/Ea
```

```
disp('Verbundfuge')    Definition Verbundfuge  
KBD1=10 (Anzahl KBD Bereich 1)  
KBD2=2 (Anzahl KBD Bereich 2)  
KBD3=12 (Anzahl KBD Bereich 3)  
T1=72.8 kN  
T2=104.0 kN  
T3=115.5 kN  
s1=0.068 cm  
s2=0.387 cm  
s3=0.746 cm
```

Definition statisches System

```
n1=round(L1/L*51);      Einteilung der Trägerlänge in 51 Segmente  
n2=round(L2/L*51);  
n3=round(L3/L*51);  
n=n1+n2+n3;  
nn=transpose([1:1:(n+1)]);
```

```
L0=zeros((n-3),1)  
Laenge=[L;L1;L2;L3;L0]  Auffüllen des Vektors um in Matrix zu exportieren  
dx1=L1/n1*0.5;          Länge der Elemente
```

```

dx2=L1/n1;
dx4=L2/n2;
dx3=dx2/2+dx4/2;
dx6=L3/n3;
dx5=dx4/2+dx6/2;
dx7=dx6/2;

dx11=dx1;
dx21=dx2*ones((n1-1),1);
dx31=dx3;
dx41=dx4*ones((n2-1),1);
dx51=dx5;
dx61=dx6*ones((n3-1),1);
dx71=dx7;
dx=[dx11; dx21; dx31;dx41;dx51;dx61;dx71];

xL1=transpose([0:dx2:L1]);           x-Koordinaten der Elemente
x1=xL1./L;
xL2=transpose([(L1+dx4):dx4:(L1+L2)]);
x2=xL2./L;
xL3=transpose([(L1+L2+dx6):dx6:L]);
x3=xL3./L;
xL=[xL1;xL2;xL3];
x=xL./L;
disp('Einteilung Segmente: n [-], x/L [-], x [cm], dx [cm]')
Segmente=[nn x xL dx]

a11=xL<=L1==1;                       binäre Vektoren, die bereichsweise „1“ sind
a21=xL>L1==1;
a12=xL<=(L1+L2)==1;
a22=xL>(L1+L2)==1;
ajj=[a11 a21 a12 a22 Laenge];

Definition Materialeigenschaften
Kh1=T1/s1;                             Steifigkeit eines KBD (0<s<=s1)
Kh2=(T2-T1)/(s2-s1);                   Steifigkeit eines KBD (s1<s<=s2)
Kh3=(T3-T2)/(s3-s2);                   Steifigkeit eines KBD (s2<s<=s3)
kh11=Kh1*KBD1/L1*ones(n1,1);
kh12=Kh2*KBD1/L1*ones(n1,1);
kh13=Kh3*KBD1/L1*ones(n1,1);
kh21=Kh1*KBD2/L2*ones((n2-1),1);
kh22=Kh2*KBD2/L2*ones((n2-1),1);
kh23=Kh3*KBD2/L2*ones((n2-1),1);
kh31=Kh1*KBD3/L3*ones((n3),1);
kh32=Kh2*KBD3/L3*ones((n3),1);
kh33=Kh3*KBD3/L3*ones((n3),1);

kh111=(Kh1*KBD1/n1+Kh1*KBD2/n2)/dx3/2;
kh121=(Kh2*KBD1/n1+Kh2*KBD2/n2)/dx3/2;
kh131=(Kh3*KBD1/n1+Kh2*KBD2/n2)/dx3/2;
kh112=(Kh1*KBD2/n2+Kh1*KBD3/n3)/dx5/2;
kh122=(Kh2*KBD2/n2+Kh2*KBD3/n3)/dx5/2;
kh132=(Kh3*KBD2/n2+Kh3*KBD3/n3)/dx5/2;
kh4=zeros((n+1),1);
kh5=[kh11 kh12 kh13;kh111 kh121 kh131; kh21 kh22 kh23;kh112 kh122 kh132; kh31 kh32 kh33];
kh=[kh5 kh4]

Material_Beton=[fcm; fctm; Ec; ecu1; ecu2; ecu3; ecu4; hc];
Material_Bewehrung=[fs; 0; Es; esu1; esu2; 0; 0; 0];
Material_Stahl=[fy; 0; Ea; eau; 0; 0;0; ha];
Material_Verbundfuge=[s1; s2; s3; 0; 0; 0; 0; 0];
Material=[Material_Beton Material_Bewehrung Material_Stahl Material_Verbundfuge];

```

Einteilen des Querschnitts in Lamellen

```

Definition Betonquerschnitt
b_eff_F=2*0.85*L/8;
b_eff_st=2*0.5*L/8;
b_eff_A=(0.55+0.025*0.85*L/b_eff_F/2)*b_eff_F;
b_eff_1=(xL<=L/4)==1;
b_eff_2=(xL>L/4 & xL<=3*L/4)==1;

```

```
b_eff_3=(xL>3*L/4)==1;
b_eff1=1:(n+1);
b_eff2=(transpose(b_eff1)).*b_eff_3/(n+1);
b_eff3=min(b_eff2(find(b_eff2~=0)));
b_eff4=((b_eff2-b_eff3).*b_eff_3);
b_eff5=b_eff4/max(b_eff4);
bc=b_eff_A*b_eff_1+(xL.*b_eff_1/(L/4))*(b_eff_F-b_eff_A)+b_eff_F*b_eff_2+b_eff_F*b_eff_3
-b_eff5*(b_eff_F-b_eff_st);
```

```
zcs=[0.5;1.5;2.5;3.5;4.5;5.5;6.5;7.5;8.5;9.5]*hc/10-hc/2;
AcL=bc.*ones((n+1),10)*hc/10;
zAcL=AcL.*transpose(zcs);
IcLi=bc.*ones((n+1),10)*(hc/10)^3/12;
zcs2A=AcL.*transpose(zcs.*zcs);
IcL=IcLi+zcs2A;
```

Definition Bewehrung

```
zss=[zso;zsu]-hc/2;
AsL=( [Aso Asu]*Es/Ec).*ones((n+1),2);
IsL=AsL.*transpose(zss.*zss);
```

Definition Stahlbeton

```
zcsL=( [zcs;zss]).*ones(12,(n+1));
AcSL=[AcL AsL];
IcSL_eigen1=zeros(length(IcLi),2)
IcSL_eigen=[IcLi IcSL_eigen1];
IcSL=[IcL IsL];
```

Definition Stahl

```
haL1=[taf;ra];
haL2=[1;1;1;1;1;1;1;1]*da/8;
haL=[haL1; haL2;haL1(2);haL1(1)];
zLi1=hc+haL(1)/2;
zLi2=hc+haL(1)+ra-(ra*taw+ra^2*(4-pi))/(2*taw+ra*(4-pi));
zLi3=hc+haL(1)+haL(2)+haL(3)*[0.5;1.5;2.5;3.5;4.5;5.5;6.5;7.5];
zLi4=hc+ha-taf-ra+(ra*taw+ra^2*(4-pi))/(2*taw+ra*(4-pi));
zLi5=hc+ha-taf/2;
zLi=[zLi1;zLi2;zLi3;zLi4;zLi5];
zaL=zLi-hc-ha/2;
ALi1=haL(1)*ba;
ALi2=ra*taw+ra^2/2*(4-pi);
ALi3=haL(3)*taw*[1;1;1;1;1;1;1;1];
AaL=[ALi1; ALi2; ALi3; ALi2;ALi1];
ILi1=haL(1)^3*ba/12;
ILi2=ra^3*(taw+2*ra)/12+ra*(taw+2*ra)*(ra/2-(ra*taw+ra^2*(4-pi))/(2*taw+ra*(4-pi)))^2-
ra^4/(72*pi)*(9*pi^2-64)-pi/2*ra^2*(4/(3*pi)*ra-(ra*taw+ra^2*(4-pi))/(2*taw+ra*(4-pi)))^2;
ILi3=haL(3)^3*taw/12*[1;1;1;1;1;1;1;1];
IaLi=[ILi1;ILi2;ILi3;ILi2;ILi1];
zsa2A=[zaL(1)^2*AaL(1);zaL(2)^2*AaL(2);zaL(3)^2*AaL(3);zaL(4)^2*AaL(4);zaL(5)^2*AaL(5);zaL
(6)^2*AaL(6);zaL(7)^2*AaL(7);zaL(8)^2*AaL(8);zaL(9)^2*AaL(9);zaL(10)^2*AaL(10);zaL(11)^2*A
aL(11);zaL(12)^2*AaL(12)];
IaL=IaLi+zsa2A;
Lamellen_Stahl=[zaL AaL IaLi IaL];
```

Querschnittswerte als Eingang der DGL des elastischen Verbundes

Ausgangsquerschnitt Betonplatte

```
Ac=AcSL*ones(12,1);
zc=(transpose(zcsL).*AcSL)./Ac;
Ic=IcSL*ones(12,1);
```

Ausgangsquerschnitt Stahlprofil

```
Aa=transpose(AaL)*ones(12,1);
za=(transpose(zaL.*AaL)*ones(12,1))/Aa;
Ia=transpose(IaL)*ones(12,1);
```

Eingangswerte DGL

```
EA=(Ec*Ac+Ea*Aa)/(Ec*Ac+Ea*Aa)*ones((n+1),1);
EI=(Ec*Ic+Ea*Ia)*ones((n+1),1);
d=(hc/2+ha/2)*ones((n+1),1);
beta=EA.*d.*d./EI;
omega=sqrt(kh(1:end,1)./EA.*(1+beta));
gamma=beta./(d.*(1+beta));
```

Anhang A – Matlab-Skript zur Segment-Lamellen-Methode

```
disp('Querschnitt DGL: x[cm], EA[kNcm2], EI[kN] d[cm], beta [-], omega [-], gamma[-]')
Querschnitt_DGL=[xL EA EI d beta omega gamma]
```

Statisch unbestimmte Rechnung für Momentenverlauf infolge Eigengewichts

```
q=(bcg*hc*25/100^2+Aa*78.5/100^2)/100;           Eigengewicht Verbundträger in kN/cm
M1=x;
d11=transpose(M1.*M1.*dx./EI)*ones((n+1),1);
M0=q/2*(L*xL-xL.*xL)
d10_1=transpose(M1.*M0.*dx./EI)*ones((n+1),1);
X=-d10_1/d11;
V=X/L+q*(L/2-xL);
M=M0+M1*X;
```

Beanspruchung infolge Eigengewichts

```
T=(gamma.*V+(gamma./(exp(2*omega*L)+1)).*(((q*ones((n+1),1))./omega).*(exp(omega.*xL)-
exp(omega.*(2*L-xL))))+(q*L/2-X/L)*(exp(omega.*(L+xL))+exp(omega.*(L-xL))))).*dx;
N=cumsum(T);
K=-(M-N.*d)./EI;
K_1=K*ones(1,12);
disp('Beanspruchung: x [cm], M [kNcm], N [kN], w' [-]')
Beanspruchung=[xL M N K]
```

```
eNc=-N./(Ec*Aa);           Dehnung Beton
zci_1=transpose(zcsL);
eMc=-K_1.*zci_1;
disp('Betondehnung')
ec=(eNc+eMc)
```

```
eNa=N./(Ea*Aa);           Dehnung Stahl
zai=zaL*transpose(ones((n+1),1));
eMa=-K_1.*transpose(zai);
disp('Stahidehnung')
ea=(eNa+eMa)
```

```
de=(ec(1:end,10)-ea(1:end,1)).*dx;           Schlupf
dee=cumsum(de);
deee=dee((n+1));
s=dee-deee;
disp('Schlupf: x [cm], s[cm]')
s1=[xL s]
```

äußeres Moment infolge beider Einzellasten (,0' und ,1'-Zustand)

```
M011_1=xL1*(1/2*(L2+L3)/L+1/2*L1/L);
M021_1=(1/2*(L2+L3)/L+1/2*L1/L)*xL2-1/2*(xL2-L1);
M031_1=(1/2*(L2+L3)/L+1/2*L1/L)*xL3-1/2*(xL3-L1)-1/2*(xL3-(L1+L2));
M0=[M011_1; M021_1; M031_1];
M1=x;
Moment=[M1 M0];
```

Export der Eingangsgrößen

```
save('Querschnitt_DGL.txt','Querschnitt_DGL','-ascii')
save('Segmente.txt','Segmente','-ascii')
save('ajj.txt','ajj','-ascii')
save('kh.txt','kh','-ascii')
save('zL_Beton.txt','zcsL','-ascii')
save('AL_Beton.txt','AcsL','-ascii')
save('IL_Beton.txt','IcsL_eigen','-ascii')
save('Lamellen_Stahl.txt','Lamellen_Stahl','-ascii')
save('Dehnung_Beton.txt','ec','-ascii')
save('Dehnung_Stahl.txt','ea','-ascii')
save('Schlupf.txt','s1','-ascii')
save('Material.txt','Material','-ascii','-double')
save('Moment.txt','Moment','-ascii')
```

Iteration: Skript zur Laststeigerung

```
clear
clc
```

Import der Eingangsgrößen

```
Segmente=readmatrix('Segmente.txt');
Lamellen_Beton=readmatrix('zL_Beton.txt');
Lamellen_Stahl=readmatrix('Lamellen_Stahl.txt');
Material=readmatrix('Material.txt');
Verbundfuge=readmatrix("kh.txt");
Moment=readmatrix('Moment.txt');
a=readmatrix('ajj.txt');
```

Definition des statischen Systems

```
x=Segmente(:,3);
dx=Segmente(:,4);
L=a(1,5);
L1=a(2,5);
L2=a(3,5);
L3=a(4,5);
```

```
a11=a(:,1);
a12=a(:,2);
a21=a(:,3);
a22=a(:,4);
```

```
j=length(x);
kc=size(Lamellen_Beton,1);
ka=length(Lamellen_Stahl);
jk=j*(kc+ka);
```

```
Anzahl Segmente
Anzahl Lamellen Beton & Bewehrung
Anzahl Lamellen Stahl
Anzahl Elemente
```

```
dF=1;
n=1000;
M0=Moment(:,2)*dF;
M1=Moment(:,1);
```

```
Laststeigerung je Berechnungsschritt in [kN]
Anzahl Iteration
Moment im „0“-System
Moment im „1“-System
```

Definition der Materialeigenschaften

```
fcm=Material(1,1);
fctm=Material(2,1);
Ec=Material(3,1);
ecu1=Material(4,1);
ecu2=Material(5,1);
ecu3=Material(6,1);
ecu4=Material(7,1);
hc=Material(8,1);
```

```
Materialeigenschaften Beton
```

```
fs=Material(1,2);
Es=Material(3,2);
esu1=Material(4,2);
esu2=Material(5,2);
```

```
Materialeigenschaften Bewehrung
```

```
fy=Material(1,3);
Ea=Material(3,3);
eau=Material(4,3);
ha=Material(8,3);
```

```
Materialeigenschaften Stahl
```

```
kh=Verbundfuge;
su1=Material(1,4);
su2=Material(2,4);
su3=Material(3,4);
```

```
Eigenschaften Verbundfuge
```

Definition der Segmente und Lamellen

```
zCL=transpose(readmatrix('zL_Beton.txt'));
ACL=readmatrix('AL_Beton.txt');
ICLi=readmatrix('IL_Beton.txt');
zaL=transpose(Lamellen_Stahl(:,1)*ones(1,j));
AaL=transpose(Lamellen_Stahl(:,2)*ones(1,j));
IaLi=transpose(Lamellen_Stahl(:,3)*ones(1,j));
```

Anfangsbeanspruchung infolge Eigengewichts

```
ec=readmatrix('Dehnung_Beton.txt');
ea=readmatrix('Dehnung_Stahl.txt');
s1=readmatrix('Schlupf.txt');
s=-s1(:,2);
```

Definition leerer Vektoren und Matrizen zum Export der Ergebnisse

```
i_n=zeros(n,1);
F_n=zeros(n,1);
Ac_n=zeros(n,j);
Aa_n=zeros(n,j);
EA_n=zeros(n,j);
EI_n=zeros(n,j);
kh_n=zeros(n,j);
M_n=zeros(n,j);
T_n=zeros(n,j);
N_n=zeros(n,j);
wii_n=zeros(n,j);
w_n=zeros(n,j);
s_n=zeros(n,j);
dt_n=zeros(n,j);
ec_oben=zeros(n,j);
ec_unten=zeros(n,j);
ea_oben=zeros(n,j);
ea_unten=zeros(n,j);
d_n=zeros(n,j);
Mc_n=zeros(n,j);
Ma_n=zeros(n,j);
Mv_n=zeros(n,j);
```

Iteration zur Laststeigerung

