Steifigkeitsverhalten von Doppelverbundbrücken mit Trapezblechstegen

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

Vorgelegt von

Frank Reichert

aus Tübingen

Hauptberichter:

Prof. Dr.-Ing. Balthasar Novák

Mitberichter:

Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann

Prof. Dr.-Ing. Ingbert Mangerig

Tag der mündlichen Prüfung: 10.07.2013

Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren
der Universität Stuttgart

2014

Erklärung

Hiermit erkläre ich, die vorliegende Arbeit selbstständig und ohne fremde Hilfe verfasst zu haben. Benutzte Hilfsmittel, Quellen und Zitate sind ausdrücklich als solche gekennzeichnet.

Ettlingen, den 13.06.2013

Frank Reichert

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren der Universität Stuttgart.

Mein herzlicher Dank gilt meinem Doktorvater Herrn Prof. Dr.-Ing. Balthasar Novák für die Anregung zu dieser Arbeit, die fachlichen Diskussionen und nicht zuletzt für die menschliche Unterstützung und Geduld bis zur Fertigstellung der Arbeit.

Frau Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann danke ich für ihr Engagement beim gemeinsamen Forschungsprojekt ihres Instituts und des ILEKs sowie für die Übernahme des Mitberichts. Ebenso danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. Mangerig für die Übernahme des Mitberichts und die fachlichen Hinweise zur Vervollständigung meiner Arbeit.

Mein Dank gilt der Forschungsvereinigung Stahlanwendung e.V. (FOSTA), der Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH (DEGES) sowie den verschiedenen Industriepartnern, ohne deren Förderung der experimentelle Teil dieser Arbeit und die Untersuchungen an der Talbrücke Altwipfergrund nicht möglich gewesen wären.

Mein besonderer Dank gilt den Mitgliedern des ILEK für die kollegiale Zusammenarbeit und die stete Bereitschaft zu fachlichen Diskussionen. Besonders danken möchte ich Kerstin Wolff für die Korrektur meiner Arbeit und die ständige Aufrechterhaltung der Motivation sowie Jochen Röhm für die fruchtbare Zusammenarbeit an unserem gemeinsamen Forschungsprojekt.

Schließlich möchte ich ganz herzlich meiner Familie danken, für ihre Unterstützung in all den zurückliegenden Jahren meiner Studien- und Promotionszeit.

Kurzdarstellung

Die bislang in Deutschland nur an einem Pilotbauwerk praktizierte Anwendung von Trapezblechstegen im Verbundbrückenbau bietet durch die charakteristischen Eigenschaften des Trapezblechs konstruktive und wirtschaftliche Vorteile gegenüber konventionellen Spannbetonbrücken und der klassischen Verbundbauweise. Es stehen jedoch keine ausreichenden Erfahrungen und vor allem Regelungen bereit, um die Vorteile voll auszuschöpfen und eine wirtschaftliche Ausbildung zu ermöglichen. Gerade die Ausführung der ersten Pilotbrücke in Deutschland hat hier kritische Punkte aufgezeigt.

Während für die Erfassung des Beulverhaltens des Trapezblechsteges mit den aus der DASt-Richtlinie 015 [10] in die DIN EN 1993-1-5 Anhang D [21] übernommenen Regelungen vereinfachte Berechnungs- und Bemessungsansätze vorliegen, fehlen die Möglichkeiten, das Trag- und Verformungsverhalten auf einfache Weise mittels erprobten und bewährten Näherungsmethoden erfassen und berechnen zu können. Dies führte bei den ausgeführten Bauwerken teilweise zu aufwändigen Berechnungen am Gesamtsystem. Die restriktive Normungssituation in Deutschland führte zusätzlich dazu, dass wirtschaftliche Reserven in der Abtragung der Querkraftbeanspruchung nicht ausgenutzt werden konnten. Die Entwicklung vereinfachter Berechnungsmöglichkeiten zur Erfassung des Trag- und Verformungsverhaltens von Verbundträgern mit Trapezblechstegen stellt somit für das Potential dieser Bauweise eine wesentliche Voraussetzung dar.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird daher, ausgehend von Versuchen und Parameterstudien, das Steifigkeitsverhalten von Verbundträgern mit Trapezblechsteg und seine Auswirkungen auf das Verformungsverhalten untersucht sowie ein Näherungsverfahren zur einfachen Verformungsberechnung entwickelt. Dabei wird ein praxistaugliches Vorgehen angestrebt, welches in der Lage ist, das Verhalten auf einfache Art und Weise zu berücksichtigen, um den Planungs- und Berechnungsaufwand von Brückenbauwerken mit Trapezblechstegen gegenüber klassischen Verbundquerschnitten nicht mehr als erforderlich zu vergrößern und die Akzeptanz der Bauweise somit zu erhöhen.

Als Beitrag zur Verbesserung der Normungssituation wird für den Grenzzustand der Tragfähigkeit die Aufteilung der Beanspruchung auf die einzelnen Verbundpartner untersucht und ein erster Ansatz zu einer entsprechenden Berücksichtigung der Mitwirkung der Gurte am Querkraftabtrag von Doppelverbundbrücken mit Trapezblechstegen erarbeitet.

Die vorliegende Arbeit gliedert sich zur Bearbeitung der dargelegten Zielsetzungen in verschiedene Teile. Neben theoretischen Betrachtungen, Laborversuchen und numerischen Untersuchungen werden auch die Ergebnisse von Messungen an der Talbrücke Altwipfergrund, der einzigen bislang in Deutschland errichteten Verbundbrücke mit Trapezblechstegen, mit einbezogen.

Zunächst werden die wissenschaftlichen Grundlagen und bestehenden Arbeiten zum Tragverhalten von Sandwichkonstruktionen im Allgemeinen sowie im Speziellen von Stahl- und Verbundkonstruktionen mit Trapezblechstegen betrachtet. Ergänzt durch die Beleuchtung ausgeführter Bauwerke, hauptsächlich in Japan, sowie des Vorgehens bei ihrer Berechnung und Bemessung, werden damit bereits existierende und erprobte Methoden identifiziert und auf ihre Anwendungs- und Erweiterungsmöglichkeiten hin analysiert.

Im nächsten Schritt wird durch die Durchführung von zwei großmaßstäblichen Versuchen mit umfangreichem Messprogramm das grundsätzliche Tragverhalten von Verbundträgern mit Trapezblechsteg realitätsnah untersucht. Dabei kommen Geometrieverhältnisse zum Einsatz, wie sie auch im Brückenbau zur Anwendung kommen würden bzw. bereits zur Anwendung gekommen sind. Die untersuchten Versuchsträger bilden diese Geometrie ca. im Maßstab 1:2 ab. Im Vorfeld der Großversuche wurden im Rahmen eines institutsübergreifenden Forschungsvorhabens bereits Untersuchungen zu verschiedenen Varianten der Verbundfugenausbildung durchgeführt, deren Ergebnisse bei der Auslegung der Verbundfuge der Großversuchskörper berücksichtigt werden können. Da das Beulverhalten nicht Gegenstand der durchgeführten Untersuchungen sein soll, hierfür liegen mit DIN EN 1993-1-5 Anhang D [21] bereits ausreichende Ansätze vor, werden eine Faltungsgeometrie und Blechdicke des Trapezblechstegs gewählt, die ein Beulversagen der Versuchskörper ausschließen.

Die Ergebnisse der durchgeführten Großversuche bilden die Grundlage und Kalibrierungsbasis für eine anschließende numerische Modellierung. Mit Hilfe dieser numerischen Berechnungen lässt sich der Erkenntnis- und Parameterumfang sowohl für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit als auch für den Grenzzustand der Tragfähigkeit gegenüber dem naturgemäß beschränkten experimentellen Versuchsprogramm bedeutend erweitern. Die Berechnungen erfolgen mit dem Programmsystem DIANA, das vielfältige Optionen zur Auswahl von Elementen, Materialgesetzen und Berechnungsverfahren liefert. Grundlage der weiteren Berechnungen ist die Modellierung der Versuche, die zur Verifizierung des FE-Modells und als Referenzpunkt der weiteren Parameteruntersuchungen dient. Je nach Zielsetzung der Berechnung werden dabei linear elastische bzw. materiell nichtlineare Berechnungsmethoden inklusive Modellierung der Verbundfuge mit Interfaceelementen eingesetzt.

Ausgehend von den Ergebnissen der Versuche und der numerischen Parameterstudien kann für die Berechnung der Verformungen ein Näherungsverfahren für die Anwendung in der Stabstatik entwickelt werden. Dieses basiert auf einer Modifikation der Schubfläche und ermöglicht eine realistische Ermittlung der Schubverformung auch bei Verbundträgern mit Trapezblechstegen. Zur Ermittlung der modifizierten Schubfläche, die für die korrekte Erfassung der Schubverformung benötigt wird, wird eine einfache Näherungslösung erarbeitet, die mit Hilfe der Querschnittsgeometrie und unter Berücksichtigung der Faltung arbeitet. Mit Hilfe dieser Näherung kann das Verfahren der Stabstatik erweitert werden, um damit

auf einfache Weise die Verformungen von Trapezblechstegträgern realitätsnah und praxistauglich berechnen zu können.