```
for i=1:n
```

Abminderung in Abhängigkeit der Beanspruchung

```
ec=ec;
ec1=ec(1:end,1:(kc-2));           nur Beton, ohne Bewehrung
ec2=(ec1>0 & ec1<=ecu4)==1;      nur Beton auf Zug der noch nicht ausfällt
ec3=(ec1>ecu4)==1;                nur Beton auf Zug der ausfällt
ec4=(ec1<=0)==1;                  nur Beton auf Druck
ec5=(ec1<=0&ec1>ecu1)==1;        nur Beton auf Druck bis 0.4 fcm
ec6=(ec1<=ecu1&ec1>ecu2)==1;     nur Beton auf Druck zwischen 0.4 fcm und 0.98 fcm
ec7=(ec1<=ecu2&ec1>ecu3)==1;     nur Beton auf Druck zwischen 0.98 fcm und fcm
ec8=ec(1:end,(kc-1):kc);         nur Bewehrung
ec9=(abs(ec8)<esu1)==1;           Bewehrung bis fsy
ec10=(abs(ec8)>esu1 & abs(ec8)<esu2)==1; Bewehrung zwischen fsy und fsu
ec11=ec2+ec5-(0.98-0.4)*fcm/(ecu2-ecu1)/Ec*ec6-(1-0.98)*fcm/(ecu3-ecu2)/Ec*ec7
ec12=ec9+1/100*ec10;
Abmin_c=[ec11 ec12];             Abminderung Stahlbetonplatte
ec_lim1=(ec1/ecu4).*ec2+(ec1/ecu1).*ec5+(ec1/ecu2).*ec6+(ec1/ecu3).*ec7;
ec_lim2=(ec8/esu1).*ec9+(ec8/esu2).*ec10;
ec_lim=[ec_lim1 ec_lim2];       Auslastung Stahlbetonplatte

ea=ea;
ea1=(abs(ea)<=eau)==1;           Stahl unterhalb fy
ea2=(abs(ea)>eau)==1;           Stahl oberhalb fy
Abmin_a=ea1+1/100*ea2;         Abminderung Stahl
ea_lim=(abs(ea))/(eau).*ea1;    Auslastung Stahldehnung

s_lim1=(abs(s)<=su1)==1;        Schlupf
s_lim2=(abs(s)>su1&abs(s)<=su2)==1;
s_lim3=(abs(s)>su2&abs(s)<=su3)==1;
s_lim4=(abs(s)>su3)==1;
kh_1=s_lim1.*kh(1:end,1)+s_lim2.*kh(1:end,2)+s_lim3.*kh(1:end,3)+s_lim4.*kh(1:end,4);
```

Querschnittswerte

```
Ac=(AcL.*Abmin_c)*ones(kc,1);   Querschnitt Betonplatte
zc=((zcl.*AcL.*Abmin_c)*ones(kc,1))./Ac;
zci=zcl-(zc*ones(1,kc));
Ic=((IcLi.*Abmin_c)+(AcL.*Abmin_c.*zci.*zci))*ones(kc,1);
```



```
Aa=(AaL.*Abmin_a)*ones(ka,1);           Querschnitt Stahlprofil
za=((zaL.*AaL.*Abmin_a)*ones(ka,1))./Aa;
zai=zaL-(za*ones(1,ka));
Ia=((IaLi.*Abmin_a)+(AaL.*Abmin_a.*zai.*zai))*ones(ka,1);
```

```
EA=((Ec*Ac).*(Ea*Aa))./(Ec*Ac+Ea*Aa);   Eingangswerte DGL
EI=(Ec*Ic+Ea*Ia);
d=(hc/2+ha/2+za-zc);
beta=EA.*d.*d./EI;
omega=sqrt(kh_1./EA.*(1+beta));
gamma=beta./d.*(1+beta);
theta=gamma./((2*omega*L).*(exp(2*L*omega)+1));
```

Beanspruchung

```
X=-sum(M1.*M0.*dx./EI)/sum(M1.*M1.*dx./EI);
M=M0+X*M1;
```

```
SMdx=cumsum(M.*dx);
SSMdx=cumsum(SMdx.*dx);
V=X/L+dF/2*((L2+2*L3)/L)*a11+((L2+2*L3-L)/L)*a12.*a21+((L2+2*L3-2*L)/L)*a22);
```

```
c1=theta.*((dF*(2*L1+L2)-2*X)*exp(omega*L)-dF*L/2*(exp(omega*L1)+exp(omega*(L1+L2))
+(exp(omega*(2*L-L1))).*a11-(exp(-omega*L1)).*a12+(exp(omega*(2*L-(L1+L2))).*a21-(exp(-
omega*(L1+L2))).*a22)));
```

```
c2=theta.*((dF*(2*L1+L2)-2*X)*exp(omega*L)+dF*L/2*(exp(omega*(2*L-L1))+exp(omega*(2*L-
(L1+L2)))+(exp(omega*L1)).*a11-(exp(omega*(2*L+L1))).*a12+(exp(omega*(L1+L2))).*a21-
(exp(omega*(2*L+(L1+L2))).*a22)));
```

```
T=(gamma.*V+(omega.*c1).*exp(omega.*x)-(omega.*c2).*exp(-omega.*x));
Tdx=T.*dx;
```

```
N=cumsum(Tdx);
K=-((M-N.*d)./EI*ones(1,ka));
wii=-((M-N.*d)./EI);
wi1=cumsum((wii.*dx));
wi=wi1-wi1(j);
w1=cumsum((wi.*dx));
w2=w1-w1(j);
w3=ones(j,1)-transpose(((0:(j-1))/(j-1)));
w=w2-w3.*w2(1);
```

```
eci=-N./(Ec*Ac)-K.*zci;                 Betondehnung
```

```
ec=ec+eci;
eai=N./(Ea*Aa)-K.*zai;                 Stahldehnung
```

```
ea=ea+eai;
s1=cumsum((eci(1:end,(kc-2))-eai(1:end,1)).*dx);   Schlupf
```

```
sii=-((s1-s1(j)));
sii=sii-(w3./w3(21)).*sii(21);
s=s+sii;
```

Anzeige des aktuellen Lastschritts und zugehöriger Belastung

```
dF1(i)=dF*i;
```

```
fprintf('Iteration:   %d\n',i)
fprintf('Zylinderlast: %d\n',dF*i*2)
fprintf(' \n',dF*i*2)
```

Fortlaufendes speichern der Ergebnisse der Lastschritte

```
counter(i)=i;
i_n(i)=counter(i);
F_n(i)=2*dF1(i);
Aa_n(i,:)=Aa;
Ac_n(i,:)=Ac;
EA_n(i,:)=EA;
EI_n(i,:)=EI;
kh_n(i,:)=kh_1;
M_n(i,:)=M;
T_n(i,:)=T;
N_n(i,:)=N;
wii_n(i,:)=wii;
w_n(i,:)=w;
```

```
s_n(i,:)=s*10;  
d_n(i,:)=d;  
Mc_n(i,:)=-wii.*Ec.*Ic;  
Ma_n(i,:)=-wii.*Ea.*Ia;  
Mv_n(i,:)=N.*d;  
  
ec_oben(i,:)=ec(:,1);  
ec_unten(i,:)=ec(:,10);  
ea_oben(i,:)=ea(:,1);  
ea_unten(i,:)=ea(:,ka);
```

end

Aufsummieren der Ergebnisse der einzelnen Lastsschritte

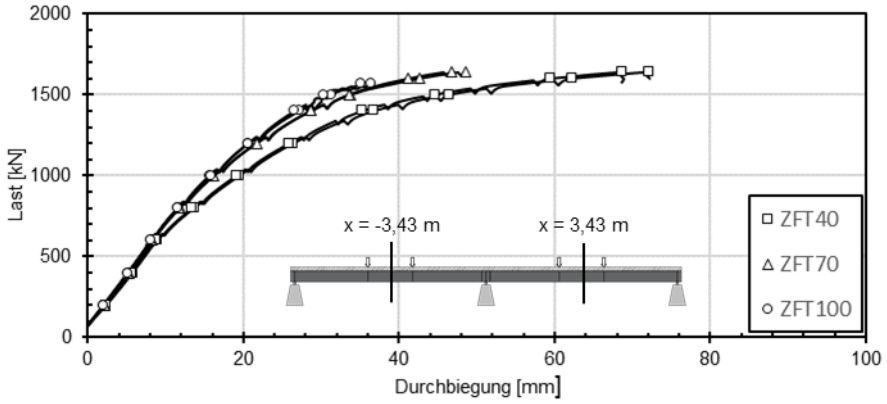
```
M_n1=cumsum(M_n/100);  
T_n1=cumsum(T_n);  
N_n1=cumsum(N_n);  
wii_n1=cumsum(wii_n/10);  
w_n1=cumsum(w_n*10);  
Mc_n1=cumsum(Mc_n/100);  
Ma_n1=cumsum(Ma_n/100);  
Mv_n1=cumsum(Mv_n/100);
```

Ausgabe der Ergebnisse