Ergänzend zu den Näherungslösungen für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit werden mit Hilfe der nichtlinearen FE-Modelle auch für den Grenzzustand der Tragfähigkeit erste Ansätze für Näherungsformeln angegeben, die die Abschätzung der Querkraftaufteilung zwischen den einzelnen Verbundpartnern ermöglichen sollen. Diese sind als Ausgangspunkt und Vorschlag für die Berücksichtigung der Mitwirkung der Gurte am Querkraftabtrag von Doppelverbundbrücken mit Trapezblechstegen zu verstehen und sollen das Potential dieser Betrachtungsweise aufzeigen.

Die im Zuge eines am Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren durchgeführten Forschungsvorhabens erfolgten Messungen an der Talbrücke Altwipfergrund ergeben schließlich die Möglichkeit, die anhand der experimentellen und numerischen Untersuchungen gewonnenen Ergebnisse auch für die Praxisanwendung zu überprüfen und zu verifizieren. Der Vergleich der im Rahmen der vorliegenden Arbeit entwickelten Näherungsverfahren für die Querkraftaufteilung und die Berechnung der Verformungen mit den Messungen bestätigt deren Gültigkeit und Genauigkeit.

Abstract

Up to now there is only one project in Germany, where the application of corrugated steel webs has been practiced in the field of composite bridges. Due to the characteristics of the corrugated steel web this construction method has constructive and economic advantages compared to PC or composite bridges. However there is lack of experiences and standards to fully utilize these advantages and to allow an economic application. Especially the first project in Germany exposed some critical points.

For calculating the buckling behavior of the corrugated steel webs it is possible to use the DASt-Richtlinie 015 [10] and DIN EN 1993-1-5 Annex D [21] respectively. But the lack in methods to describe and calculate the bearing and deflection behavior in an easy way led to complex 3-D-calculation of the whole system. Moreover, due to the restrictive standards in Germany the reserves in shear bearing capacity could not be used completely. Thus the development of simplified calculation methods for the bearing and deflection behavior of composite bridges with corrugated steel webs is an essential issue for the potential of this construction method.

For this reasons the present thesis analyses, based on experimental and numerical studies, the stiffness behavior of composite girders with corrugated steel webs and its effects on deflections. A simple approximation method to calculate the deflections is developed. A method for simple practical use is desired, for keeping the additional effort for design and calculation as low as possible, compared to typical composite sections and thus increasing the acceptance of the construction method.

As a contribution for improvement of the standards the distribution of shear forces for the ultimate limit state is determined and a first proposal for consideration of contribution of the flanges in calculation and design is developed.

For development of the aforementioned objectives the present thesis is divided in several parts. In addition to theoretical approaches, experimental and numerical studies there are results of measurements at the Altwipfergrund Bridge, the only Bridge with corrugated steel webs in Germany, which can be taken into account.

In the first step scientific basics and existing theses about sandwich constructions and steel and composite constructions with corrugated steel webs are examined. Together with consideration of existing bridges, mainly in Japan, and the calculation approaches used there, it is possible to identify and analyze existing methods, their application spectrum and development potentialities.

In the next step the general behavior of composite girders with corrugated steel webs is analyzed by testing two large scale specimens with extensive measurement program. The geometry of the specimen is similar to the geometry already

used at bridge constructions, in a scale of approximately 1:2. Prior to these experiments there have been taken place some experiments about different alternatives of joints between concrete slab and corrugated steel web. The results of these experiments have been taken into account at the design of the large scale specimens. Since buckling behavior is already dealt with within DIN EN 1993-1-5 Annex D [21] a geometry and thickness of the corrugated web is selected, that not allows any buckling failure of the specimens.

The results of the large scale testing are the basis for calibration of the subsequent numerical modeling. With these numerical calculations the range of results and parameters can be increased considerably compared to the experimental testing, for the serviceability limit state as well as the ultimate limit state. The calculations are made with the program DIANA, which offers a great variety of element types, materials and solvers. Basis of all calculations is the modeling of the large scale tests, which can be used for calibration and verification of the finite element model. Regarding on the purpose of the calculation there are used linear as well as nonlinear methods, even with using interface elements for modeling the joints between concrete slabs and corrugated steel webs.

Based on the results of experimental testing and numerical studies an approximation method for calculation of deflections is developed. It is based on modification of the effective shear force area and allows a realistic determination of deflections due to shear force for composite sections with corrugated steel webs. For calculation of this effective shear force area there is a simple approximation solution, working just with geometry of the cross section and corrugation. The modified shear force area can be used in truss calculations as a simple method for calculating deflections for corrugated steel web girders in a realistic and practical way.

In addition to the approximation methods for the serviceability limit state there are also some approximation methods for the ultimate limit state, which allows the estimation of shear force distribution between concrete slabs and corrugated steel webs. This method is a first proposal for taking the concrete slabs into account for the shear bearing capacity of composite bridges with corrugated steel webs.

During a research project at the ILEK there was the opportunity for measurements at the Altwipfergrund Bridge. These Measurements offer the chance to control and verify the results of the experimental and numerical studies. The comparison of the developed approximation methods for deflection and shear force distribution with the measurement results confirms their validity and precision.

Inhaltsverzeichnis

Abbildungsverzeichnis **17**

Tabellenverzeichnis **22**

Bezeichnungen **23**

Lateinische Bezeichnungen 23

Griechische Bezeichnungen 24

1 Einführung **25**

1.1 Motivation und Problemstellung 26

1.2 Zielsetzung und Vorgehen 27

2 Stand der Technik und Forschung **29**

2.1 Allgemeines 30

2.2 Grundlagen und wissenschaftliche Grundlagenarbeiten 30

2.2.1 Sandwichtheorie 30

2.2.2 Versuche und Untersuchungen an reinen Stahlträgern 32

2.2.3 Untersuchungen von Müller 33

2.2.4 Untersuchungen von Weißbach 35

2.3 Untersuchungen zu ausgeführten Brückenbauwerken 36

2.3.1 Talbrücke Altwipfergrund 36

2.3.2 Koinumarukawa-Brücke 37

2.3.3 Untersuchungen zum Verhalten an Mittelpfeilern 38

2.3.4 Untersuchungen zum Schub- und Biegetragverhalten 40

2.3.5 Weitere Untersuchungen zum Tragverhalten 41

2.4 Zusammenfassung der verfügbaren Erkenntnisse 42

2.4.1 Querkrafttragverhalten 42

2.4.2 Stabstatikberechnung 42

2.4.3 Sandwich-Stabelemente 43

2.4.4 Fachwerkmodelle 43

2.4.5 Räumliche FE-Modellierung 45

2.4.6 Fazit 45

3 Experimentelle Untersuchungen **47**

3.1 Allgemeines 48

3.2 Entwicklung der Versuchskörper 48

3.3 Versuchsprogramm 50
3.4 Werkstoffe 50
3.5 Versuchsaufbau 51
3.6 Durchgeführtes Messprogramm 52
3.6.1 Übersicht 52
3.6.2 DMS-Rosetten auf dem Steg (①, ②) 53
3.6.3 Schlupfmessungen (④,⑤) 54
3.6.4 Dehnungsmessungen der Betongurte (③) 54
3.6.5 Messung der Vertikalverformung (⑥) 55
3.6.6 DMS auf Bewehrung 56
3.6.7 Kraftmessdosen 56
3.7 Versuchsablauf 57
3.8 Versuchsergebnisse 59
3.8.1 Allgemeines 59
3.8.2 Verformungen 59
3.8.3 Spannungen im Trapezblechsteg 60
3.8.4 Dehnungen der Betongurte 63
3.8.5 Kraftmessdosen 64
3.9 Zusammenfassung 65
4 Numerische Untersuchungen 67
4.1 Allgemeines 68
4.2 Modellierung 3-D-Modelle 69
4.2.1 Elementauswahl 69
4.2.2 Materialgesetze 70
4.2.3 Detailausbildung und Vernetzung 72
4.2.4 Beanspruchungen 73
4.3 Modellierung Querschnittsberechnungen 74
4.4 Durchgeführtes Berechnungsprogramm 75
4.4.1 Allgemeines 75
4.4.2 Linear elastische 3-D-Modelle 75
4.4.3 Querschnittsberechnungen 76
4.4.4 Materiell nichtlineare Berechnungen 77

4.5 Ergebnisse der numerischen Untersuchungen 79
4.5.1 Allgemeines 79
4.5.2 Verifizierung der Modelle 79
5 Ergebnisse der Untersuchungen 81
5.1 Allgemeines 82
5.2 Ergebnisse im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit 82
5.2.1 Ergebnisse der linear elastischen 3-D-Modelle 82
5.2.2 Ergebnisse der Querschnittsberechnungen 88
5.2.3 Einfluss der untersuchten Parameter 89
5.3 Anwendung zur Verformungsberechnung 97
5.3.1 Allgemeines 97
5.3.2 Vorgehen bei der Berechnung 98
5.3.3 Verifikation der Näherungslösungen 99
5.3.4 Parameteruntersuchungen zur Schubflächenermittlung ..103
5.4 Zusammenfassung der linear elastischen Ergebnisse 109
5.5 Ergebnisse im Grenzzustand der Tragfähigkeit 110
5.5.1 Allgemeines 110
5.5.2 Ergebnisse der nichtlinearen 3-D-Modelle 111
5.5.3 Einfluss der untersuchten Parameter 115
5.5.4 Zusammenfassung der Ergebnisse 120
6 Bauwerksmessungen 123
6.1 Allgemeines 124
6.2 Die Talbrücke Altwipfergrund 124
6.3 Durchgeführte Messungen 125
6.3.1 Allgemeines 125
6.3.2 Belastungsprogramm 126
6.3.3 Geodätische Messungen 127
6.3.4 Messungen mit DMS 128
6.4 Ergebnisse der Messungen 129
6.4.1 Messung 1 129
6.4.2 Messung 2 130
6.5 Vergleich der Messergebnisse mit bisherigen Erkenntnissen 131