```
Ergebnis=[i_n F_n M_n1 T_n1 N_n1 wii_n1 w_n1 s_n];  
Ergebnis_Querschnittswerte=[i_n F_n Ac_n Aa_n EA_n EI_n kh_n];  
Ergebnis_SG=[i_n F_n Mc_n1 Ma_n1 Mv_n1];  
save ('Iteration_Ergebnis.txt', 'Ergebnis', '-ascii')  
save ('Iteration_Ergebnis_Querschnitt.txt', 'Ergebnis_Querschnittswerte', '-ascii')  
save ('Iteration_Ergebnis_SG.txt', 'Ergebnis_SG', '-ascii')  
save('Dehnung_Beton_oben.txt','ec_oben','-ascii')  
save('Dehnung_Beton_unten.txt','ec_unten','-ascii')  
save('Dehnung_Stahl_oben.txt','ea_oben','-ascii')  
save('Dehnung_Stahl_unten.txt','ea_unten','-ascii')  
save('d.txt','d_n','-ascii')
```

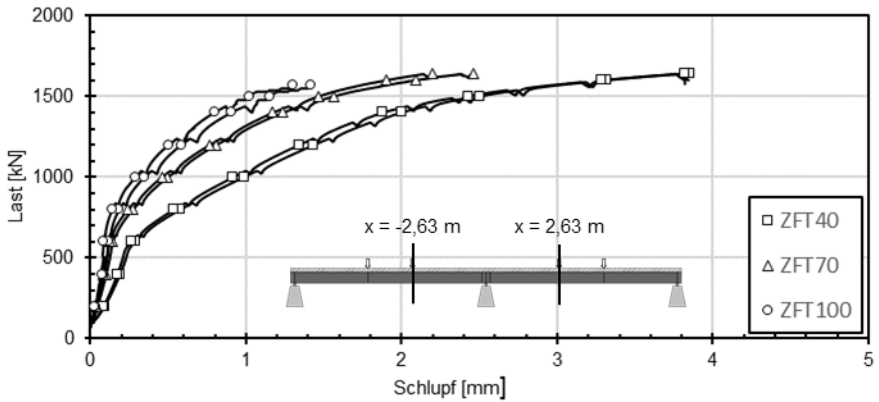
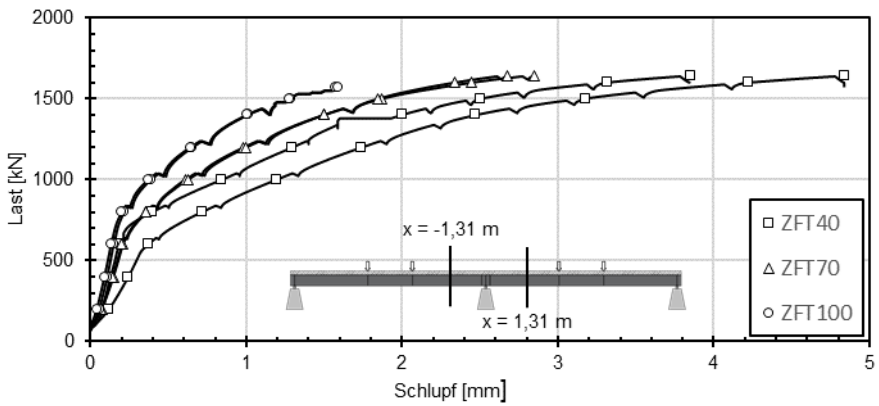
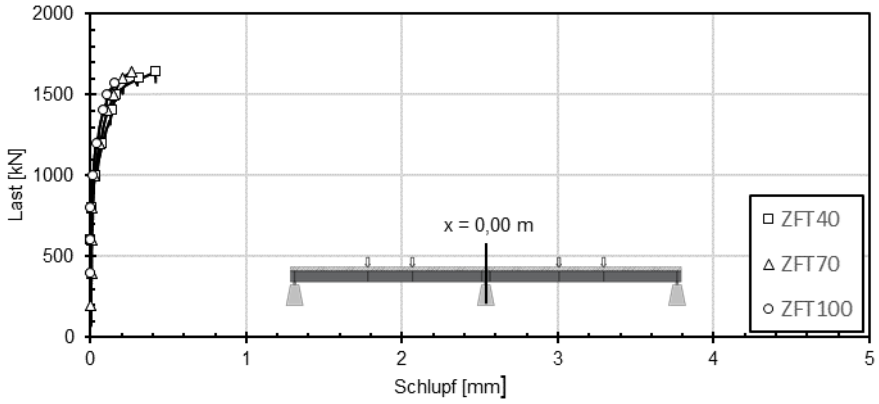
Anhang B – Versuchsdaten Stahl-Beton-Verbundträger

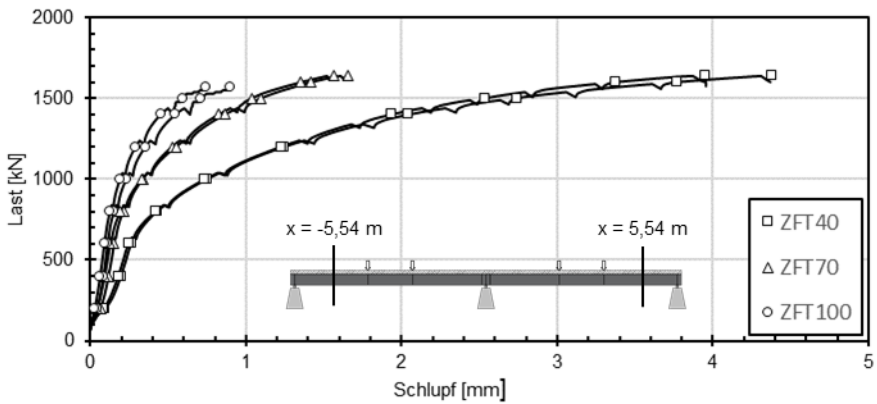
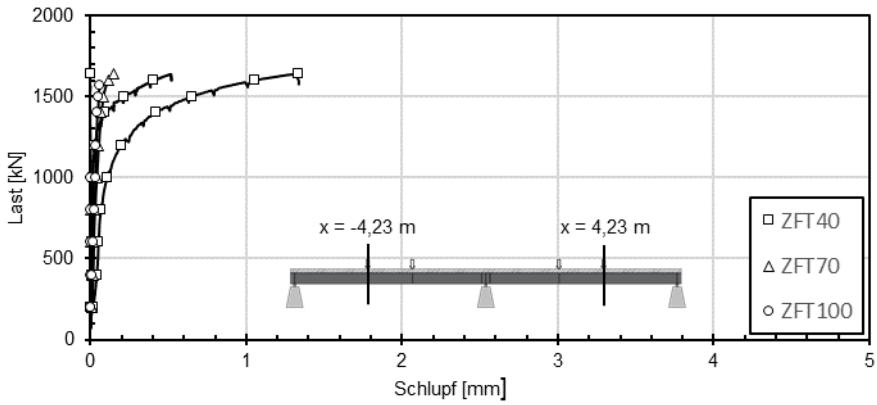
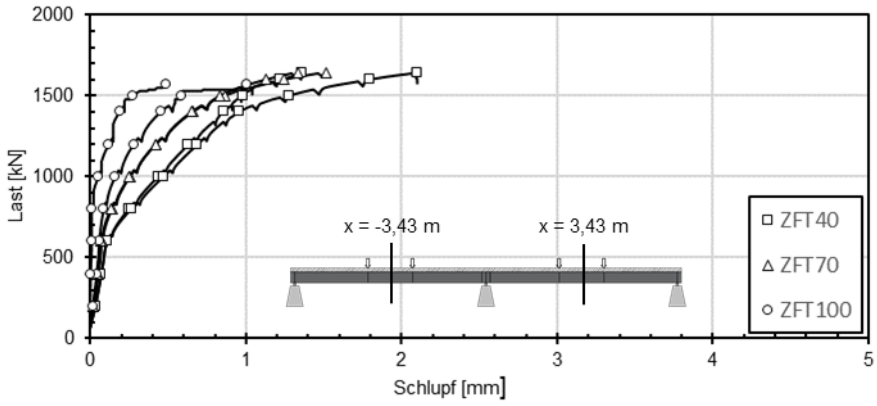
Durchbiegung

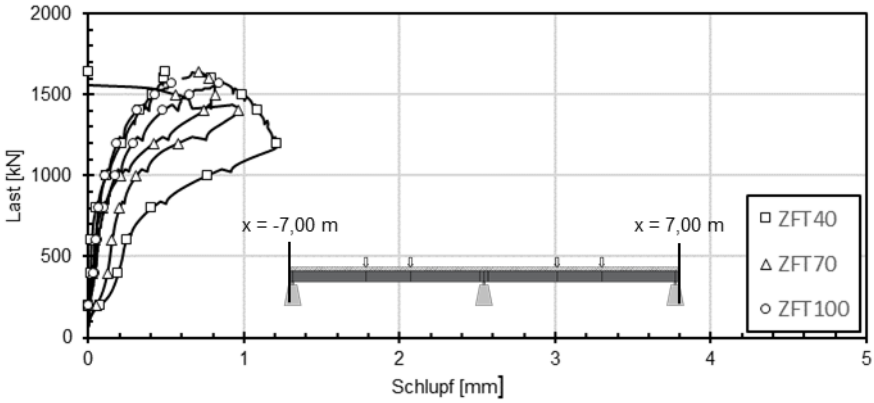
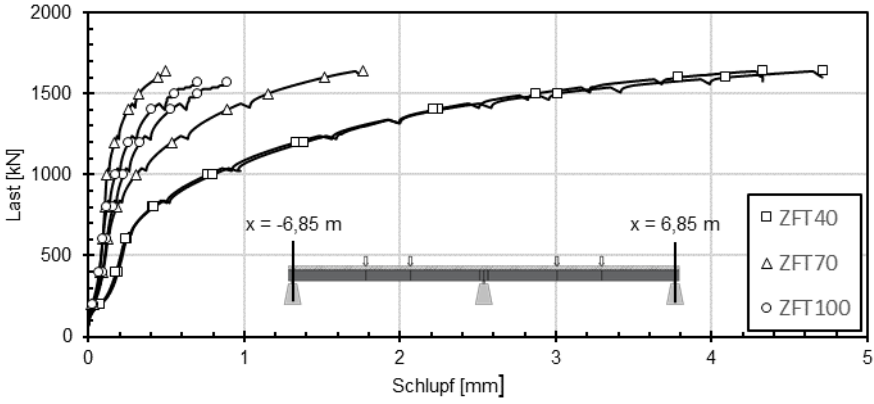


Durchbiegung [mm]	ZFT40		ZFT70		ZFT100	
	x = 3,43 m		x = 3,43 m		x = 3,43 m	
Last [kN]	-	+	-	+	-	+
200	2,3	2,3	2,1	2,1	2,0	2,0
400	5,7	5,6	5,3	5,2	5,1	5,2
600	8,9	8,8	8,3	8,1	8,1	8,1
800	13,6	13,4	11,8	11,7	11,5	11,6
1000	19,5	19,1	16,2	16,1	15,6	15,8
1200	26,4	25,9	21,6	21,7	20,7	20,6
1400	36,8	35,3	28,6	28,7	27,2	26,6
1500	46,5	44,7	33,8	33,5	31,3	30,3
1600	62,2	59,5	42,6	41,2	-	-
1636	72,0	68,6	48,7	46,7	-	-

Schlupf







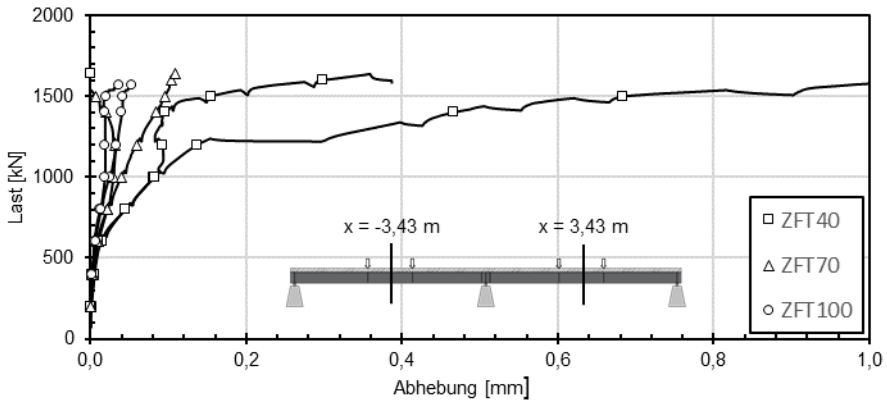
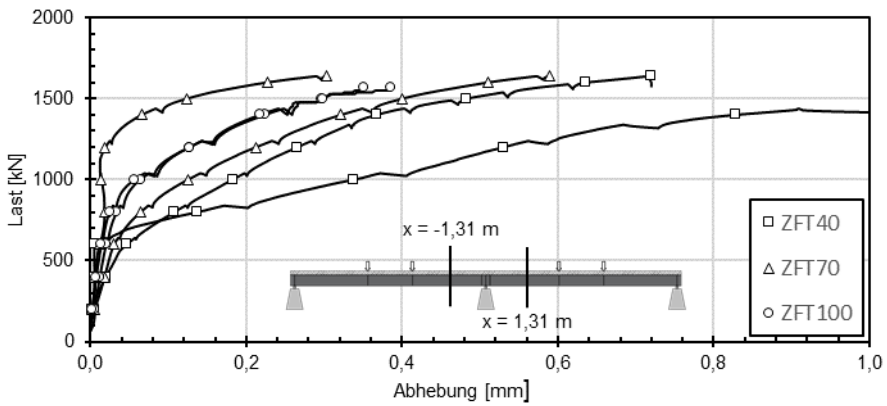
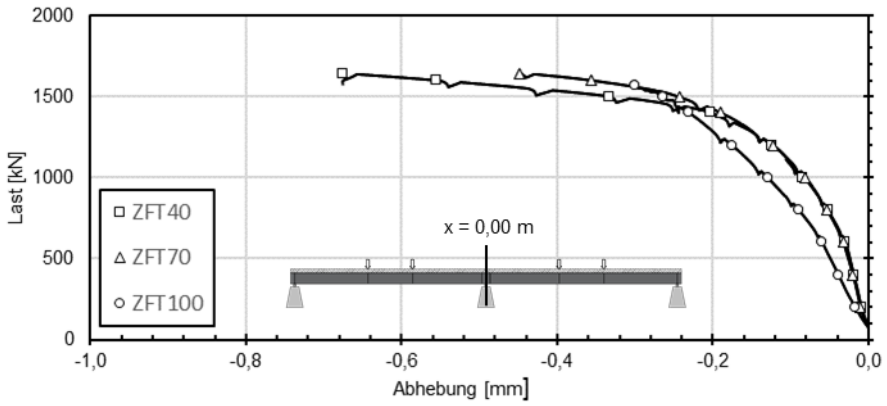
Anhang B – Versuchsdaten Stahl-Beton-Verbundträger

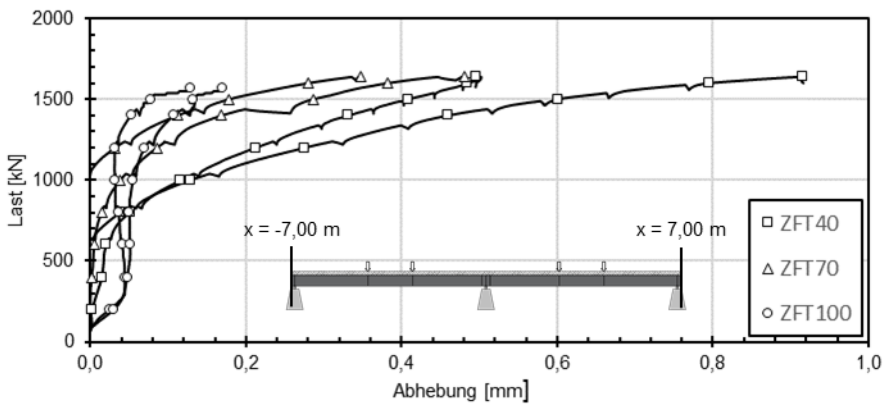
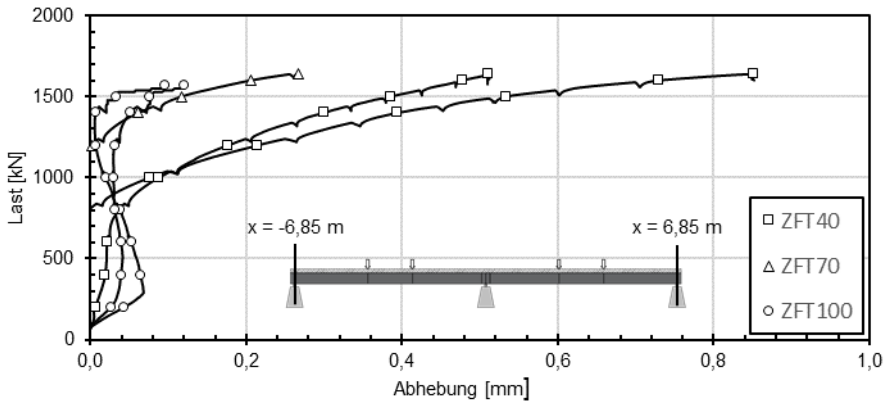
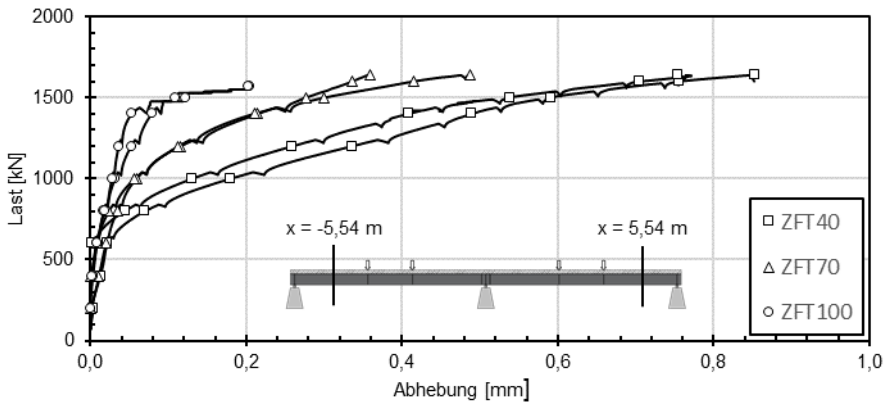
ZFT40		Schlupf [mm]													
Last [kN]	Sym	x = 1,31 m		x = 2,63 m		x = 3,43 m		x = 4,43 m		x = 5,54 m		x = 6,85 m		x = 7,00 m	
		-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+
200	0,00	0,08	0,12	0,09	0,09	0,03	0,03	0,00	0,02	0,09	0,08	0,08	0,07	0,07	0,00
400	0,00	0,13	0,24	0,19	0,17	0,07	0,07	0,01	0,04	0,20	0,18	0,19	0,18	0,19	0,01
600	0,00	0,19	0,37	0,29	0,26	0,11	0,11	0,01	0,05	0,26	0,25	0,25	0,24	0,25	0,02
800	0,01	0,39	0,71	0,58	0,54	0,25	0,26	0,02	0,07	0,43	0,42	0,41	0,42	0,41	0,05
1000	0,03	0,84	1,19	0,98	0,92	0,43	0,47	0,02	0,11	0,75	0,74	0,76	0,80	0,76	0,12
1200	0,08	1,29	1,74	1,44	1,34	0,63	0,69	0,03	0,20	1,25	1,22	1,33	1,39	1,21	0,21
1400	0,14	2,00	2,47	2,00	1,88	0,85	0,95	0,09	0,42	2,04	1,93	2,25	2,21	1,09	0,33
1500	0,16	2,50	3,17	2,50	2,42	0,98	1,28	0,22	0,65	2,74	2,54	3,01	2,88	0,99	0,41
1600	0,32	3,31	4,22	3,31	3,29	1,22	1,79	0,40	1,05	3,77	3,38	4,09	3,79	0,79	0,48
1636	0,42	3,85	4,84	3,85	3,82	1,36	2,10	0,00	1,34	4,38	3,95	4,72	4,33	0,00	0,50

ZFT70		Schlupf [mm]													
Last [kN]	Sym	x = 1,31 m		x = 2,63 m		x = 3,43 m		x = 4,43 m		x = 5,54 m		x = 6,85 m		x = 7,00 m	
		-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+
200	0,00	0,07	0,07	0,04	0,04	0,02	0,02	0,01	0,01	0,06	0,04	0,02	0,04	0,05	0,00
400	0,01	0,15	0,14	0,10	0,09	0,05	0,05	0,01	0,02	0,12	0,09	0,07	0,09	0,12	0,02
600	0,01	0,21	0,20	0,14	0,12	0,07	0,07	0,01	0,02	0,15	0,13	0,09	0,12	0,15	0,04
800	0,01	0,35	0,35	0,27	0,24	0,14	0,13	0,00	0,03	0,21	0,19	0,10	0,18	0,20	0,09
1000	0,03	0,61	0,62	0,50	0,46	0,25	0,25	0,00	0,04	0,34	0,33	0,12	0,31	0,31	0,20
1200	0,06	0,98	1,00	0,81	0,77	0,42	0,42	0,01	0,05	0,52	0,55	0,17	0,53	0,58	0,42
1400	0,11	1,50	1,50	1,24	1,17	0,66	0,65	0,01	0,07	0,82	0,86	0,25	0,89	0,96	0,74
1500	0,15	1,87	1,85	1,56	1,47	0,86	0,83	0,01	0,08	1,04	1,09	0,33	1,15	0,56	0,81
1600	0,21	2,45	2,34	2,09	1,90	1,24	1,13	0,00	0,11	1,35	1,42	0,44	1,51	-	0,78
1636	0,27	2,85	2,68	2,46	2,20	1,51	1,33	0,00	0,15	1,56	1,65	0,50	1,76	-	0,71

ZFT100		Schlupf [mm]													
Last [kN]	Sym	x = 1,31 m		x = 2,63 m		x = 3,43 m		x = 4,43 m		x = 5,54 m		x = 6,85 m		x = 7,00 m	
		-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+
200	0,00	0,06	0,04	0,04	0,03	0,01	0,00	0,00	0,00	0,04	0,03	0,03	0,02	0,01	0,00
400	0,00	0,11	0,09	0,09	0,07	0,04	0,00	0,00	0,01	0,08	0,06	0,09	0,07	0,04	0,03
600	0,00	0,15	0,13	0,12	0,09	0,06	0,01	0,00	0,01	0,11	0,09	0,12	0,09	0,06	0,05
800	0,01	0,22	0,20	0,19	0,14	0,09	0,01	0,00	0,02	0,15	0,13	0,16	0,12	0,10	0,07
1000	0,02	0,39	0,37	0,35	0,29	0,16	0,05	0,00	0,03	0,23	0,19	0,22	0,17	0,17	0,11
1200	0,04	0,65	0,64	0,58	0,50	0,28	0,12	0,00	0,04	0,35	0,29	0,33	0,26	0,29	0,19
1400	0,08	1,01	1,00	0,90	0,80	0,45	0,19	0,00	0,05	0,55	0,45	0,53	0,41	0,48	0,31
1500	0,11	1,28	1,28	1,15	1,02	0,59	0,28	0,00	0,05	0,71	0,59	0,70	0,55	0,65	0,43