6.5.1 Allgemeines 131
6.5.2 Aufbereitung der DMS-Messergebnisse 131
6.5.3 Vergleich der Querkraftaufteilung 132
6.5.4 Vergleich der Verformungen 133
6.6 Zusammenfassung 134
7 Zusammenfassung und Ausblick 135
7.1 Zusammenfassung 136
7.2 Ausblick 137
Literaturverzeichnis 139
Anhang 143

Abbildungsverzeichnis

Abb. 1.1: Beispiele ausgeführter Bauwerke mit Trapezblechsteg 26
Abb. 2.1: Tragverhalten von Sandwichbalken [47] 31
Abb. 2.2: Spannungsverteilung am Sandwichelement [47] 31
Abb. 2.3: Korrigierter Schubspannungsverlauf [32] 34
Abb. 2.4: Kinematik des Sandwichelements [32] 34
Abb. 2.5: ebenes Stabwerkmodell [32] 34
Abb. 2.6: Modell Ersatzfachwerk [32] 34
Abb. 2.7: Modell nach Weißbach zur Ermittlung der Querkraftaufteilung [51] 36
Abb. 2.8: Querschnitt Koinumarukawa-Brücke [46] 38
Abb. 2.9: Anteil der Querkraft im Steg [46] 38
Abb. 2.10: Versuchskörpergeometrie von Shiratani [43] 39
Abb. 2.11: Querkraftanteil im Steg nach Shiratani [43] 39
Abb. 2.12: Dehnungsebenen an langen Biegeträgern nach Ikeda [24] 41
Abb. 3.1: Trapezblechgeometrie der Trägerversuche [mm] 48
Abb. 3.2: Hauptabmessungen der Versuchsträger [mm] 49
Abb. 3.3: Träger, eingebaut in Versuchsstand 52
Abb. 3.4: Vorspanneinrichtung 52
Abb. 3.5: Lager verschieblich, gelenkig 52
Abb. 3.6: Schematischer Überblick über die Messungen bei TR1 53
Abb. 3.7: DMS-Rosetten im Stegbereich 54
Abb. 3.8: DMS-Rosette an der Verbundfuge 54
Abb. 3.9: Dehnungsmessung an Betongurten, Messgeber und Anordnung Schnitt BD2 55
Abb. 3.10: Verdichtete Verformungsmessung Träger TR2 56
Abb. 3.11: Anordnung der DMS auf Längsbewehrung im Untergurt 56
Abb. 3.12: Schrägrisse im Feldbereich 58
Abb. 3.13: Klaffen am Trapezblech 58
Abb. 3.14: Lokale Verformung Feldmitte 58
Abb. 3.15: Risse an Unterseite Obergurt 58
Abb. 3.16: Zerstörte Druckzone 59

Abb. 3.17: Gerissener Bewehrungsstahl 59
Abb. 3.18: Vergleich ausgewählter Last-Verformungs-Kurven 60
Abb. 3.19: Schubspannungen Messschnitt R1 am Träger TR2 61
Abb. 3.20: Schubspannungen Messschnitt R2 am Träger TR2 61
Abb. 3.21: Schubspannungen Messschnitt R3 am Träger TR2 62
Abb. 3.22: Schubspannungen Messschnitt R4 am Träger TR2 62
Abb. 3.23: Dehnungsebenen Schnitt BD1 bei verschiedenen Belastungen 63
Abb. 3.24: Dehnungsebenen aus Gesamtbiegung und Eigenbiegung 64
Abb. 3.25: Auswertung der Kraftmessdosen KMD1 und KMD2 (TR1) 64
Abb. 4.1: Schalenelement CQ40S [13] 69
Abb. 4.2: Volumenelement CHX60 [13] 69
Abb. 4.3: Interfaceelement CL24I [13] 69
Abb. 4.4: Spannungs-Dehnungsbeziehungen des Bewehrungsstahls 71
Abb. 4.5: Spannungs-Dehnungs-Beziehung für Beton (einaxial) 71
Abb. 4.6: Umsetzung in Materialgesetz nach Drucker-Prager 71
Abb. 4.7: FE-Modell zur Versuchsnachrechnung 73
Abb. 4.8: Vergleich der Last-Verformungs-Kurven 79
Abb. 4.9: Vergleich der Querkraftaufteilung EIN_LIN_002 und QS_LIN_101 80
Abb. 5.1: Last-Verformungs-Kurven EIN_LIN_001 bis 006 83
Abb. 5.2: Aufteilung der Querkraft Modell EIN_LIN_001 84
Abb. 5.3: Aufteilung der Querkraft Modell EIN_LIN_002 84
Abb. 5.4: Aufteilung der Querkraft Modell EIN_LIN_003 85
Abb. 5.5: Querkraftaufteilung Schnitt R1; linear elastische Trägerberechnungen 85
Abb. 5.6: Querkraftaufteilung Schnitt R3; linear elastische Trägerberechnungen 86
Abb. 5.7: Ausbreitung der Störbereiche über die Trägerlänge 87
Abb. 5.8: Ausbreitung der Störbereiche über die bezogene Trägerlänge 88
Abb. 5.9: Querkraftaufteilung aus Querschnittsberechnungen 89
Abb. 5.10: Querkraftanteil des Steges, alle linear elastischen Modelle 90
Abb. 5.11: Querkraftanteil des Steges in Abhängigkeit von Gurt- zu Steghöhe 92

Abb. 5.12: Querkraftanteil des Steges in Abhängigkeit von Steg- zu Gesamthöhe 93
Abb. 5.13: Querschnitt der Koinumarukawa Brücke (schematisch) 93
Abb. 5.14: Vergleich der Näherungslösungen mit Referenzwerten 95
Abb. 5.15: Abweichung der Näherungslösungen von Referenzwerten..... 96
Abb. 5.16: Qualität der untersuchten Näherungslösungen 97
Abb. 5.17: Vergleich Stabstatikmodelle - Referenzmodell.....101
Abb. 5.18: Abweichungen Stabstatikmodelle - Referenzmodell 101
Abb. 5.19: Überlegungen zur Umwandlung von Biege- in Längssteifigkeit 102
Abb. 5.20: Schubfläche bzw. Schubkorrekturfaktor aus Querschnittsberechnungen 104
Abb. 5.21: Schubfläche A_S in Abhängigkeit des Querkraftanteils im Steg.....106
Abb. 5.22: Schubfläche A_S in Abhängigkeit der Stegfläche A_{st} 107
Abb. 5.23: Schubfläche A_S in Abhängigkeit von Stegfläche und Querkraftanteil 107
Abb. 5.24: Vergleich Näherungslösungen mit Referenzwerten.....108
Abb. 5.25: Abweichung der Näherungslösung von den Referenzwerten.....109
Abb. 5.26: Last-Verformungs-Diagramme aller nichtlinearen Modelle 111
Abb. 5.27: Querkraftaufteilung Schnitt R1; nichtlineare Trägerberechnungen 113
Abb. 5.28: Ausbreitung der Störbereiche bei nichtlinearer Berechnung 114
Abb. 5.29: Aufteilung der Querkraft Modell EIN_NL_001 114
Abb. 5.30: Aufteilung der Querkraft Versuchsträger TR2 114
Abb. 5.31: Querkraftaufteilung Schnitt R2; nichtlineare Trägerberechnungen 115
Abb. 5.32: Querkraftaufteilung Schnitt R3; nichtlineare Trägerberechnungen 115
Abb. 5.33: Querkraftaufteilung Schnitt R4; nichtlineare Trägerberechnungen 116
Abb. 5.34: Q-Aufteilung R1, normiert 116
Abb. 5.35: Q-Aufteilung R2, normiert 116
Abb. 5.36: Q-Aufteilung R3, normiert 117
Abb. 5.37: Q-Aufteilung R4, normiert 117