1600	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1636	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Abhebung





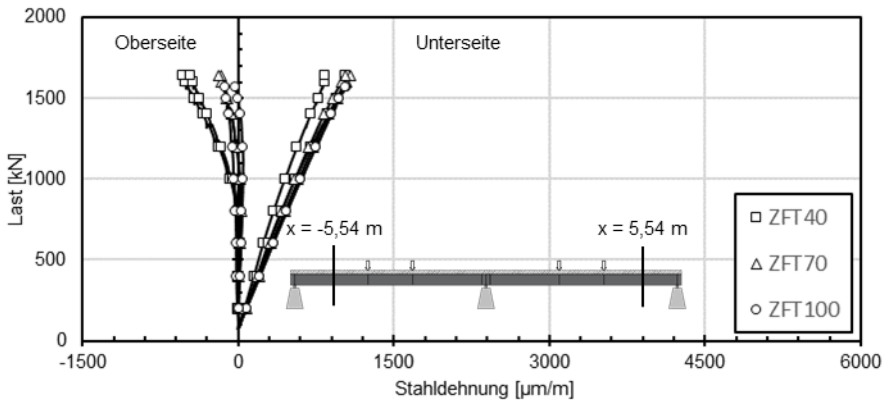
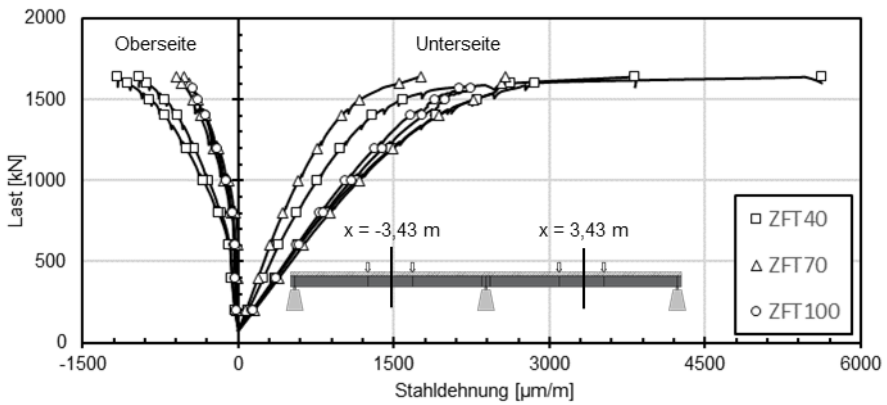
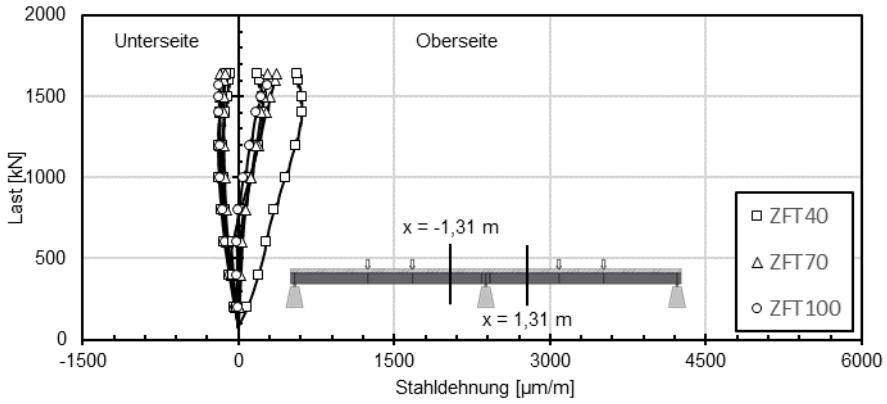
Anhang B – Versuchsdaten Stahl-Beton-Verbundträger

ZFT40		Abhebung [mm]									
Last [kN]	Sym	x = 1,31 m		x = 3,43 m		x = 5,54 m		x = 6,85 m		x = 7,00 m	
		-	+	-	+	-	+	-	+	-	+
200	-0,009	0,006	0,002	0,001	0,000	0,003	-0,008	-0,021	0,006	-0,014	0,002
400	-0,019	0,005	0,020	0,006	0,002	0,013	-0,007	-0,031	0,019	-0,016	0,015
600	-0,030	0,006	0,046	0,015	0,011	0,022	0,002	-0,029	0,021	-0,005	0,021
800	-0,052	0,137	0,107	0,044	0,045	0,070	0,044	-0,003	0,036	0,039	0,050
1000	-0,084	0,338	0,182	0,081	0,082	0,180	0,131	0,076	0,088	0,129	0,116
1200	-0,124	0,530	0,265	0,137	0,092	0,335	0,259	0,215	0,177	0,275	0,212
1400	-0,202	0,828	0,367	0,466	0,096	0,489	0,408	0,394	0,299	0,459	0,332
1500	-0,333	1,363	0,483	0,684	0,155	0,592	0,538	0,534	0,386	0,600	0,409
1600	-0,555	4,607	0,636	1,138	0,298	0,756	0,704	0,729	0,477	0,795	0,484
1636	-0,676	4,603	0,720	1,435	0,000	0,852	0,754	0,851	0,510	0,915	0,495

ZFT70		Abhebung [mm]									
Last [kN]	Sym	x = 1,31 m		x = 3,43 m		x = 5,54 m		x = 6,85 m		x = 7,00 m	
		-	+	-	+	-	+	-	+	-	+
200	-0,010	0,003	0,005	0,001	0,000	0,001	-0,002	-0,016	-0,009	0,000	-0,008
400	-0,020	0,006	0,018	0,004	0,002	0,011	0,001	-0,021	-0,013	0,002	-0,009
600	-0,032	0,012	0,030	0,010	0,008	0,020	0,008	-0,024	-0,017	0,005	-0,012
800	-0,053	0,018	0,064	0,021	0,022	0,034	0,024	-0,028	-0,019	0,015	-0,013
1000	-0,081	0,014	0,125	0,029	0,039	0,059	0,057	-0,033	-0,020	0,038	-0,007
1200	-0,123	0,019	0,212	0,031	0,059	0,115	0,113	-0,036	0,001	0,086	0,032
1400	-0,190	0,066	0,322	0,020	0,084	0,215	0,210	-0,037	0,062	0,169	0,112
1500	-0,243	0,124	0,400	0,007	0,095	0,276	0,300	-0,038	0,117	0,286	0,178
1600	-0,357	0,227	0,510	-0,017	0,104	0,336	0,415	-0,045	0,205	0,382	0,280
1636	-0,448	0,303	0,589	-0,030	0,110	0,360	0,487	-0,045	0,266	0,481	0,347

ZFT100		Abhebung [mm]									
Last [kN]	Sym	x = 1,31 m		x = 3,43 m		x = 5,54 m		x = 6,85 m		x = 7,00 m	
		-	+	-	+	-	+	-	+	-	+
200	-0,017	0,004	0,002	0,000	-0,001	0,000	0,000	0,043	0,026	0,025	0,030
400	-0,039	0,012	0,007	0,003	0,003	0,003	0,002	0,064	0,039	0,044	0,048
600	-0,059	0,020	0,014	0,005	0,006	0,008	0,008	0,053	0,039	0,041	0,051
800	-0,090	0,034	0,025	0,012	0,013	0,017	0,018	0,037	0,031	0,036	0,050
1000	-0,130	0,064	0,057	0,024	0,019	0,032	0,028	0,020	0,029	0,032	0,055
1200	-0,176	0,127	0,127	0,034	0,019	0,052	0,036	0,007	0,031	0,031	0,070
1400	-0,231	0,224	0,217	0,041	0,018	0,078	0,053	0,007	0,051	0,052	0,107
1500	-0,264	0,297	0,298	0,041	0,019	0,122	0,109	0,033	0,076	0,077	0,131
1600	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1636	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Dehnungen Stahlprofil (DMS)



Anhang B – Versuchsdaten Stahl-Beton-Verbundträger

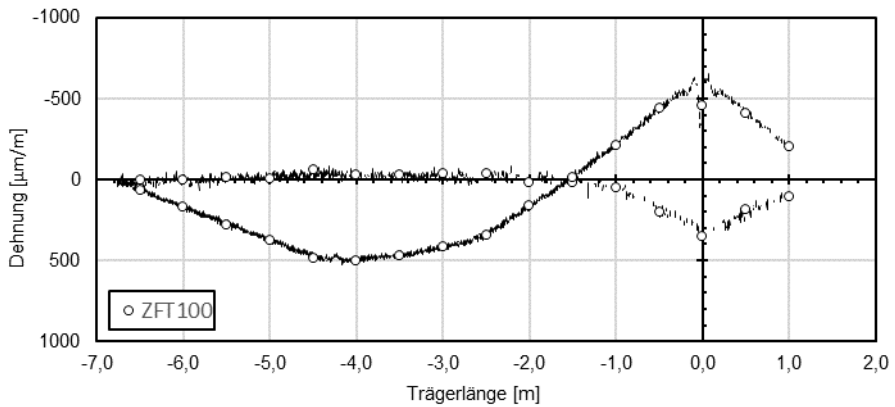
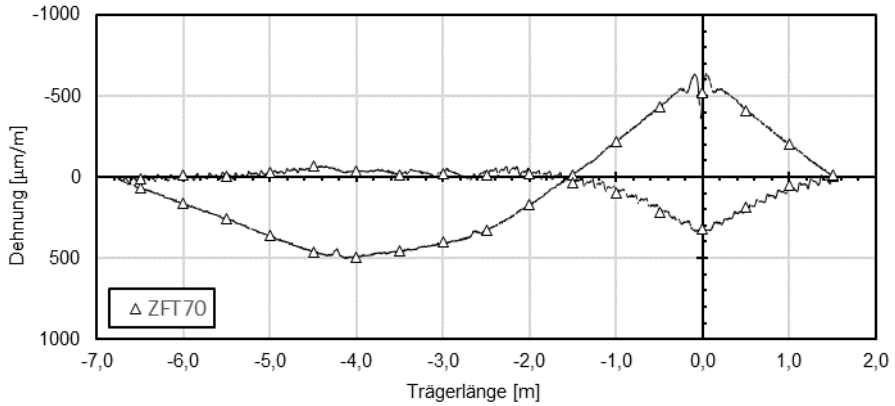
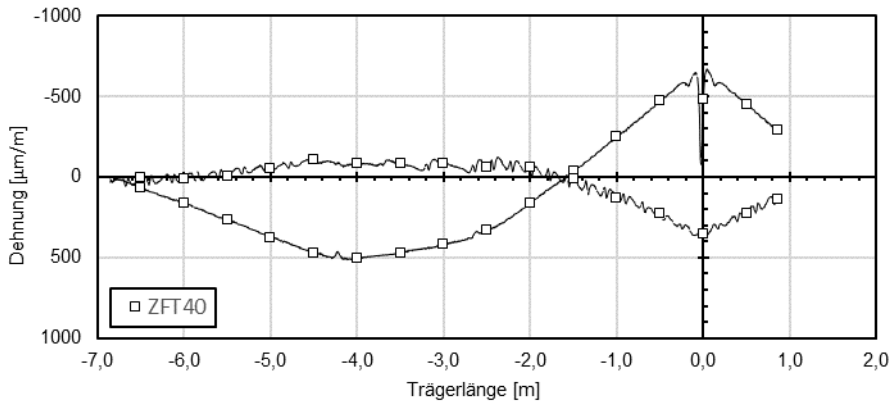
ZFT40		Dehnung Stahlprofil (DMS) [$\mu\text{m}/\text{m}$]											
Last [kN]	Obere Ausrundung						Untere Ausrundung						
	x = 1,31 m		x = 3,43 m		x = 5,54 m		x = 1,31 m		x = 3,43 m		x = 5,54 m		
	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	
200	-18	88	-28	-32	-5	-1	-30	-36	141	96	59	71	
400	-48	194	-56	-62	-2	8	-72	-88	360	243	151	181	
600	-52	265	-78	-86	12	23	-109	-135	578	389	241	290	
800	21	346	-163	-189	-8	4	-131	-164	839	563	339	412	
1000	110	450	-284	-335	-77	-58	-145	-186	1135	759	449	549	
1200	190	548	-420	-500	-188	-165	-149	-195	1477	988	569	701	
1400	240	610	-582	-702	-337	-297	-127	-174	1913	1297	700	864	
1500	230	608	-705	-854	-427	-369	-105	-150	2309	1585	769	950	
1600	203	582	-875	-1065	-507	-437	-91	-137	2864	2627	832	1028	
1636	186	560	-956	-1161	-530	-463	-76	-120	5624	3823	837	1034	

ZFT70		Dehnung Stahlprofil (DMS) [$\mu\text{m}/\text{m}$]											
Last [kN]	Obere Ausrundung						Untere Ausrundung						
	x = 1,31 m		x = 3,43 m		x = 5,54 m		x = 1,31 m		x = 3,43 m		x = 5,54 m		
	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	
200	5	10	-4	-11	-3	3	-28	-25	154	75	78	73	
400	12	25	-5	-20	-1	12	-69	-61	393	191	200	188	
600	18	39	1	-24	11	26	-111	-99	626	304	320	300	
800	56	69	-26	-62	18	33	-138	-120	882	432	448	419	
1000	119	116	-94	-136	11	21	-157	-133	1164	581	581	546	
1200	191	169	-187	-238	-14	-11	-172	-139	1494	760	724	681	
1400	267	222	-312	-365	-64	-69	-178	-140	1928	992	876	826	
1500	309	248	-381	-441	-102	-113	-179	-138	2272	1173	960	909	