Abb. 5.38: normierter Q-Anteil, links Schnitt R1, Mitte Schnitt R3, rechts Schnitt R4 117
Abb. 5.39: Q-Anteil Steg (normiert) in Abhängigkeit der Obergurtbreite (R1) 118
Abb. 5.40: Q-Anteil Steg (normiert) in Abhängigkeit des Höhenverhältnisses (R1) 119
Abb. 5.41: Abweichung der Näherungslösung von Referenzwerten (R1) 120
Abb. 6.1: Talbrücke Altwipfergrund 124
Abb. 6.2: Regelquerschnitt des Überbaus in Feldmitte, aus [11] 125
Abb. 6.3: Längsschnitt des nördlichen Überbaus im Endfeld 125
Abb. 6.4: Belastungsanordnung Messung 1 127
Abb. 6.5: Belastungsanordnung Messung 2 127
Abb. 6.6: Lage der DMS am nördlichen Steg, Messung 1 128
Abb. 6.7: Lage der DMS am nördlichen Steg, Messung 2 129
Abb. A1: Aufteilung der Querkraft Modell EIN_LIN_001 144
Abb. A2: Aufteilung der Querkraft Modell EIN_LIN_002 144
Abb. A3: Aufteilung der Querkraft Modell EIN_LIN_003 145
Abb. A4: Aufteilung der Querkraft Modell EIN_LIN_004 145
Abb. A5: Aufteilung der Querkraft Modell EIN_LIN_005 146
Abb. A6: Aufteilung der Querkraft Modell EIN_LIN_006 146
Abb. A7: Aufteilung der Querkraft Modell EIN_LIN_101 147
Abb. A8: Aufteilung der Querkraft Modell EIN_LIN_201 147
Abb. A9: Aufteilung der Querkraft Modell EIN_LIN_301 148
Abb. A10: Querkraftaufteilung Schnitt R1; linear elastische Trägerberechnungen 148
Abb. A11: Querkraftaufteilung Schnitt R2; linear elastische Trägerberechnungen 149
Abb. A12: Querkraftaufteilung Schnitt R3; linear elastische Trägerberechnungen 149
Abb. A13: Querkraftaufteilung Schnitt R4; linear elastische Trägerberechnungen 150
Abb. A14: Querkraftaufteilung aus Querschnittsberechnungen 150
Abb. A15: Aufteilung der Querkraft Modell EIN_NL_001 151
Abb. A16: Aufteilung der Querkraft Modell EIN_NL_002 151

Abb. A17: Aufteilung der Querkraft Modell EIN_NL_003 152
Abb. A18: Aufteilung der Querkraft Modell EIN_NL_005 152
Abb. A19: Aufteilung der Querkraft Modell EIN_NL_006 153
Abb. A20: Aufteilung der Querkraft Modell EIN_NL_007 153
Abb. A21: Aufteilung der Querkraft Modell EIN_NL_008 154
Abb. A22: Querkraftaufteilung Schnitt R1; nichtlineare Trägerberechnungen 154
Abb. A23: Querkraftaufteilung Schnitt R2; nichtlineare Trägerberechnungen 155
Abb. A24: Querkraftaufteilung Schnitt R3; nichtlineare Trägerberechnungen 155
Abb. A25: Querkraftaufteilung Schnitt R4; nichtlineare Trägerberechnungen 156
Abb. A26: Q-Anteil Steg (normiert) in Abhängigkeit der Obergurtbreite (R1) 157
Abb. A27: Q-Anteil Steg (normiert) in Abhängigkeit des Höhenverhältnisses (R1) 157
Abb. A28: Q-Anteil Steg (normiert) in Abhängigkeit der Obergurtbreite (R3) 158
Abb. A29: Q-Anteil Steg (normiert) in Abhängigkeit des Höhenverhältnisses (R3) 158
Abb. A30: Q-Anteil Steg (normiert) in Abhängigkeit der Obergurtbreite (R4) 159
Abb. A31: Q-Anteil Steg (normiert) in Abhängigkeit des Höhenverhältnisses (R4) 159
Abb. A32: Abweichung der Näherungslösung von Referenzwerten (R1) 160
Abb. A33: Abweichung der Näherungslösung von Referenzwerten (R3) 160
Abb. A34: Abweichung der Näherungslösung von Referenzwerten (R4) 161

Tabellenverzeichnis

Tab. 3.1: Übersicht über das experimentelle Versuchsprogramm 50
Tab. 3.2: Werkstoffkennwerte der Stahlbleche..... 50
Tab. 3.3: Werkstoffkennwerte der Bewehrungsstähle 51
Tab. 3.4: Betonkennwerte..... 51
Tab. 4.1: Übersicht über die linear elastischen Berechnungen..... 76
Tab. 4.2: Übersicht über die Querschnittsberechnungen 77
Tab. 4.3: Übersicht über die materiell nichtlinearen Berechnungen..... 78
Tab. 5.1: Modelle ohne Veränderung des Ergebnisses..... 90
Tab. 5.2: Modelle mit signifikanter Veränderung des Ergebnisses..... 91
Tab. 5.3: Übersicht über die verschiedenen Stabstatikberechnungen.....100
Tab. 5.4: Modelle zur Untersuchung der Schubfläche.....105
Tab. 6.1: Spannungen und Spannungsintegrale Messung 1 129
Tab. 6.2: Vertikale Verschiebungen Messung 2 130
Tab. 6.3: Spannungen und Spannungsintegrale Messung 2 130
Tab. 6.4: Querkraftaufteilung bei den Messungen 132
Tab. 6.5: Vergleich der Verformungen 134

Bezeichnungen

Lateinische Bezeichnungen

A	Querschnittsfläche allgemein
A	Bruchdehnung
A_S	Schubfläche
A_{st}	Stegfläche
a_1	Länge des geraden Stegblechabschnitts
a_2	Länge des schrägen Stegblechabschnitts
a_3	Amplitude der Faltung
a_4	projizierte Länge des schrägen Stegblechabschnitts
b_o	Breite Stahlbetongurt oben
b_u	Breite Stahlbetongurt unten
$b_{Druckgurt}$	Breite des druckbeanspruchten Stahlbetongurts
E	E-Modul allgemein
E'	fiktiver Ersatz-E-Modul
E_a	E-Modul des Stahls
E_c	E-Modul des Betons
$f_{cm,\ cube}$	mittlere Würfeldruckfestigkeit des Betons
$f_{ct,\ fl}$	Biegezugfestigkeit des Betons
G	Schubmodul
G'	fiktiver Schubmodul des gefalteten Bleches
G'_a	fiktiver Schubmodul des gefalteten Bleches
G_{Stab}	Schubmodul des bei der Stabstatik verwendeten Materials
H	lichte Steghöhe (bei geneigten Stegen Abwicklungslänge)
h_{ges}	Gesamtträgerhöhe inkl. Gurten
h_{st}	Höhe des Steges (bei geneigten Stegen projizierte Höhe)
h^k	Höhe der Kernschicht (Bezeichnung nach Weißbach)
h^d	Höhe der Deckschicht (Bezeichnung nach Weißbach)
I	Flächenträgheitsmoment
L	Trägerlänge
M	Biegemoment allgemein

Q	Querkraft allgemein
Q_{st}	Querkraftanteil des Steges
Q_{ges}	Gesamtquerkraft
$Q^{Y}_{z,\ Steg}$	Querkraftanteil des Steges (Bezeichnung nach Weißbach)
$Q_{z,\ ges}$	Gesamtquerkraft (Bezeichnung nach Weißbach)
$R_{p\ 0,2}$	technische Streckgrenze bei 0,2% verbleibender Dehnung
R_m	Zugfestigkeit des Stahles
S_{R1}	Spannungsintegral der lokalen Normalspannung σ_{R1}
S_{R2}	Spannungsintegral der lokalen Normalspannung σ_{R2}
T	Schubfluss
t_w	Trapezblechdicke
t_o	Dicke Stahlbetongurt oben (an Steganschluss)
t_u	Dicke Stahlbetongurt unten (an Steganschluss)
w	Verformung
x	Laufvariable

Griechische Bezeichnungen

β	Schubkorrekturfaktor
φ	Neigungswinkel der Stege
κ	Schubkorrekturfaktor
Π^{*}_{Q}	Formänderungsenergie infolge äußerer Querkraft
Π^{*}_{τ}	Formänderungsenergie infolge innerer Schubbeanspruchung
σ_{R1}	lokale Normalspannung
σ_{R2}	lokale Normalspannung
τ	Schubspannung allgemein
$\tau_{1,2}$	Schubspannung
τ_{mittel}	mittlere Schubspannung

1 Einführung

1.1 Motivation und Problemstellung

Die Entwicklung von Stahlverbundträgern geht in Deutschland mit der Anwendung von einbetonierten Walzträgern zurück bis zum Ende des 19. Jahrhunderts. Erste nennenswerte Einsätze von Verbundträgern im Brückenbau fanden jedoch erst in den 1930er Jahren statt. Gleichzeitig mit der Weiterentwicklung dieser Bauweise fanden parallel auch maßgebende Entwicklungen und Fortschritte im Spannbetonbau statt. Verbunden mit hohen Stahlpreisen in den 1960er und 1970er Jahren führte dies zu einer fast völligen Verdrängung der Verbundbrücken.

Erst in den 1980ern kam es zur Weiterentwicklung des Verbundbrückenbaus und zu verstärktem Einsatz. Die Entwicklung des Doppelverbundes, in Deutschland erstmalig an der Innbrücke Wasserburg um 1985 ausgeführt, ist dabei ein entscheidender Entwicklungsschritt für die spätere Anwendung von Doppelverbundträgern mit Trapezblechstegen. Durch den Einsatz von Beton in druckbeanspruchten Bereichen des Untergurtes lassen sich die ungünstige Druckbelastung des Bodenbleches und die daraus resultierende Beulgefährdung drastisch verringern.

Die Weiterentwicklung der Doppelverbundbauweise führte schließlich 1986 zur ersten Anwendung von Trapezblechstegen im Brückenbau. Die französische Fa. Campenon Bernard BTP ordnete über die gesamte Länge einen Betonuntergurt an und ersetzte die ebenen Stegbleche durch trapezförmig gefaltete. Weitere Bauwerke zunächst in Frankreich und ab 1993 auch in Japan folgten.

Abb. 1.1: Beispiele ausgeführter Bauwerke mit Trapezblechsteg

In Deutschland wurde die Anwendung von Trapezblechstegen an Verbundbrückenquerschnitten bisher nur an einem Projekt, der Talbrücke Altwipfergrund, praktiziert. Die ausgeführten Bauwerke im Ausland sowie die dabei gemachten Erfahrungen zeigen jedoch, dass diese Bauweise durch die charakteristischen

Eigenschaften des Trapezblechs konstruktive und wirtschaftliche Vorteile gegenüber bestehenden Brückenbauweisen aufweist.

Durch die Anordnung des gefalteten Stahlstegs ergibt sich ein reduziertes Eigengewicht gegenüber Hohlkastenkonstruktionen aus Stahl- bzw. Spannbeton. Im Vergleich zu Verbundquerschnitten mit ebenen Stegblechen ergeben sich vor allem durch die geänderten Steifigkeitseigenschaften des gefalteten Bleches verschiedene weitere Vorteile. Durch den erhöhten Beulwiderstand des gefalteten Steges kann auf die bei ebenen Blechen erforderlichen Längs- und Quersteifen und die damit verbundenen Schweißarbeiten verzichtet werden. Die Stege können dadurch in der Regel auf die Schubbeanspruchung infolge Querkraft und Torsion ausgelegt werden, bei entsprechender Faltungsgeometrie werden Stabilitätsprobleme nicht maßgebend. Die geringe Steifigkeit des Steges in Längsrichtung führt zu einem effektiven Einsatz der Vorspannung. Kräfte aus Längsvorspannung werden durch den Steg nicht behindert und verbleiben auch bei Schwinden und Kriechen im Stahlbetongurt. In Querrichtung weist der Steg durch die Faltung hingegen eine hohe Biegesteifigkeit auf. Dadurch kann die Anzahl der bei Verbundbrücken üblichen Querrahmen reduziert werden. Somit wird nicht nur ein geringerer Arbeitsaufwand erzielt, sondern es reduzieren sich gleichzeitig die ermüdungsrelevanten Schweißdetails.

Die dargelegten Eigenschaften wurden bei den ausgeführten Bauwerken jedoch nicht in aller Konsequenz ausgenutzt. In den begleitenden Untersuchungen zu den einzelnen Projekten wurden die speziellen Vorteile zwar teilweise identifiziert, in der Regel wurde jedoch aufgrund des Pilotcharakters der Bauwerke konservativ bemessen. Zudem waren die Untersuchungen in Japan bislang vor allem projektbezogen, eine umfassende wissenschaftliche Betrachtung fand nicht statt.

Auch in Deutschland konnte bei der Planung der Talbrücke Altwipfergrund aufgrund der fehlenden fundierten Berechnungsansätze sowie den dazugehörigen Nachweiskonzepten das Potential der Bauweise nicht voll ausgeschöpft werden.

1.2 Zielsetzung und Vorgehen

Für die Ausnutzung des verbesserten Beulverhaltens des Trapezblechsteges gegenüber ebenen Blechen liegen mit DIN EN 1993-1-5 [21], Anhang D ausreichend Berechnungs- und Bemessungsansätze vor. Die Betrachtung von Stabilitätsproblemen ist daher nicht Gegenstand dieser Arbeit.

Für andere Aspekte des Trag- und Verformungsverhaltens ergeben sich aufgrund der geänderten Steifigkeitsverhältnisse des gefalteten Bleches gegenüber ebenen Stegblechen jedoch noch verschiedene Fragestellungen. Durch die Faltung wirkt der Steg in erster Linie als reines Schubelement, die Biege- und Längssteifigkeit wird durch die Gurte bestimmt.

Insbesondere für Betrachtungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist dabei von Interesse, wie sich Beanspruchungen des Trägers auf die einzelnen Tragwerksteile aufteilen und so das Gesamtverformungsverhalten des Brücken-

bauwerks beeinflussen. Aber auch für den Grenzzustand der Tragfähigkeit stellt sich die Frage, ob gegenüber den Bemessungsgrundsätzen klassischer Verbundträger ein geändertes Vorgehen in Erwägung gezogen werden muss.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit sollen das Steifigkeitsverhalten und seine Auswirkungen auf das Verformungsverhalten von Verbundträgern mit Trapezblechsteg im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit untersucht werden. Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit soll die Aufteilung der Beanspruchung auf die einzelnen Verbundpartner untersucht und ein Vorschlag zu einer entsprechenden Berücksichtigung in der Bemessung erarbeitet werden. Dabei soll ein praxistaugliches Vorgehen entwickelt werden, welches in der Lage ist, die Unterschiede im Verhalten auf einfache Art und Weise zu berücksichtigen, ohne den Planungs- und Berechnungsaufwand von Brückenbauwerken mit Trapezblechstegen gegenüber klassischen Verbundquerschnitten mehr als erforderlich zu erhöhen.

Hierzu werden zunächst die theoretischen Grundlagen sowie die bisher durchgeführten Untersuchungen zu Trapezblechstegen analysiert und beschrieben. Die bisher bei der Planung und Konstruktion ausgeführter Bauwerke zum Einsatz gekommenen Berechnungsmethoden werden hinsichtlich ihrer Eignung zur Ermittlung des realistischen Verformungsverhaltens untersucht. Mit Hilfe von eigenen großmaßstäblichen Versuchen an Trägern wird das Trag- und Verformungsverhalten bis hin in den Traglastbereich experimentell ermittelt.

Basierend darauf wird anhand numerischer Untersuchungen mit Hilfe von linearen und nichtlinearen FE-Berechnungen der Erkenntnis- und Parameterumfang sowohl für den Bereich des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit als auch für den Grenzzustand der Tragfähigkeit erweitert und die relevanten Einflussparameter identifiziert. Auf Grundlage der Ergebnisse der durchgeführten Untersuchungen wird ein vereinfachtes Berechnungskonzept zur praxistauglichen Erfassung des Trag- und Verformungsverhaltens entwickelt.

Zur Beurteilung der Anwendbarkeit der entwickelten Methoden werden schließlich die Ergebnisse von Belastungs- und Tragwerksmessungen an der Talbrücke Altwipfergrund herangezogen und mit denen der erarbeiteten Näherungslösungen verglichen.

2 Stand der Technik und Forschung

2.1 Allgemeines

Die zur Verfügung stehenden Grundlagen und Untersuchungen zum Verhalten von Konstruktionen mit Trapezblechsteg lassen sich prinzipiell in zwei Kategorien aufteilen. Zum einen sind theoretische Grundlagen und wissenschaftliche Grundlagenarbeiten zu nennen, die sich teilweise mit reinen Stahlträgern beschäftigen, sowie darauf basierende analytische Untersuchungen und Studien. Die wichtigsten Grundlagen und bisher durchgeführten wissenschaftlichen Untersuchungen werden im Folgenden beschrieben.

Neben diesen theoretischen Grundlagen sind zum anderen für eine praktische Anwendung von Berechnungsverfahren vor allem die Analyse der bisher ausgeführten Bauwerke mit Trapezblechsteg, der dabei verwendeten Berechnungsansätze sowie der dabei gemachten Erfahrungen von Interesse. Mit der Entwicklung und Einführung von Trapezblechstegen im Brückenbau in Frankreich, dem Pilotbauwerk in Deutschland und derzeit mehr als 100 Bauwerken in Japan existiert eine Vielzahl an ausgeführten Varianten und dabei benutzten Berechnungsverfahren.

Insbesondere die japanischen Bauwerke aus der Anfangszeit der Anwendung von Trapezblechstegen wurden teilweise mit großem Aufwand experimentell untersucht und nachgewiesen. Allgemeingültige Aussagen lassen sich daraus jedoch nur schwer ableiten, da die Untersuchungen meist projektbezogen waren. Für die Mehrzahl dieser Bauwerke sind Dokumentationen der Ausführungsdetails sowie der Berechnungen und Bemessungen nicht allgemein zugänglich. Für einige der vorhandenen Bauwerke, zu denen nähere Informationen bekannt sind, werden die zum Einsatz gekommenen Verfahren und die durchgeführten Untersuchungen im Folgenden näher beleuchtet.

2.2 Grundlagen und wissenschaftliche Grundlagenarbeiten

2.2.1 Sandwichtheorie

Teilaspekte des Tragverhaltens von Verbundträgern mit Trapezblechstegen können mit Hilfe der Sandwichtheorie beschrieben werden. Der Verbundträger aus biegesteifen Betongurten und einem Trapezblechsteg kann nach Stamm und Witte [47] als Sandwichbalken mit dicken Deckschichten betrachtet werden. Abb. 2.1 zeigt schematisch das Tragverhalten von Sandwichbalken mit verschiedenen Steifigkeiten der Kernschicht.