1600	348	274	-468	-541	-138	-158	-177	-135	2535	1551	1044	995	
1636	363	283	-522	-600	-159	-184	-173	-131	2579	1767	1080	1031	

ZFT100		Dehnung Stahlprofil (DMS) [$\mu\text{m}/\text{m}$]											
Last [kN]	Obere Ausrundung						Untere Ausrundung						
	x = 1,31 m		x = 3,43 m		x = 5,54 m		x = 1,31 m		x = 3,43 m		x = 5,54 m		
	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	
200	-9	-	-15	-11	-7	5	-31	-	134	139	79	80	
400	-11	-	-32	-26	-17	15	-77	-	352	365	209	210	
600	-14	-	-39	-34	-19	28	-121	-	564	585	336	336	
800	1	-	-59	-55	-25	39	-152	-	787	821	468	467	
1000	52	-	-120	-117	-39	48	-171	-	1036	1089	607	606	
1200	113	-	-210	-204	-58	44	-182	-	1318	1397	751	750	
1400	173	-	-316	-312	-90	23	-185	-	1661	1778	899	900	
1500	222	-	-	-387	-116	-3	-186	-	1893	1992	972	970	
1600	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
1636	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

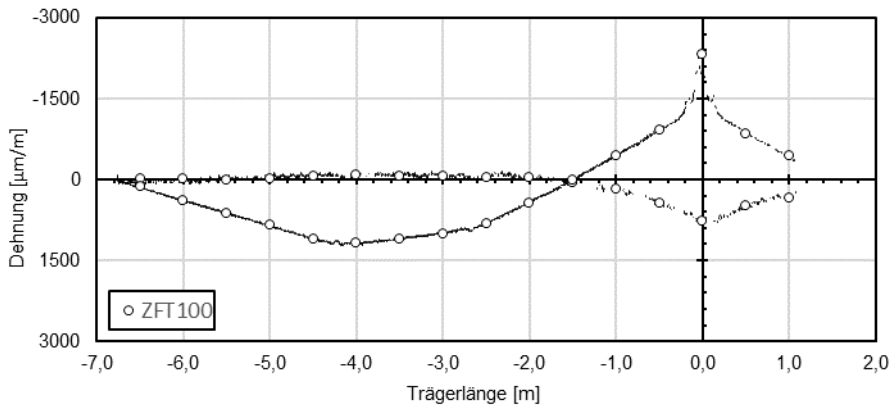
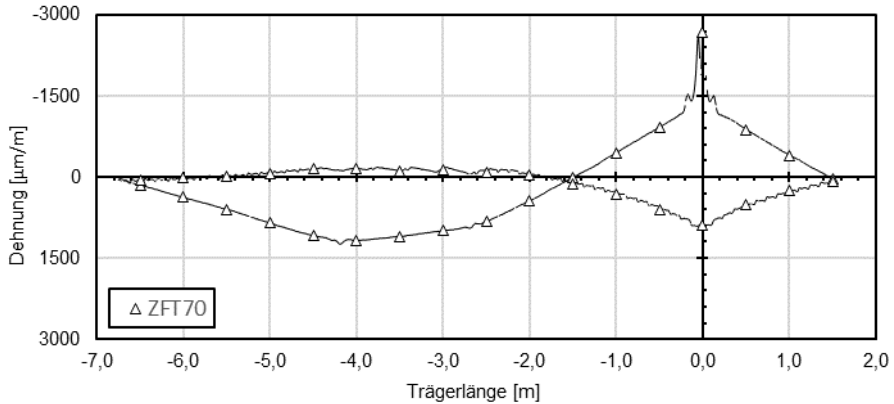
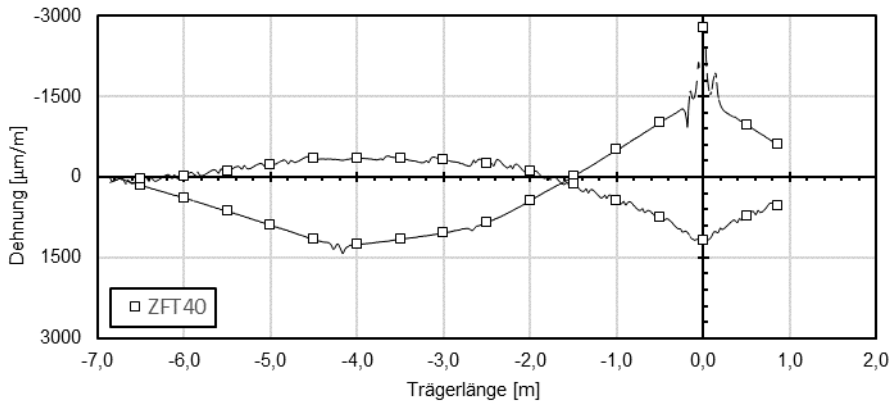
Dehnungen Stahlprofil (Sensorfaser)

P = 500 kN



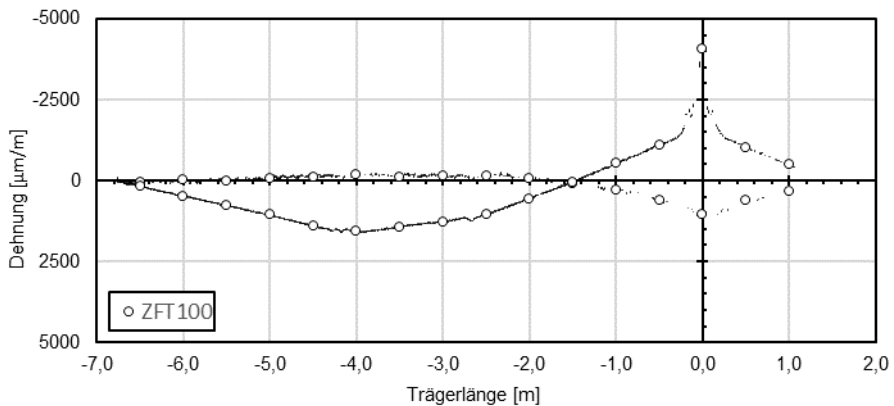
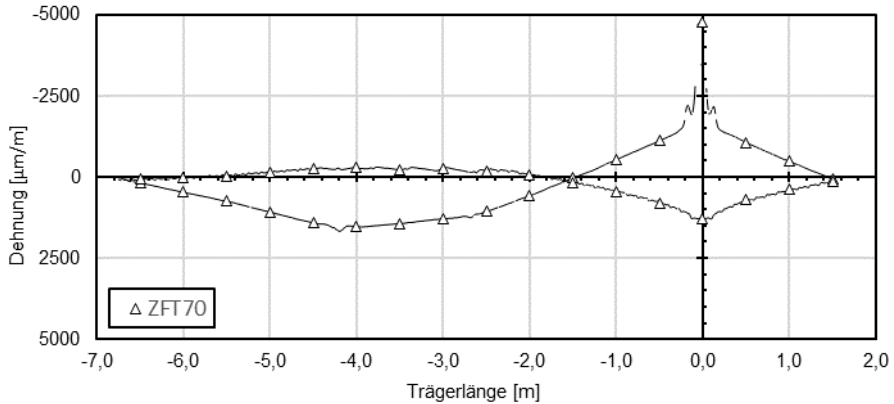
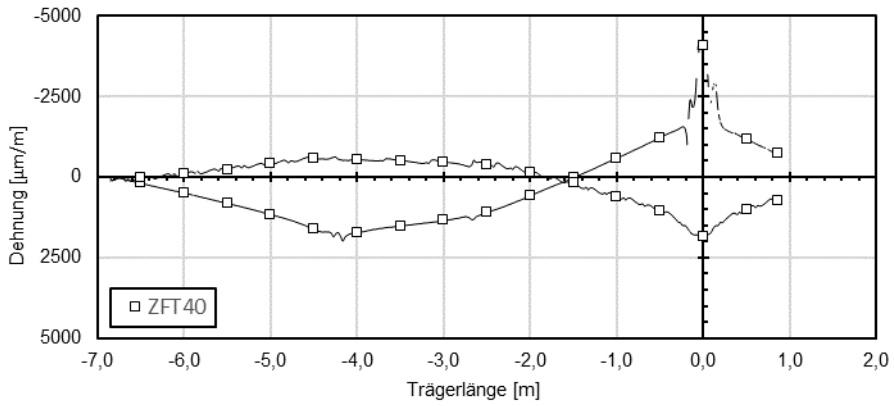
Dehnungen Stahlprofil (Sensorfaser)

P = 1000 kN



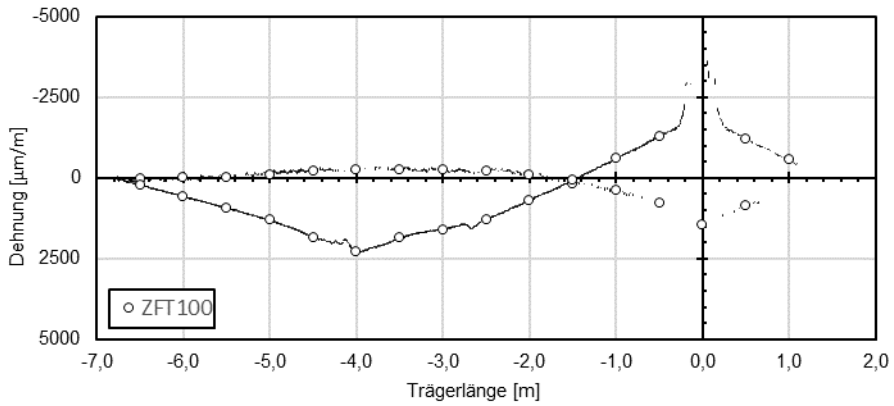
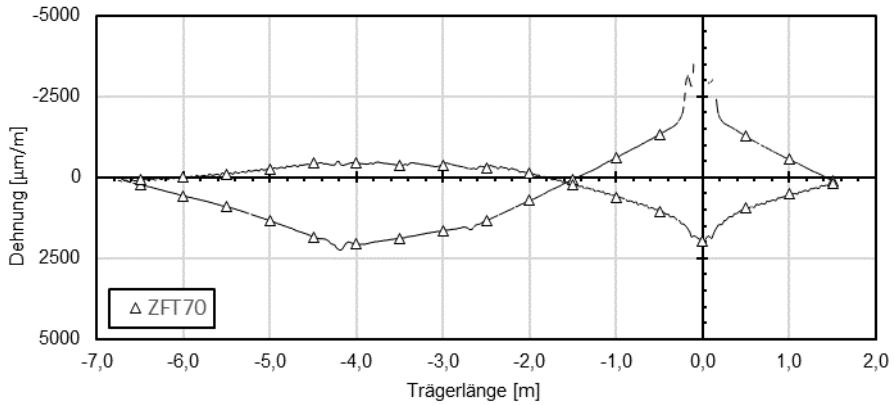
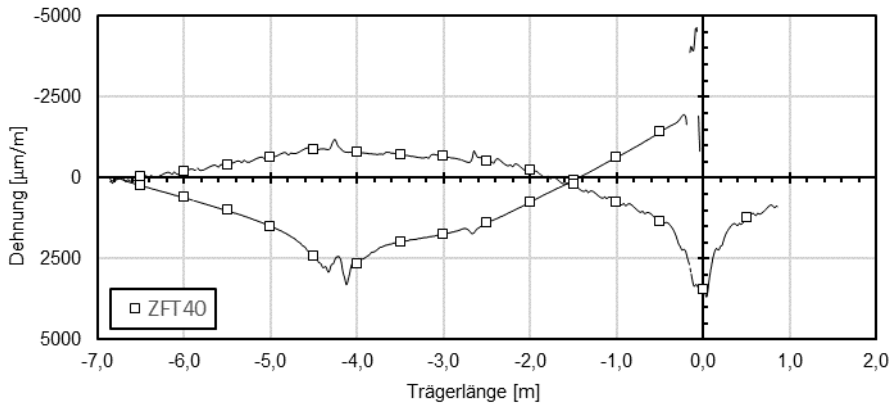
Dehnungen Stahlprofil (Sensorfaser)

P = 1200 kN



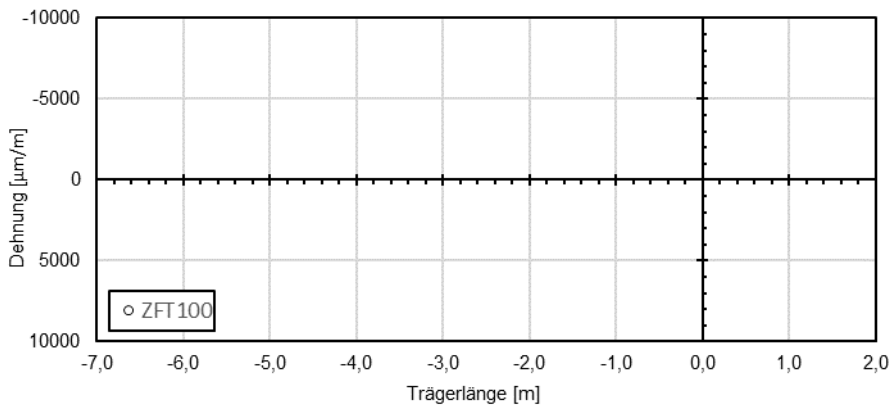
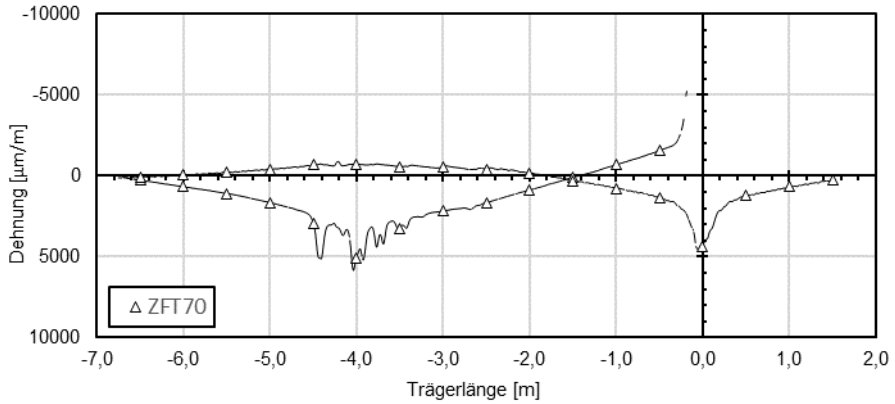
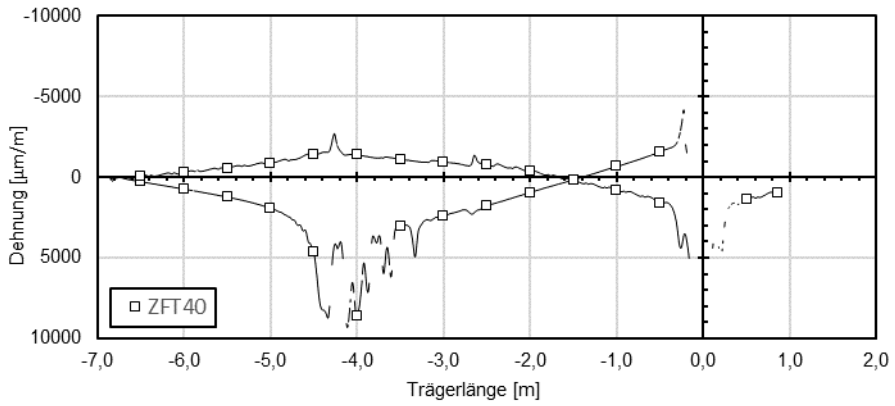
Dehnungen Stahlprofil (Sensorfaser)

P = 1400 kN



Dehnungen Stahlprofil (Sensorfaser)

P = 1600 kN



Anhang B – Versuchsdaten Stahl-Beton-Verbundträger

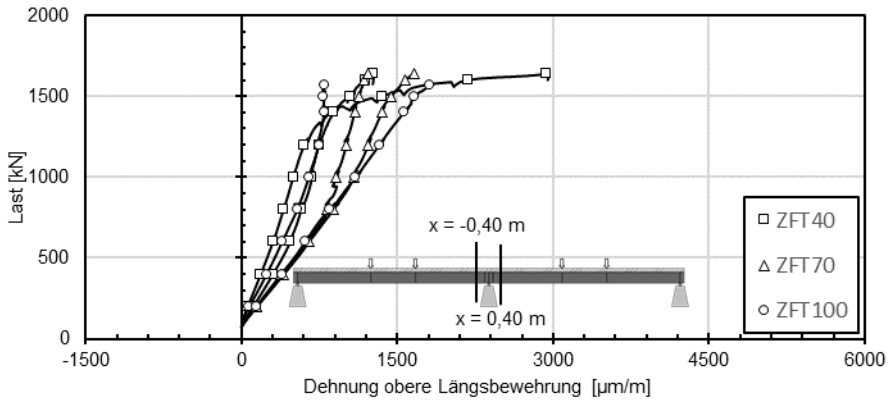
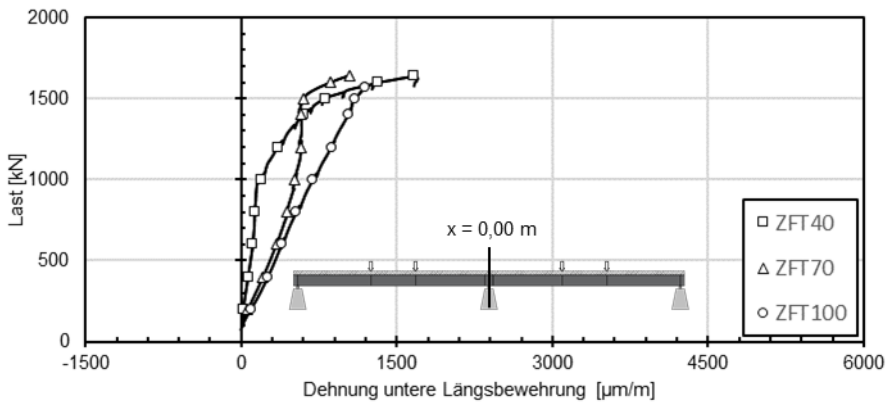
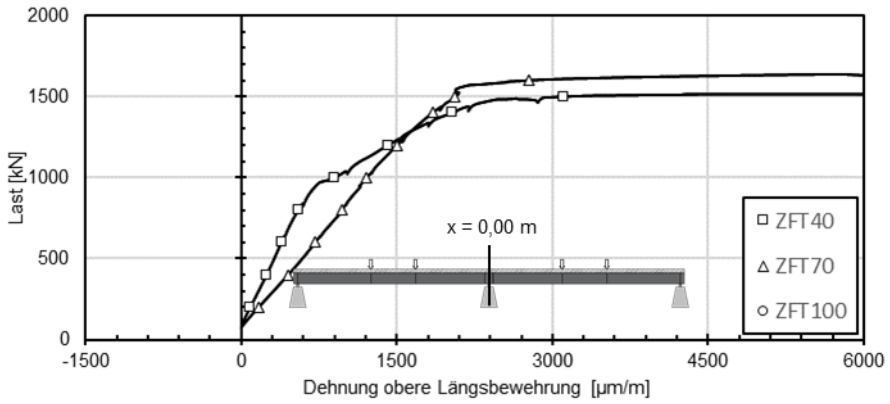
x [m]	ZFT40									
	Dehnung Stahlprofil (Sensorfaser) [$\mu\text{m}/\text{m}$]									
	Obere Ausrundung					Untere Ausrundung				
	500 kN	1000 kN	1200 kN	1400 kN	1600 kN	500 kN	1000 kN	1200 kN	1400 kN	1600 kN
-6,50	6	31	11	-24	-64	66	153	192	235	279
-6,00	10	-21	-84	-180	-291	162	384	495	619	731
-5,50	-6	-99	-222	-380	-553	265	635	812	1018	1228
-5,00	-48	-221	-400	-622	-868	374	898	1163	1497	1928
-4,50	-108	-355	-580	-879	-1437	471	1161	1613	2414	4618
-4,00	-85	-356	-544	-791	-1385	505	1259	1726	2648	8655
-3,50	-80	-342	-514	-721	-1118	471	1162	1517	1982	3041
-3,00	-84	-317	-473	-650	-933	417	1041	1351	1739	2394
-2,50	-58	-256	-372	-528	-756	333	846	1089	1380	1754
-2,00	-59	-107	-147	-212	-371	165	441	586	754	953
-1,50	9	120	179	203	154	-35	-12	21	81	160
-1,00	128	448	616	745	797	-247	-502	-578	-630	-656
-0,50	227	759	1069	1375	1600	-472	-1016	-1225	-1409	-1575
0,00	355	1173	1832	3471	-	-478	-2789	-4096	-	-
0,50	224	736	1001	1255	1410	-450	-973	-1175	-	-
1,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

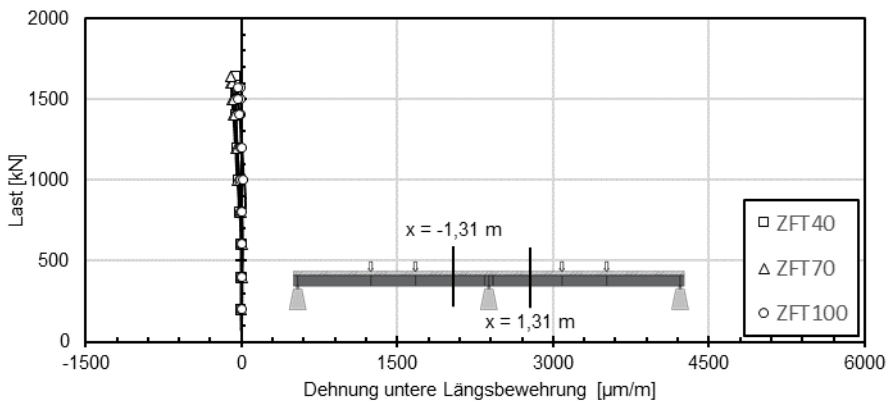
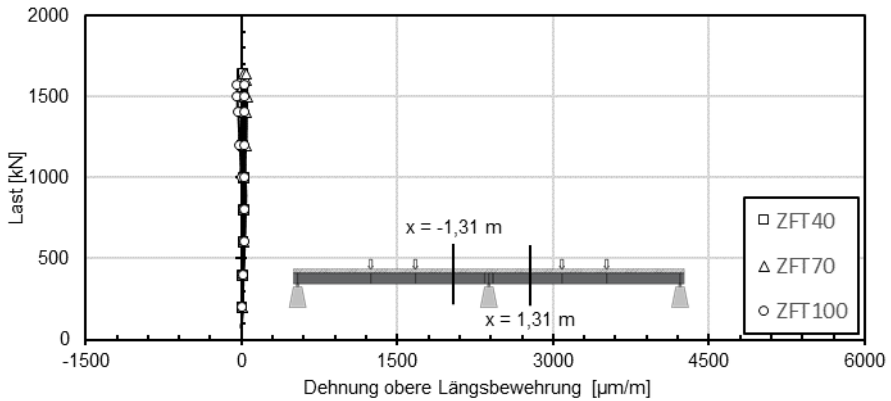
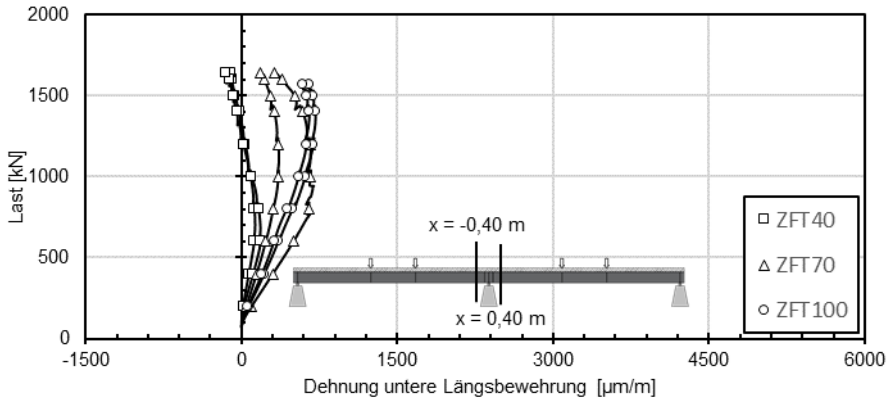
x [m]	ZFT70									
	Dehnung Stahlprofil (Sensorfaser) [$\mu\text{m}/\text{m}$]									
	Obere Ausrundung					Untere Ausrundung				
	500 kN	1000 kN	1200 kN	1400 kN	1600 kN	500 kN	1000 kN	1200 kN	1400 kN	1600 kN
-6,50	10	64	76	77	70	67	153	190	228	269
-6,00	-14	6	3	-26	-74	163	377	469	570	673
-5,50	-1	-6	-39	-97	-190	256	600	748	904	1089
-5,00	-26	-72	-151	-261	-400	363	847	1079	1335	1653
-4,50	-64	-163	-276	-433	-672	460	1086	1421	1846	2930
-4,00	-38	-160	-282	-445	-719	492	1174	1541	2067	5061
-3,50	-13	-114	-227	-369	-571	458	1100	1433	1877	3300
-3,00	-24	-133	-248	-385	-546	404	986	1281	1639	2159
-2,50	-15	-90	-178	-284	-400	329	823	1068	1335	1658
-2,00	-23	-44	-65	-117	-163	170	446	581	723	882
-1,50	33	127	183	233	294	-16	-1	25	58	93
-1,00	98	323	473	619	801	-218	-451	-529	-599	-682
-0,50	214	607	830	1075	1370	-429	-922	-1117	-1329	-1557
0,00	323	885	1289	1980	4372	-521	-2688	-4789	-7566	-
0,50	183	503	711	947	1226	-412	-882	-1063	-1260	-
1,00	50	238	375	524	683	-200	-402	-485	-549	-

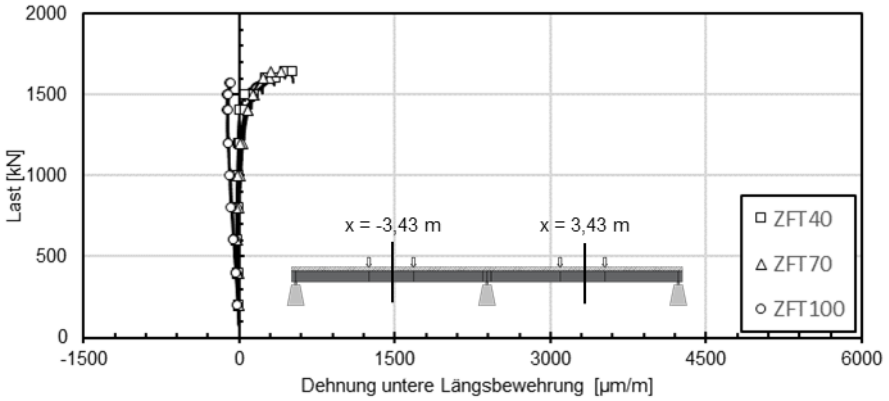
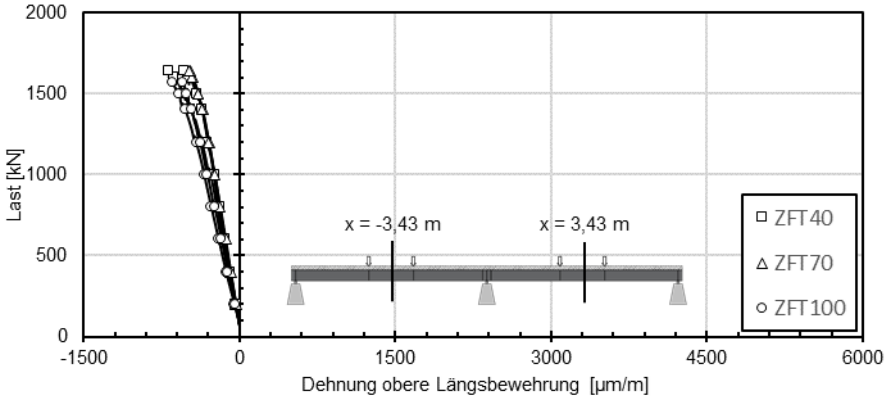
Anhang B – Versuchsdaten Stahl-Beton-Verbundträger

ZFT100	Dehnung Stahlprofil (Sensorfaser) [$\mu\text{m}/\text{m}$]									
	Obere Ausrundung					Untere Ausrundung				
	x [m]	500 kN	1000 kN	1200 kN	1400 kN	1600 kN	500 kN	1000 kN	1200 kN	1400 kN
-6,50	5	-4	55	34	-	69	141	186	224	-
-6,00	6	-15	-7	-23	-	174	392	486	576	-
-5,50	-14	16	-1	-24	-	281	624	788	937	-
-5,00	-4	-16	-60	-101	-	376	845	1065	1311	-
-4,50	-57	-60	-117	-215	-	484	1095	1411	1847	-