Der abgebildete Fall c) mit schubstarrer Kernschicht weist dasselbe Verhalten auf wie ein homogener Träger. Die Einzelquerschnitte weisen dieselbe Verdrehung auf, die Bernoulli-Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte wird eingehalten. Die Beanspruchung ergibt sich direkt aus der einheitlichen Dehnungsebene des Gesamtquerschnitts. Im Falle der schubschlaffen Kernschicht (b)) kommt es gleichsam zu einem Gleiten der Deckschichten gegeneinander, ein Schubverbund findet nicht statt. Die Dehnungsebene der beiden Deckschichten ist identisch,

jedoch gegeneinander verschoben. Die Beanspruchung der Querschnitte ergibt sich lediglich aus der Einzelbiegung der beiden Deckschichtquerschnitte. Träger mit Trapezblechsteg sind der Mischform des Falles a) zuzuordnen. Es ergibt sich eine Mischform der Dehnungsebene, welche die Bernoulli-Hypothese verletzt. Die Beanspruchung der Deckschichten ergibt sich aus einer Kombination der Gesamtbiegung analog zu Fall c) sowie der Eigenbiegung der einzelnen Deckschichten analog zu Fall b). Die Ausprägung der einzelnen Anteile hängt dabei von den Steifigkeitsverhältnissen der einzelnen Verbundpartner ab.

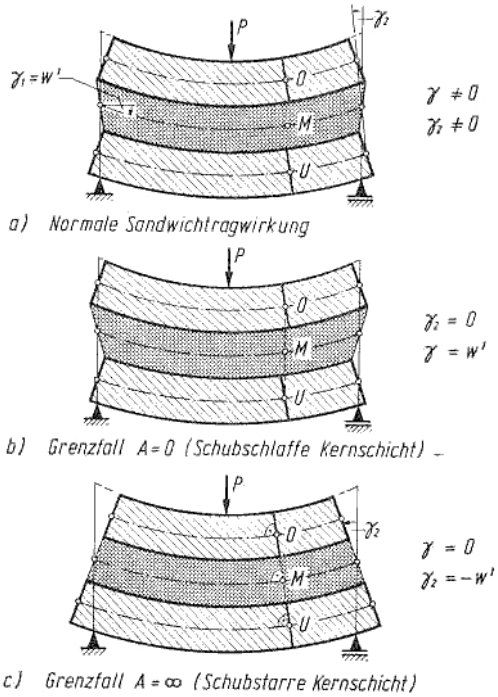


Abb. 2.1: Tragverhalten von Sandwichbalken [47]

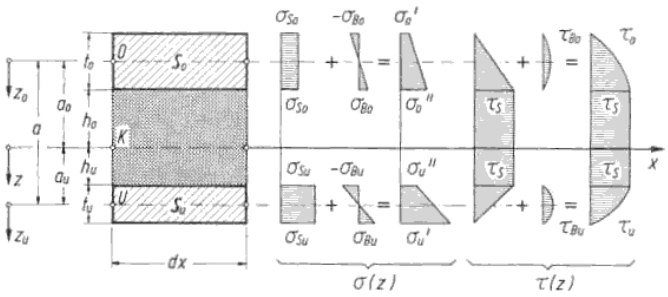


Abb. 2.2: Spannungsverteilung am Sandwichelement [47]

Abb. 2.2 zeigt nochmals detaillierter die aus diesem Verhalten resultierenden Spannungs- und Dehnungsverteilungen im Querschnitt für den Fall a).

Ersichtlich ist hier neben der zusammengesetzten Biegetragwirkung bestehend aus Zweipunktquerschnittwirkung und Eigenbiegung auch die Konsequenz auf das Querkrafttragverhalten. Die Schubspannung in der Kernschicht, also dem Steg, wird, analog z.B. zu Walzprofilen mit ausgeprägten Flanschen, als konstant angesehen. Anders als bei Querschnitten mit dünnen Flanschen, bei denen der dreiecksförmig auf Null auslaufende Schubspannungsverlauf keinen nennenswerten Anteil an der Gesamtquerkraft aufnimmt, kann dieser hier nicht mehr vernachlässigt werden. Hinzu kommt ein jeweils parabelförmiger sekundärer Schubspannungsverlauf in den Gurten, hervorgerufen durch den Eigenbiegungsanteil.

Für Verbundträger mit Trapezblechstegen ergeben sich hieraus die ersten Ansätze und Anregungen zur Betrachtung als Zweipunktquerschnitt, bei dem zur Ermittlung der Querschnittseigenschaften für Biegung der Steg vernachlässigt wird.

Zudem zeigt sich, dass bei entsprechend schubweichem Steg und biegesteifen Gurten der Querkraftanteil der Gurte nicht vernachlässigt werden sollte.

2.2.2 Versuche und Untersuchungen an reinen Stahlträgern

Besonders im Hinblick auf deren Anwendung als Dach- und Hallenbinder wurden an reinen Stahlträgern von verschiedenen Personen zahlreiche Versuchsserien und begleitende Berechnungen durchgeführt. Die meisten dieser Untersuchungen wurden von Müller in [32] ausführlich beleuchtet und beschrieben. Hier werden daher nur kurz die wichtigsten Arbeiten und deren Ergebnisse zusammengefasst.

Von Bergfelt und Leiva wurden Anfang der 1980er Jahre verschiedene Versuchsserien durchgeführt ([6], [7], [28]). Die Geometrie der Träger sowie die Blechdicke des Steges waren dabei im Wesentlichen an hochbautypischen Abmessungen und Belastungen orientiert. Neben der Untersuchung der maximalen Traglast sowie der auftretenden Versagensmechanismen wurden auch Aussagen zum Verformungsverhalten gemacht. Bergfelt stellte deutliche Abweichungen zur Verformung nach der elastischen Balkentheorie unter Berücksichtigung der Schubverformung fest. Die Unterschiede zwischen den rechnerischen und den experimentellen Verformungsergebnissen wurden durch einen empirisch ermittelten Schubkorrekturfaktor β ausgeglichen. Dieser deckt neben der nicht anderweitig berücksichtigten tatsächlichen Länge des gefalteten Bleches auch weitere Verformungsanteile wie z.B. Verwölbung ab und ist aufgrund der geringen Datengrundlage sehr unsicher.

In Braunschweig wurden unter der Leitung von Scheer ebenfalls verschiedene Versuchsreihen durchgeführt ([39], [40], [41]). Teilweise wurden Aussagen zum Verformungsverhalten gemacht. Die Biegeverformung wurde rechnerisch als Zweipunktquerschnitt unter Vernachlässigung des Steges ermittelt. Für verschiedene Abmessungsverhältnisse wurden empirische Formeln zur Berücksichtigung der Schubverformung angegeben, die von der elastischen Balkentheorie abweichen. Dabei wurde die tatsächliche Abwicklungslänge des Bleches bei der Ermittlung der Schubverformung berücksichtigt, dies stellt eine Verbesserung gegenüber den oben beschriebenen Untersuchungen dar. Aufgrund der empirischen Ansätze, die an Trägern mit kleiner Faltung und geringer Blechdicke gewonnen wurden, ist die Übertragbarkeit auf andere Geometrien, insbesondere auf große Verbundquerschnitte, fraglich.

Von Lindner und Aschinger wurden ebenfalls Untersuchungen an Stahlträgern durchgeführt, welche unter anderem die Grundlage für Aschingers Dissertation [4] bildeten. Aschinger griff auf die Verformungsanteile nach dem Arbeitssatz zurück, berücksichtigte dabei aber die tatsächliche Abwicklungslänge des Trapezblechstegs. Die davon abweichenden Verformungsanteile, die auch Aschinger auf die Verwölbung des Trapezbleches zurückführte, beschrieb er mit Hilfe eines aus der Berechnung von Schubfeldern von Dächern bekannten Ansatzes [5]. Die dazu benötigte Profilkonstante gab Aschinger für die bei seinen Untersuchungen eingesetzten Geometrien an. Eine Übertragung bzw. Interpolation auf andere

Geometrieverhältnisse, insbesondere auch auf Verbundträger in brückentypischen Abmessungen, erscheint aufgrund der großen Streuungen aber fragwürdig.

Insgesamt ist bei allen Untersuchungen an reinen Stahlträgern festzuhalten, dass die untersuchten Geometrien für Brückenquerschnitte als nicht geeignet angesehen werden müssen. Allen Untersuchungen gemein ist die Abweichung zwischen Verformungswerten aus Versuchsergebnissen und theoretischen Berechnungen nach Elastizitätstheorie. Dabei werden als Gründe die Differenz zwischen der Trägerlänge und der abgewickelten Länge des Bleches sowie zusätzliche Verformungsanteile aus Verwölbung des Bleches angesehen. Die Übertragbarkeit dieser Effekte auf Verbundträger mit steifen Betongurten bleibt zunächst offen.

2.2.3 Untersuchungen von Müller

Die oben beschriebenen Untersuchungen und Versuche an Stahlträgern mit Trapezblechsteg stellten den Ausgangspunkt der Arbeit von Müller dar [32]. Müller hat die bestehenden Untersuchungen systematisch analysiert und durch eigene Vergleichsberechnungen ergänzt. Ergebnis ist unter anderem ein konsistentes Verfahren zur Ermittlung der Verformungen basierend auf der Elastizitätstheorie für Balken. Dabei berücksichtigte Müller die tatsächliche Länge des gefalteten Bleches. Für den auch hier erforderlichen Schubkorrekturfaktor zur Berücksichtigung weiterer Verformungsanteile gab Müller umfangreiche Diagramme zur Ermittlung von β in Abhängigkeit verschiedenster Parameter an.

In einem weiteren Schritt erweiterte Müller seine Untersuchungen auf Verbundträger mit Trapezblechsteg. Er führte hierzu verschiedene Berechnungen mit einer vereinfachten dreidimensionalen FE-Modellierung, einem selbst entwickelten Sandwichelement sowie einer Stabwerksmodellierung durch. Die 3D-FE-Modellierung wurde mit einem vereinfachten Modell, bei dem der gefaltete Steg durch ein ebenes Blech ersetzt wurde, durchgeführt. Die Berücksichtigung der Faltung erfolgte mit Hilfe eines korrigierten ideellen Schubmoduls unter Verwendung des weiterentwickelten β-Faktors. Die Gurte wurden mit Hilfe von Volumenelementen räumlich modelliert. Nachteil dieser Methode ist, dass sich keine Schnittgrößen direkt ermitteln lassen, sondern lediglich Dehnungs- bzw. Spannungsverteilungen der Finiten Elemente, aus denen Schnittgrößen integriert werden müssen.

Für die zweite Berechnungsmethode wurde von Müller ein Sandwich-Stabelement programmiert. Hierbei wurden die Eigenschaften des Verbundquerschnitts durch ein modifiziertes FE-Element abgebildet. Zu Einzelheiten zur Herleitung der erforderlichen Steifigkeitsmatrix sei auf [32] bzw. auf Grundlagenliteratur zur FE-Theorie [1] verwiesen. Im Gegensatz zu einer Berechnung eines Verbundquerschnitts mit üblichen Stabelementen, bei der zuvor Querschnittseigenschaften eines Ersatzquerschnitts unter Zuhilfenahme verschiedener Annahmen ermittelt werden müssen, fließen hier die Eigenschaften des Verbundträgers direkt in die Steifigkeitsmatrix ein. Bei der Berechnung können sowohl die Schnittgrößen des

Gesamtträgers als auch die Einzelschnittgrößen der Gurtplatten und des Steges ermittelt werden. Müller berücksichtigte in seinem Sandwichelement den dreiecksförmigen Anteil an Schubspannungen in den Gurten, benutzte hierfür jedoch eine Modifikation des Schubspannungsverlaufs im Steg. So konnte für die Gurte vereinfachend die Schubverzerrung vernachlässigt werden (vgl. auch Abb. 2.3 und Abb. 2.4).

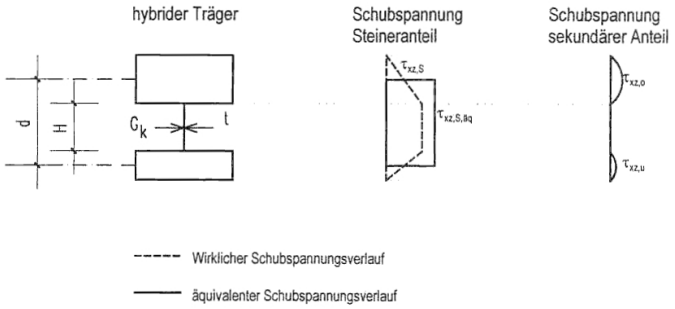


Abb. 2.3: Korrigierter Schubspannungsverlauf [32]

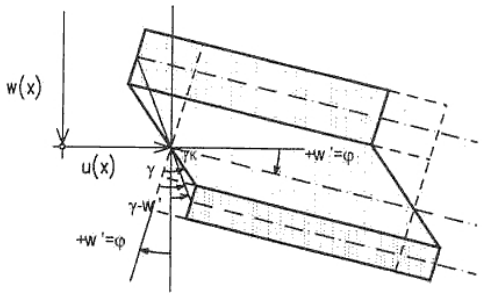


Abb. 2.4: Kinematik des Sandwichelements [32]

Als weitere Berechnungsmöglichkeit stellte Müller ein ebenes Stabwerkmodell dar. Dabei wurden die einzelnen Verbundpartner durch Stäbe idealisiert. Werden nur zentrische Lasten betrachtet, tritt also keine Torsion im Querschnitt auf, genügt hierzu eine ebene Betrachtung. Der Ober- bzw. Untergurt des Trägers wird mit biege- und dehnsteifen Stabelementen abgebildet, das Trapezblech wird mit Hilfe von Ersatzfachwerkstäben modelliert. Abb. 2.5 zeigt schematisch das dabei entstehende System.

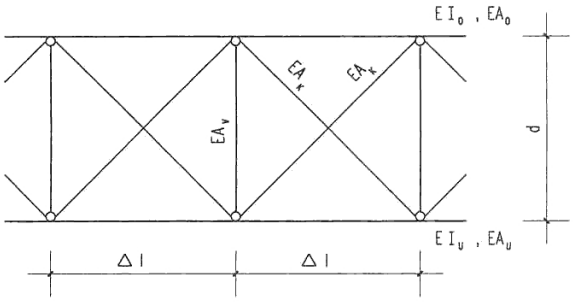


Abb. 2.5: ebenes Stabwerkmodell [32]

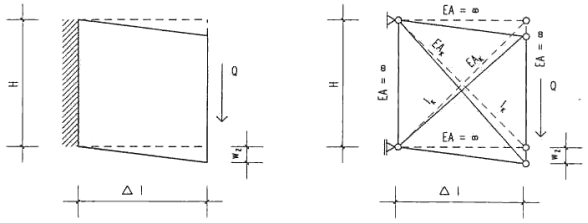


Abb. 2.6: Modell Ersatzfachwerk [32]

Mit Hilfe der Grundüberlegung, dass das Ersatzfachwerk das gleiche Verformungsverhalten aufweisen soll, wie das damit simulierte Blechfeld, lässt sich die erforderliche Ersatzdehnsteifigkeit der Fachwerkstäbe berechnen (vgl. Abb. 2.6). Da die Gesamtquerkraft im Fachwerk von den Diagonalstäben aufgenommen wird, muss der auf die Gurte entfallende Anteil der Schubsteifigkeit ebenfalls in den Ersatzfachwerkstäben berücksichtigt werden. Ebenso wird hier der reduzierte ideelle Schubmodul durch die Faltung mit berücksichtigt. Zur Herleitung des entsprechenden Formelwerkes siehe [32]. Mit einem modifizierten Fachwerkmodell lassen sich auch räumliche Problemstellungen wie Torsion aus exzentrischer Belastung in einem Hohlkastenquerschnitt darstellen. Dabei sind zusätzlich die

Schubsteifigkeit der Gurtplatten in horizontaler Richtung sowie die Querbiegesteifigkeit des Trapezblechs durch Fachwerkstäbe abzubilden. Müller führte auch hierzu in seiner Arbeit Vergleichsberechnungen durch.

Die Vergleichsberechnungen an den ebenen Modellen zeigten eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse. Verschiedene Effekte, wie z.B. die sekundären Plattenschnittgrößen konnten dabei von den verschiedenen Modellierungen unterschiedlich gut abgebildet werden. Insgesamt ist festzuhalten, dass die drei Berechnungsverfahren unterschiedliche Vor- und Nachteile aufweisen, die an späterer Stelle zusammen mit anderen Berechnungsverfahren noch näher beleuchtet werden.

Die von Müller beschriebenen Berechnungsverfahren wurden in weiteren Untersuchungen und Anwendungen in Japan angewandt und teilweise modifiziert. So beschreibt Yoshida ebenfalls einen Vergleich von Berechungen mit einem FE-Sandwichelement, 3-D-Modellierung und Stabstatik nach Balkentheorie [52]. Das dabei beschriebene Sandwichelement entspricht dabei weitestgehend dem bereits von Müller entwickelten.

Shirozu beschreibt die Anwendung eines Fachwerkmodells zur Berechnung von Verbundbrücken mit Trapezblechsteg [44]. Dabei wurden die Gurte analog zu Müller mit Hilfe von Stabelementen idealisiert. Der Steg wurde mit so genannten „shear flow panels" abgebildet. Aus den vorliegenden Informationen wird jedoch nicht deutlich, ob die Berechnungen mit Hilfe von Ersatzstäben, oder mit speziellen FE-Scheibenelementen, die nur Schubbeanspruchungen aufnehmen, durchgeführt wurden.