-4,00	-30	-78	-166	-261	-	502	1173	1584	2275	-
-3,50	-32	-51	-118	-265	-	468	1109	1427	1855	-
-3,00	-37	-71	-148	-251	-	416	1005	1274	1610	-
-2,50	-35	-44	-128	-197	-	345	819	1045	1288	-
-2,00	22	-33	-76	-70	-	162	436	561	691	-
-1,50	19	60	87	172	-	-11	16	40	73	-
-1,00	51	184	298	389	-	-208	-441	-528	-592	-
-0,50	205	438	619	789	-	-438	-919	-1110	-1291	-
0,00	351	765	1048	1462	-	-453	-2323	-4060	-	-
0,50	188	490	610	855	-	-407	-854	-1019	-1185	-
1,00	107	345	328	-	-	-201	-431	-497	-576	-

Dehnungen Längsbewehrung (DMS)







Anhang B – Versuchsdaten Stahl-Beton-Verbundträger

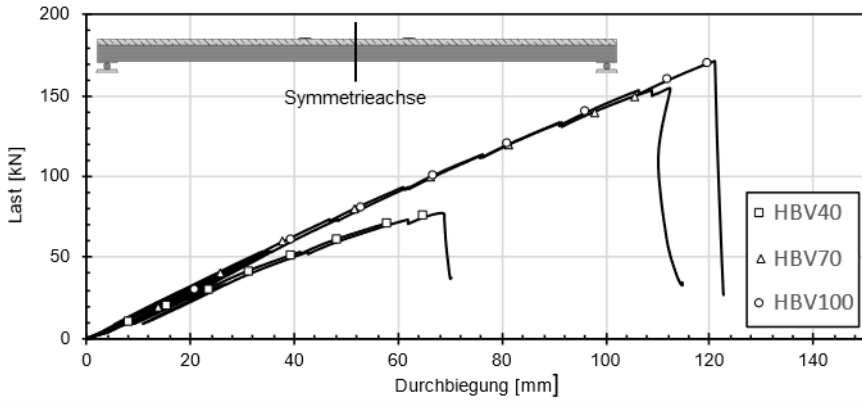
ZFT40		Dehnung Längsbewehrung [$\mu\text{m}/\text{m}$]												
Last [kN]	Sym	Obere Bewehrung						Untere Bewehrung						
		x = 0,40 m		x = 1,31 m		x = 3,43 m		x = 0,40 m		x = 1,31 m		x = 3,43 m		
		-	+	-	+	-	+	Sym	-	+	-	+	-	+
200	87	60	112	5	6	-38	-33	19	16	25	0	-2	-5	-1
400	244	185	304	12	16	-98	-87	66	71	112	3	0	-15	-8
600	386	303	469	20	26	-157	-139	111	121	181	5	2	-25	-14
800	550	405	575	21	30	-216	-188	131	125	165	-8	-11	-24	-8
1000	902	497	678	18	29	-277	-235	190	89	101	-26	-26	-17	3
1200	1414	607	744	14	27	-358	-306	353	39	20	-43	-41	-9	14
1400	2034	854	890	16	22	-470	-360	602	-21	-43	-55	-54	6	58
1500	3110	1356	1044	16	17	-536	-407	806	-60	-78	-54	-56	59	146
1600		2176	1188	14	15	-629	-500	1322	-96	-118	-50	-55	253	352
1636		2937	1264	13	17	-680	-529	1665	-107	-146	-45	-53	444	518

ZFT70		Dehnung Längsbewehrung [$\mu\text{m}/\text{m}$]												
Last [kN]	Sym	Obere Bewehrung						Untere Bewehrung						
		x = 0,40 m		x = 1,31 m		x = 3,43 m		x = 0,40 m		x = 1,31 m		x = 3,43 m		
		-	+	-	+	-	+	Sym	-	+	-	+	-	+
200	167	141	150	4	5	-36	-32	64	96	45	-1	2	-1	-4
400	453	384	410	11	12	-92	-83	210	302	146	-3	5	-5	-14
600	713	634	651	19	20	-148	-132	338	501	233	-5	7	-10	-24
800	971	821	886	19	22	-208	-184	443	645	304	-20	-2	0	-25
1000	1208	915	1080	25	23	-245	-239	519	663	355	-39	-20	15	-12
1200	1499	1012	1222	23	41	-290	-297	580	661	356	-57	-43	37	14
1400	1845	1089	1350	21	49	-355	-355	576	590	317	-77	-68	86	81
1500	2059	1133	1439	28	53	-396	-397	602	511	275	-89	-81	144	129
1600	2769	1186	1580	21	51	-445	-454	860	388	220	-101	-95	290	230
1636	6782	1213	1662	20	46	-474	-483	1044	314	183	-104	-103	406	302

ZFT100		Dehnung Längsbewehrung [$\mu\text{m}/\text{m}$]												
Last [kN]	Sym	Obere Bewehrung						Untere Bewehrung						
		x = 0,40 m		x = 1,31 m		x = 3,43 m		x = 0,40 m		x = 1,31 m		x = 3,43 m		
		-	+	-	+	-	+	Sym	-	+	-	+	-	+
200	-	75	145	6	8	-48	-42	94	69	60	-	3	-10	-12
400	-	242	395	13	19	-128	-111	258	219	197	-	5	-30	-34
600	-	390	610	21	31	-199	-173	389	354	313	-	7	-49	-54
800	-	536	847	22	38	-270	-239	532	493	438	-	3	-68	-75
1000	-	649	1100	6	37	-337	-306	691	613	549	-	27	-84	-93
1200	-	744	1326	-14	33	-417	-378	868	692	624	-	4	-104	-104
1400	-	795	1563	-31	28	-522	-461	1032	713	653	-	-17	-114	-106
1500	-	788	1668	-39	28	-589	-504	1094	684	631	-	-28	-115	-100
1600	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1636	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

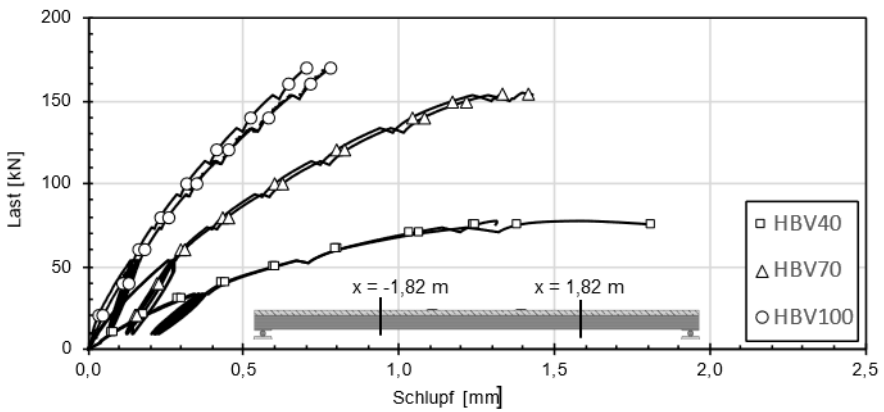
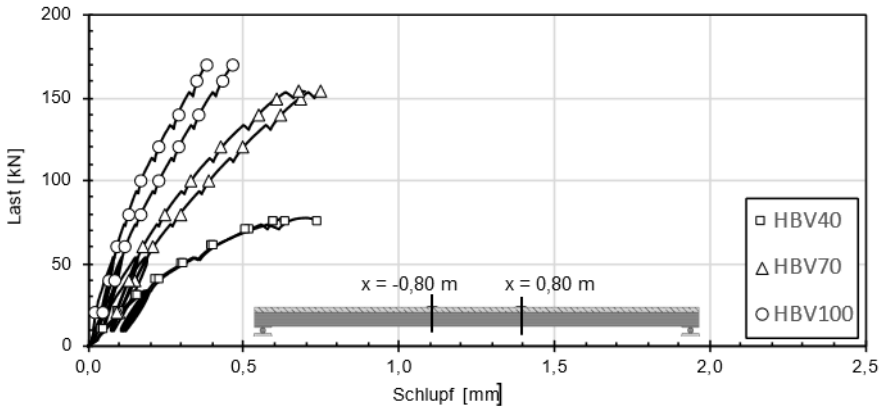
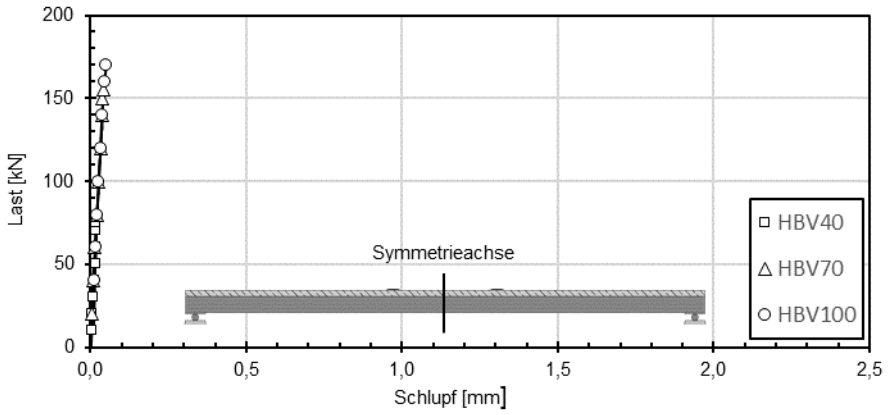
Anhang C – Versuchsdaten Holz-Beton-Verbundträger

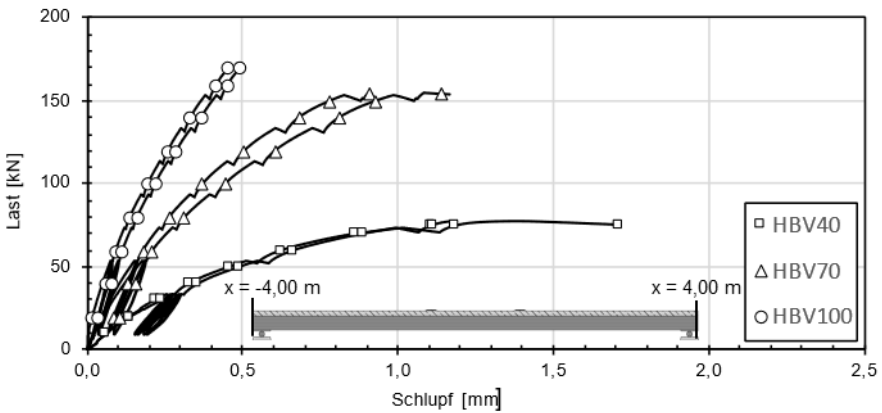
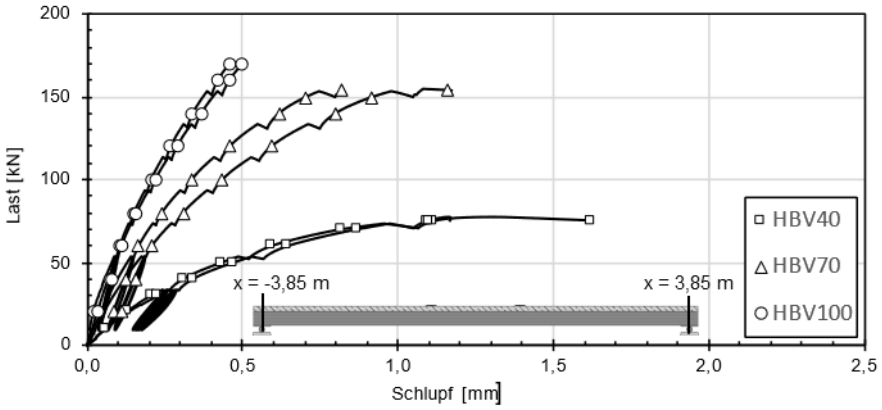
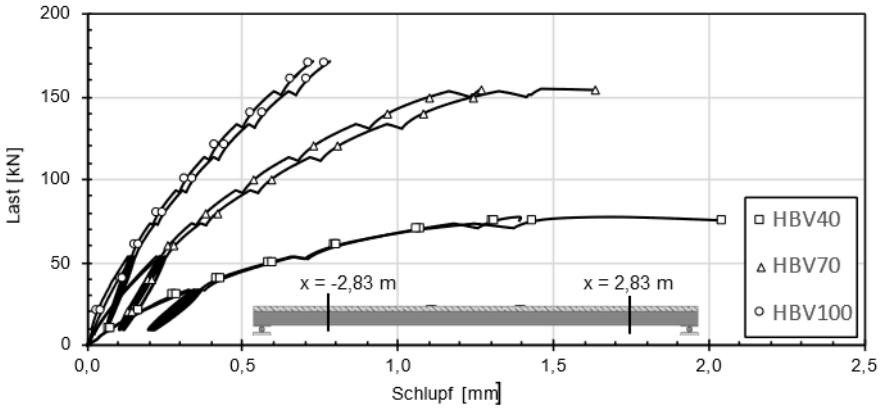
Durchbiegung



Durchbiegung [mm]								
Last [kN]	HBV40		HBV70			HBV100		
	vorne mm	hinten mm	Last [kN]	vorne mm	hinten mm	Last [kN]	vorne mm	hinten mm
10	8,2	9,6	20	13,7	13,1	30	21,1	18,8
20	15,5	16,0	40	25,8	26,7	60	39,5	39,0
30	23,8	22,7	60	37,9	39,0	80	52,9	52,4
40	31,5	29,7	80	51,4	52,7	100	66,8	66,3
50	39,6	38,0	100	66,3	67,3	120	81,4	81,0
60	48,5	46,9	120	81,3	82,9	140	96,4	96,2
70	58,0	56,5	140	97,7	99,5	160	112,2	111,9
75	65,1	58,1	150	105,7	107,7	170	119,7	119,5

Schlupf





Anhang C – Versuchsdaten Holz-Beton-Verbundträger

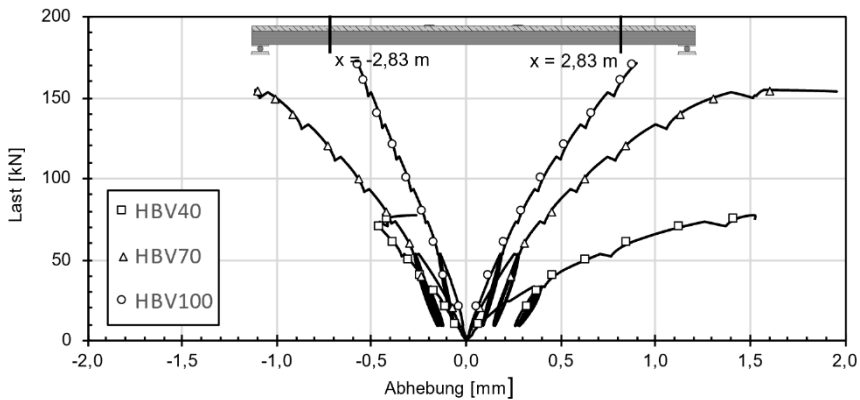
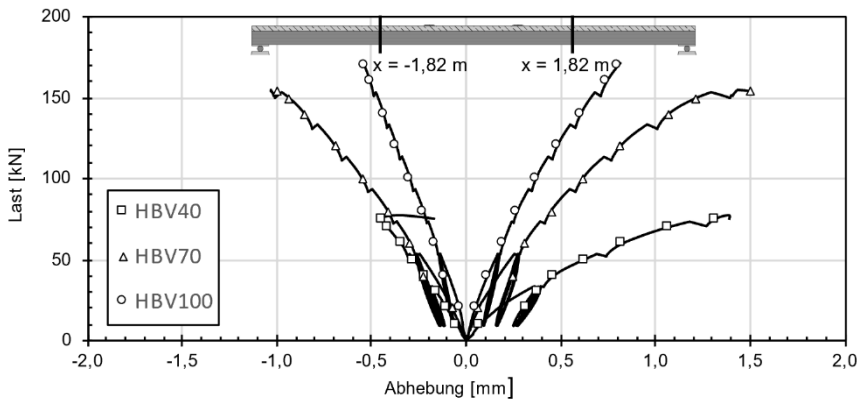
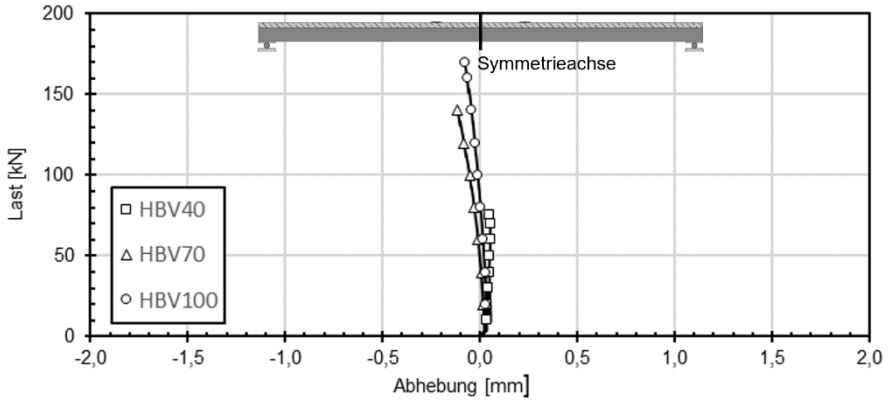
HBV40		Schlupf [mm]									
Last [kN]	Sym	x = 0,80 m		x = 1,82 m		x = 2,83 m		x = 3,85 m		x = 4,00 m	
		-	+	-	+	-	+	-	+	-	+
10	0,00	0,05	-0,06	0,08	-0,08	0,08	-0,08	0,06	-0,06	0,06	-0,06
15	0,01	0,07	-0,08	0,12	-0,13	0,12	-0,12	0,09	-0,09	0,10	-0,10
20	0,01	0,10	-0,10	0,17	-0,18	0,17	-0,17	0,12	-0,13	0,14	-0,14
25	0,01	0,12	-0,13	0,23	-0,24	0,22	-0,23	0,16	-0,18	0,17	-0,19
30	0,01	0,15	-0,16	0,29	-0,30	0,28	-0,29	0,21	-0,23	0,22	-0,24
35	0,01	0,20	-0,21	0,39	-0,40	0,37	-0,39	0,27	-0,30	0,29	-0,32
40	0,01	0,22	-0,23	0,43	-0,45	0,42	-0,44	0,31	-0,34	0,33	-0,36
45	0,01	0,26	-0,27	0,51	-0,52	0,49	-0,51	0,36	-0,40	0,38	-0,42
50	0,02	0,30	-0,31	0,60	-0,61	0,59	-0,60	0,43	-0,47	0,46	-0,49
55	0,02	0,37	-0,37	0,73	-0,73	0,72	-0,74	0,54	-0,59	0,57	-0,60
60	0,02	0,40	-0,41	0,81	-0,80	0,80	-0,81	0,59	-0,65	0,62	-0,66
65	0,02	0,46	-0,46	0,92	-0,91	0,92	-0,92	0,69	-0,75	0,73	-0,76
70	0,02	0,52	-0,51	1,07	-1,03	1,08	-1,06	0,82	-0,87	0,86	-0,89
75	0,01	0,64	-0,60	1,38	-1,25	1,44	-1,31	1,12	-1,09	1,19	-1,11
77,3	-0,01	0,74	-0,62	1,81	-1,31	2,05	-1,39	1,62	-1,17	1,71	-1,18

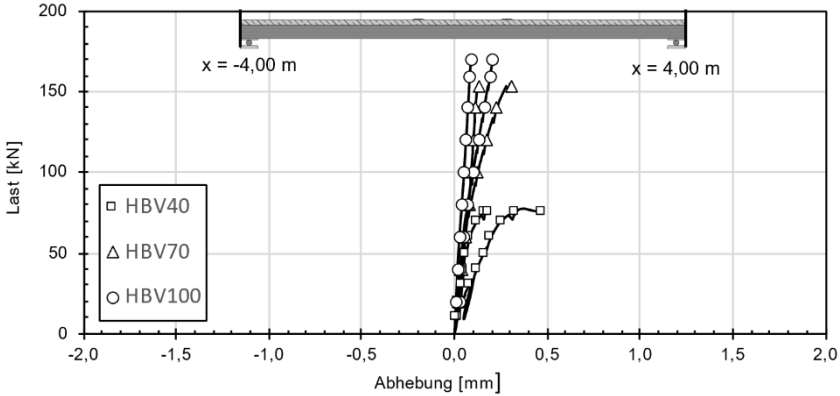
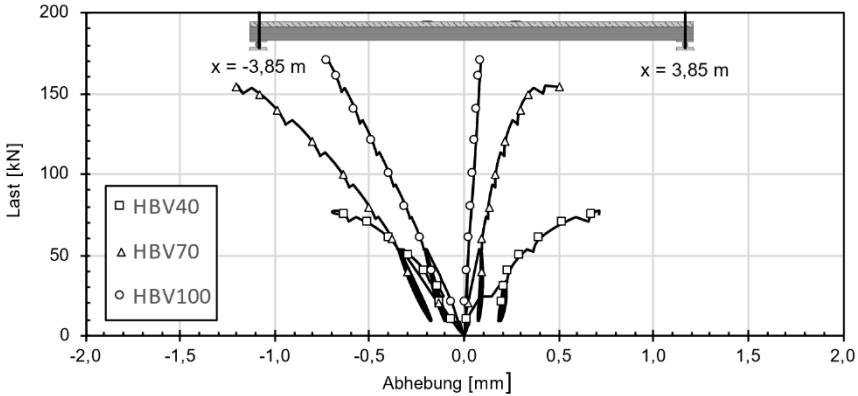
HBV70		Schlupf [mm]									
Last [kN]	Sym	x = 0,80 m		x = 1,82 m		x = 2,83 m		x = 3,85 m		x = 4,00 m	
		-	+	-	+	-	+	-	+	-	+
30	0,01	0,09	-0,07	0,12	-0,12	0,11	-0,11	0,07	-0,08	0,07	-0,08
40	0,01	0,13	-0,10	0,18	-0,18	0,15	-0,16	0,10	-0,12	0,10	-0,12
50	0,01	0,17	-0,14	0,23	-0,23	0,20	-0,21	0,13	-0,16	0,14	-0,16
60	0,01	0,21	-0,18	0,30	-0,31	0,26	-0,28	0,17	-0,21	0,18	-0,21
70	0,02	0,25	-0,21	0,36	-0,37	0,31	-0,34	0,20	-0,25	0,22	-0,26
80	0,02	0,30	-0,25	0,43	-0,45	0,38	-0,42	0,24	-0,31	0,26	-0,31
90	0,02	0,34	-0,28	0,51	-0,53	0,45	-0,49	0,28	-0,36	0,31	-0,37
100	0,03	0,39	-0,33	0,60	-0,62	0,54	-0,59	0,34	-0,43	0,37	-0,44
110	0,03	0,44	-0,37	0,68	-0,71	0,62	-0,68	0,39	-0,50	0,43	-0,51
120	0,03	0,50	-0,43	0,80	-0,83	0,73	-0,80	0,46	-0,59	0,51	-0,60
130	0,04	0,55	-0,48	0,90	-0,93	0,82	-0,92	0,52	-0,67	0,57	-0,69
140	0,04	0,62	-0,55	1,04	-1,08	0,97	-1,08	0,62	-0,80	0,68	-0,81
150	0,04	0,68	-0,61	1,17	-1,22	1,10	-1,24	0,70	-0,92	0,78	-0,93
153,9	0,05	0,74	-0,70	1,33	-1,43	1,27	-1,67	0,82	-1,17	0,91	-1,17

Anhang C – Versuchsdaten Holz-Beton-Verbundträger

HBV100		Schlupf [mm]									
Last [kN]	Sym	x = 0,80 m		x = 1,82 m		x = 2,83 m		x = 3,85 m		x = 4,00 m	
		-	+	-	+	-	+	-	+	-	+
30	0,00	0,04	-0,06	0,06	-0,08	0,06	-0,07	0,04	-0,05	0,03	-0,05
40	0,01	0,05	-0,08	0,09	-0,11	0,09	-0,10	0,06	-0,07	0,05	-0,07
50	0,01	0,07	-0,10	0,12	-0,14	0,12	-0,13	0,08	-0,09	0,07	-0,09
60	0,02	0,09	-0,12	0,16	-0,18	0,16	-0,17	0,10	-0,11	0,09	-0,11
70	0,02	0,11	-0,14	0,19	-0,22	0,19	-0,21	0,12	-0,13	0,11	-0,13
80	0,02	0,13	-0,17	0,23	-0,26	0,23	-0,25	0,15	-0,16	0,14	-0,16
90	0,02	0,15	-0,20	0,27	-0,30	0,27	-0,29	0,18	-0,19	0,16	-0,19
100	0,03	0,17	-0,23	0,32	-0,35	0,32	-0,34	0,21	-0,22	0,19	-0,22
110	0,03	0,19	-0,26	0,36	-0,39	0,36	-0,39	0,23	-0,25	0,22	-0,25
120	0,03	0,23	-0,29	0,41	-0,45	0,42	-0,45	0,27	-0,29	0,26	-0,29
130	0,03	0,25	-0,32	0,46	-0,51	0,46	-0,50	0,30	-0,32	0,29	-0,32
140	0,04	0,29	-0,36	0,52	-0,58	0,53	-0,57	0,34	-0,37	0,33	-0,37
150	0,04	0,31	-0,39	0,57	-0,63	0,58	-0,62	0,37	-0,40	0,37	-0,40
160	0,05	0,35	-0,43	0,65	-0,72	0,66	-0,71	0,42	-0,46	0,42	-0,45
170	0,05	0,38	-0,46	0,70	-0,78	0,72	-0,77	0,46	-0,50	0,45	-0,49
171,5	0,05	0,38	-0,47	0,71	-0,79	0,73	-0,78	0,46	-0,51	0,46	-0,50

Abhebung





Anhang C – Versuchsdaten Holz-Beton-Verbundträger

HBV40		Abhebung [mm]							
Last [kN]	Sym	x = 1,82 m		x = 2,83 m		x = 3,85 m		x = 4,00 m	
		-	+	-	+	-	+	-	+
10	0,036	-0,049	0,074	-0,051	0,071	-0,068	0,015	0,017	0,009
15	0,038	-0,075	0,118	-0,078	0,115	-0,097	0,037	0,028	0,015
20	0,038	-0,102	0,168	-0,107	0,164	-0,125	0,062	0,042	0,023
25	0,040	-0,129	0,231	-0,131	0,238	-0,112	0,149	0,058	0,029
30	0,042	-0,158	0,303	-0,163	0,306	-0,137	0,179	0,078	0,035
35	0,048	-0,200	0,419	-0,215	0,423	-0,187	0,227	0,106	0,040
40	0,048	-0,219	0,461	-0,236	0,466	-0,209	0,239	0,120	0,046
45	0,048	-0,245	0,532	-0,266	0,539	-0,243	0,264	0,139	0,052
50	0,050	-0,276	0,623	-0,301	0,636	-0,288	0,300	0,159	0,059
55	0,053	-0,319	0,760	-0,350	0,787	-0,357	0,371	0,181	0,073
60	0,052	-0,344	0,826	-0,378	0,858	-0,390	0,398	0,198	0,082
65	0,052	-0,380	0,932	-0,418	0,977	-0,443	0,452	0,222	0,099
70	0,052	-0,416	1,065	-0,454	1,128	-0,509	0,526	0,253	0,123
75	0,045	-0,440	1,313	-0,414	1,421	-0,631	0,673	0,329	0,167
77,3	0,023	-0,170	1,390	0,111	1,525	-0,668	0,711	0,471	0,182

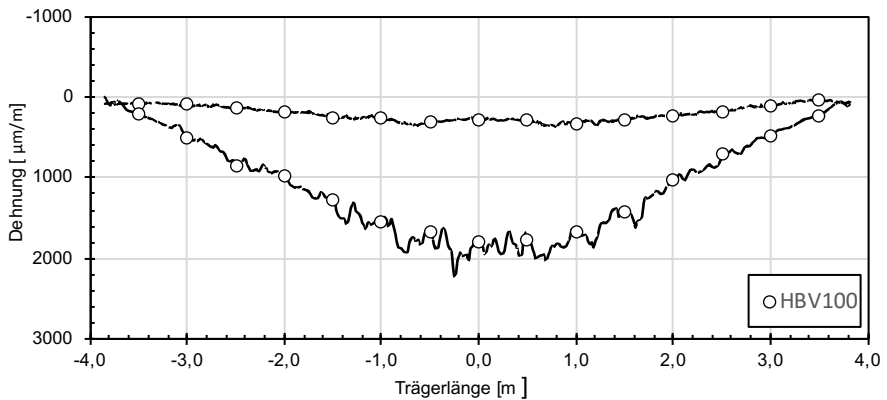
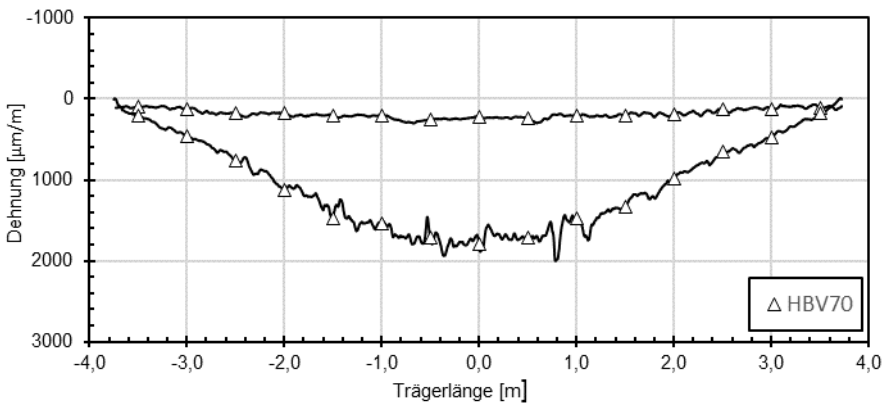
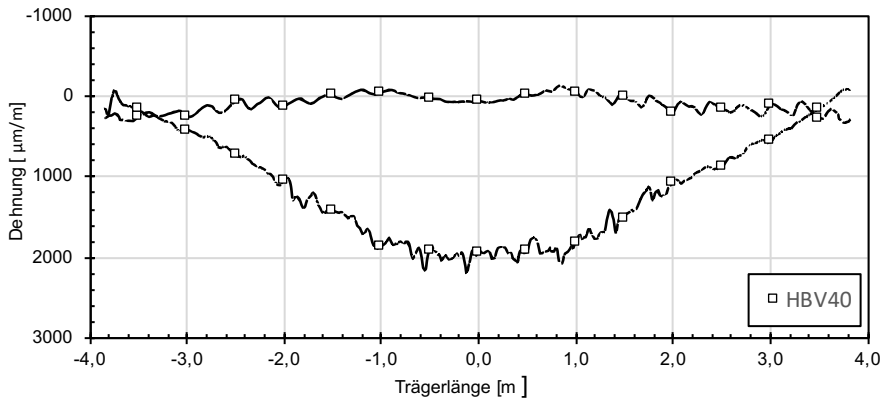
HBV70		Abhebung [mm]							
Last [kN]	Sym	x = 1,82 m		x = 2,83 m		x = 3,85 m		x = 4,00 m	
		-	+	-	+	-	+	-	+
30	0,012	-0,119	0,116	-0,122	0,124	-0,195	0,037	0,019	0,022
40	0,006	-0,170	0,171	-0,173	0,176	-0,252	0,055	0,029	0,034
50	-0,001	-0,225	0,231	-0,230	0,232	-0,312	0,072	0,041	0,047
60	-0,010	-0,294	0,307	-0,301	0,305	-0,379	0,095	0,053	0,059
70	-0,019	-0,346	0,365	-0,353	0,364	-0,432	0,109	0,068	0,068
80	-0,029	-0,414	0,447	-0,425	0,447	-0,501	0,128	0,086	0,076
90	-0,040	-0,473	0,517	-0,487	0,520	-0,562	0,141	0,105	0,084
100	-0,054	-0,549	0,614	-0,570	0,622	-0,642	0,166	0,126	0,090
110	-0,067	-0,609	0,693	-0,636	0,708	-0,708	0,183	0,148	0,096
120	-0,082	-0,691	0,813	-0,729	0,838	-0,801	0,216	0,172	0,101
130	-0,097	-0,758	0,911	-0,802	0,948	-0,876	0,242	0,197	0,107
140	-0,115	-0,853	1,068	-0,911	1,127	-0,990	0,293	0,229	0,112
150	-0,130	-0,936	1,216	-1,005	1,303	-1,081	0,339	0,264	0,121
153,9	-0,144	-1,031	1,505	-1,115	1,957	-1,190	0,508	0,306	0,151

Anhang C – Versuchsdaten Holz-Beton-Verbundträger

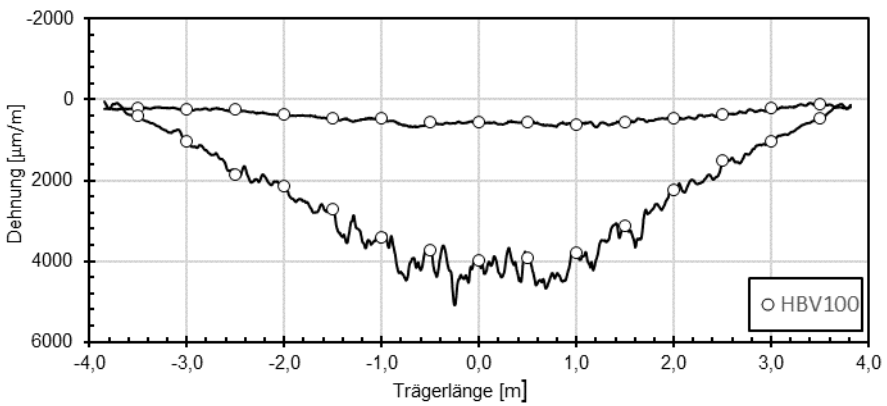
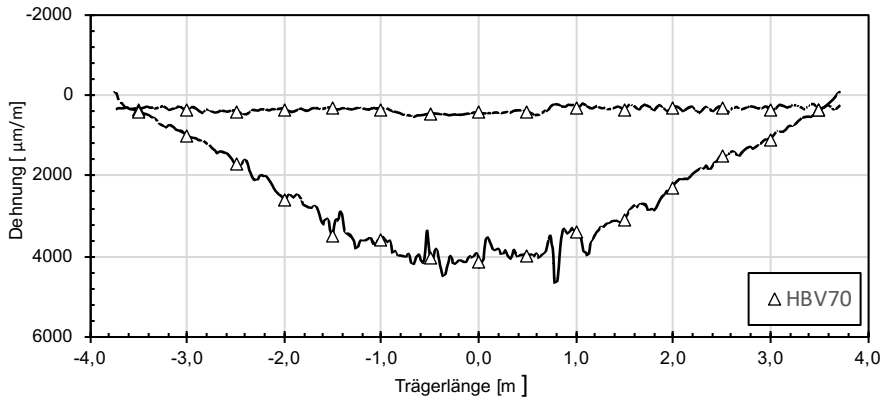
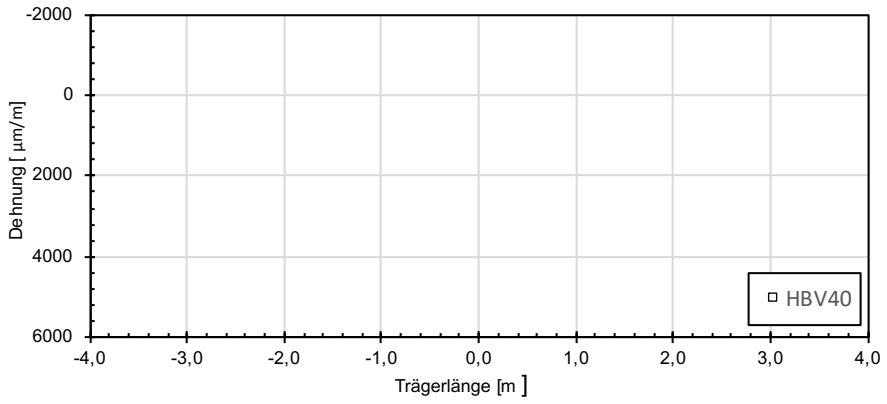
HBV100		Abhebung [mm]							
Last [kN]	Sym	x = 1,82 m		x = 2,83 m		x = 3,85 m		x = 4,00 m	
		-	+	-	+	-	+	-	+
30	0,028	-0,062	0,078	-0,062	0,092	-0,101	0,038	0,031	0,015
40	0,025	-0,092	0,113	-0,091	0,127	-0,140	0,049	0,036	0,018
50	0,020	-0,125	0,152	-0,124	0,165	-0,183	0,059	0,039	0,021
60	0,016	-0,161	0,195	-0,163	0,208	-0,230	0,071	0,046	0,026
70	0,010	-0,189	0,227	-0,192	0,246	-0,265	0,082	0,057	0,033
80	0,004	-0,225	0,270	-0,231	0,296	-0,308	0,098	0,070	0,039
90	-0,003	-0,257	0,312	-0,265	0,342	-0,347	0,113	0,084	0,045
100	-0,011	-0,296	0,368	-0,308	0,405	-0,394	0,134	0,101	0,051
110	-0,018	-0,326	0,413	-0,340	0,454	-0,433	0,149	0,114	0,057
120	-0,027	-0,367	0,480	-0,385	0,526	-0,484	0,175	0,130	0,062
130	-0,034	-0,396	0,529	-0,416	0,580	-0,521	0,191	0,144	0,068
140	-0,043	-0,436	0,605	-0,460	0,663	-0,576	0,219	0,160	0,072
150	-0,053	-0,465	0,657	-0,491	0,722	-0,615	0,239	0,175	0,078
160	-0,067	-0,507	0,742	-0,536	0,818	-0,674	0,277	0,192	0,082
170	-0,077	-0,538	0,804	-0,569	0,887	-0,717	0,300	0,207	0,088
171,5	-0,081	-0,543	0,813	-0,575	0,900	-0,724	0,305	0,210	0,089

Dehnung Holzbalken

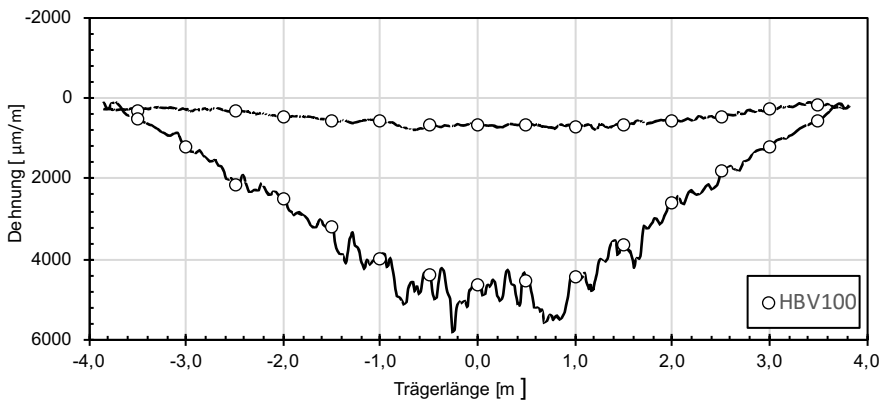
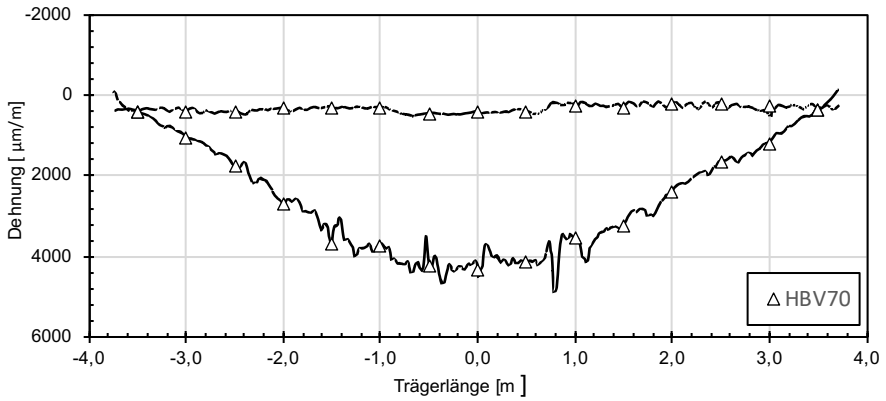
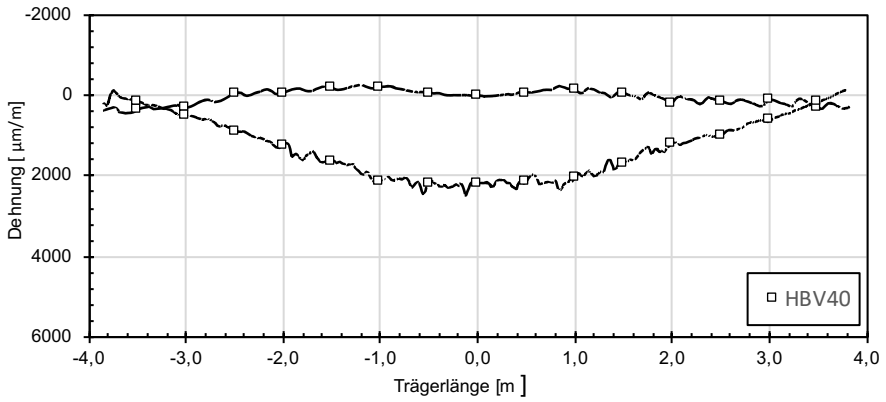
Laststufe 70 kN



P = 150 kN



Laststufe Versagen



Anhang C – Versuchsdaten Holz-Beton-Verbundträger

HBV40	Dehnung Holzbalken [$\mu\text{m}/\text{m}$]				
	Länge [m]	70 kN		Versagen	
		oben	unten	oben	unten
-3,50	256	150	365	141	
-3,00	257	428	308	493	
-2,50	57	722	-52	866	
-2,00	129	1029	-46	1216	
-1,50	-16	1423	-199	1647	
-1,00	-54	1847	-204	2120	
-0,50	17	1895	-72	2156	
0,00	59	1923	-2	2166	
0,50	-17	1907	-75	2149	
1,00	-61	1813	-142	2047	
1,50	-5	1499	-70	1691	
2,00	199	1057	182	1199	
2,50	156	876	156	991	
3,00	108	535	120	600	
3,50	260	148	312	156	

HBV70	Dehnung Holzbalken [$\mu\text{m}/\text{m}$]						
	Länge [m]	70 kN		150 kN		Versagen	
		oben	unten	oben	unten	oben	unten
-3,50	101	208	336	396	375	395	
-3,00	134	468	361	1004	390	1026	
-2,50	175	764	370	1687	375	1746	
-2,00	172	1125	320	2563	300	2673	
-1,50	202	1484	316	3474	288	3645	
-1,00	205	1531	320	3556	293	3728	
-0,50	256	1717	460	4010	443	4201	
0,00	219	1794	415	4118	402	4304	
0,50	237	1721	397	3960	374	4136	
1,00	209	1480	304	3362	258	3501	
1,50	212	1332	339	3082	271	3223	
2,00	184	986	294	2272	192	2389	
2,50	135	658	301	1499	195	1622	
3,00	122	483	368	1081	250	1171	
3,50	109	168	330	344	330	324	

Anhang C – Versuchsdaten Holz-Beton-Verbundträger

HBV100	Dehnung Holzbalken [$\mu\text{m}/\text{m}$]						
	Länge [m]	70 kN		150 kN		Versagen	
		oben	unten	oben	unten	oben	unten
-3,50	77	208	234	427	290	483	
-3,00	80	484	239	1035	291	1183	
-2,50	120	845	259	1861	293	2147	
-2,00	174	974	380	2145	429	2471	
-1,50	245	1253	487	2742	541	3166	
-1,00	248	1535	485	3436	535	3982	
-0,50	292	1666	584	3754	654	4347	
0,00	269	1794	581	3994	662	4613	
0,50	283	1762	559	3937	627	4490	
1,00	325	1660	623	3799	691	4425	
1,50	283	1404	581	3134	657	3618	
2,00	211	1013	474	2246	544	2595	
2,50	160	696	369	1536	425	1772	
3,00	93	472	221	1041	257	1194	
3,50	35	219	112	464	147	531	

Lebenslauf

Persönliche Daten:

Name: Philipp Hauser

Beruflicher Werdegang:

02/2023 – heute: Projektingenieur bei Ingenieurgruppe Bauen PartG mbh in Mannheim mit den Schwerpunkten in der Tragwerksplanung im Stahlbau und der bautechnischen Prüfung

10/2018 – 12/2022: Wissenschaftlicher Mitarbeiter an der TU Kaiserslautern am Fachgebiet Stahlbau bei Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Kurz

Ausbildung:

10/2015 – 08/2018: Studium des Bauingenieurwesens mit der Vertiefungsrichtung Konstruktiver Ingenieurbau an der Technischen Universität Kaiserslautern
Abschluss als Master of Science

10/2012 – 02/2016: Studium des Bauingenieurwesens an der Technischen Universität Kaiserslautern
Abschluss als Bachelor of Science

05/2012: Abitur am Balthasar Neumann Technikum in Trier