2.2.4 Untersuchungen von Weißbach

Weißbach beschäftigte sich in seiner Arbeit [51] vor allem mit den konstruktiven Grundlagen von Verbundbogenbrücken in verschiedenen Bauweisen. Dabei untersuchte er unter anderem auch doppeltsymmetrische Querschnitte mit Trapezblechsteg zur Anwendung als Verbundbogen. Aus diesen Untersuchungen sowie den Überlegungen von Müller formulierte Weißbach eine Näherungslösung zur Ermittlung des Querkraftanteils des Steges an der Gesamtquerkraftabtragung. Dabei wurde sowohl der linear abnehmende Schubspannungsverlauf in den Gurten infolge Gesamtbiegung des Trägers, als auch der parabelförmige Anteil infolge Eigenbiegung der Gurte berücksichtigt (vgl. Abb. 2.7).

Zu beachten ist, dass diese Näherungslösung lediglich für doppeltsymmetrische Querschnitte bei voller Überdrückung bzw. linear elastischer Berechnung gilt. Die Näherungslösung von Weißbach basiert auf theoretischen Betrachtungen und ist bislang nicht experimentell verifiziert.

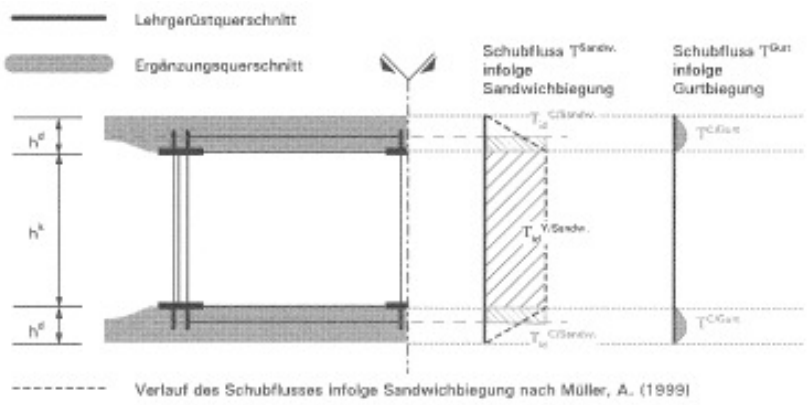


Abb. 2.7: Modell nach Weißbach zur Ermittlung der Querkraftaufteilung [51]

Nachfolgende Gleichung beschreibt die von Weißbach entwickelte Näherungslösung:

$$\frac{Q_{z,Steg}^{Y}}{Q_{z,ges}} \approx \frac{h^{k}}{h^{k}+h^{d}} \cdot \left(1 - \frac{\left(h^{d}\right)^{2}}{3 \cdot \left(h^{k}+h^{d}\right)^{2}}\right) \qquad \text{Gl. 2-1}$$

2.3 Untersuchungen zu ausgeführten Brückenbauwerken

2.3.1 Talbrücke Altwipfergrund

Für das Pilotprojekt in Deutschland, die Talbrücke Altwipfergrund, liegen die ausführlichsten Informationen vor. Zu einigen technischen Daten siehe Kapitel 6. Aufgrund der in Deutschland gegebenen Normensituation musste die Brücke vergleichsweise konservativ berechnet und bemessen werden. Die Nachweise auf Beulversagen des Trapezblechs wurden beispielsweise nach der DASt-Richtlinie 015 [10] durchgeführt, bei der im Gegensatz zu französischen Ansätzen die elastische Einspannwirkung durch die Betongurte nicht berücksichtigt wird.

Ein Mitwirken der Betongurte am Querkraftabtrag wurde bei der Bemessung des Trapezblechs ebenfalls nicht berücksichtigt. Entsprechend des damals üblichen und gängigen Vorgehens wurde der Stahlsteg auf die gesamte einwirkende Querkraft bemessen.

Zur Ermittlung der Schnittkräfte kamen verschiedene Verfahren zum Einsatz. Für die Berechnung der globalen Gesamtschnittkräfte wurde eine räumliche Stabstatikberechnung durchgeführt. Die Querschnittseigenschaften wie Trägheitsmomente und Querschnittsfläche wurden dabei unter Annahme eines Zweipunktquerschnitts unter Vernachlässigung des Steganteils berechnet. Die Voutung in Längsrichtung wurde mittels abschnittsweise definierten Querschnittswerten berücksichtigt, die Krümmung im Grundriss mittels entsprechender Stabkoordinaten.

Zur Erfassung der Verformung infolge Querkraft wurden zunächst Berechnungen an einem Vergleichssystem mit einer dreidimensionalen FE-Modellierung durch-

geführt und diese mit einer Handrechnung unter Ansatz der reinen Stegfläche verglichen. Aufgrund der geringen Abweichungen wurde festgelegt, die Schubverformung durch diese Vereinfachung zu berücksichtigen und in einer nachgeschalteten Berechnung aus den Querkräften unter Ansatz der reinen Stahlstegfläche zu ermitteln.

Zur Ermittlung der Beanspruchungen der Fahrbahnplatte in Querrichtung wurde eine ebene FE-Berechnung durchgeführt. Dabei wurde ein Plattenteil mit einer Länge von ca. 36 m als Einfeldträger mit Kragarmen modelliert. Die Auflagerung durch die Stege wurde in vertikaler Richtung als starr angenommen, die Querbiegesteifigkeit des Trapezblechs wurde mit Hilfe einer Drehfeder berücksichtigt.

Die Beanspruchung des Gesamtsystems in Querrichtung infolge exzentrischer Belastung wurde mit einer Trägerrostberechnung ermittelt, die Zusatzbeanspruchungen infolge Profilverformung wurden mit dem Verfahren nach Volke berücksichtigt ([48], [49], [50]). Um Aussagen über Verformungsverhalten und Beanspruchungen im Bauzustand treffen zu können, wurden die entsprechenden Fertigungsabschnitte mit Hilfe einer 3-D-FE-Modellierung berechnet. Hiermit konnten die Verformungen wirklichkeitsnah erfasst werden. Für eine Berechnung des Gesamtsystems unter sämtlichen denkbaren Lastfällen ist dieses Verfahren aufgrund des Modellierungsaufwands und der erforderlichen Rechenzeit jedoch nicht praktikabel.

2.3.2 Koinumarukawa-Brücke

Die zwischen 1999 und 2001 geplante und untersuchte Brücke stellt ein frühes Beispiel der Anwendung von Trapezblechstegen im Brückenbau in Japan dar. Daher wurden projektbegleitend neben umfangreichen rechnerischen Untersuchungen und Parameterstudien auch Großversuche an Brückenausschnitten im Maßstab 1:2 durchgeführt. Neben Untersuchungen zur Beanspruchung von Schweißverbindungen der einzelnen Fertigungsabschnitte, die hier nicht näher beleuchtet werden, wurden FE-Berechnungen zur Aufteilung der Querkraft zwischen Steg und Gurten durchgeführt [46].

Ausgehend von den tatsächlich auftretenden Abmessungen des gevouteten Brückenquerschnitts wurden an einem Kragarmsystem die Anteile des Steges am Querkraftabtrag für verschiedene Steghöhen ermittelt. Die Geometrie des Querschnittes ist mit den angedeuteten Betonstegen eher ungewöhnlich, so dass die Ergebnisse dieser Untersuchung nur eingeschränkt auf andere Querschnitte übertragen werden können.

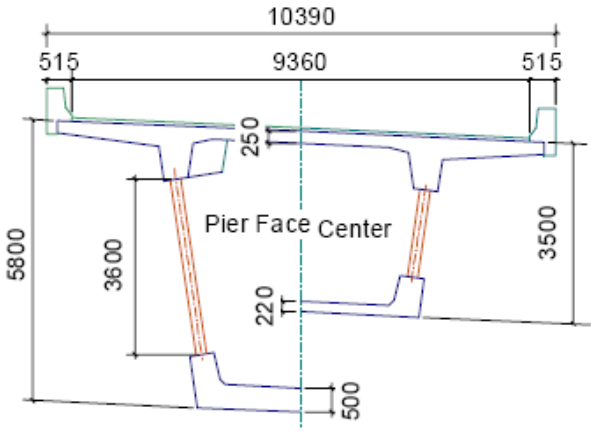


Abb. 2.8: Querschnitt Koinumarukawa-Brücke [46]

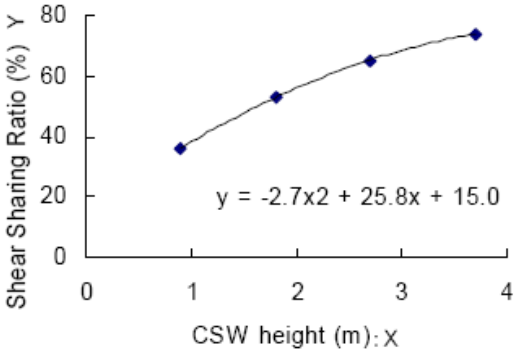


Abb. 2.9: Anteil der Querkraft im Steg [46]

Die Untersuchungen zeigen, dass mit steigender Steghöhe der Anteil der Querkraft, die vom Steg aufgenommen wird, zunimmt (vgl. Abb. 2.9). Die Höhe der Betongurte wurde, anders als in der tatsächlichen Ausführung, dabei konstant gelassen. Die Berechungen wurden linear elastisch durchgeführt, gelten also lediglich für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. Zur Bemessung der einzelnen Verbundpartner auf Querkraftbeanspruchung wurde für die Betongurte der aus der obigen Analyse ermittelte Querkraftanteil angesetzt, die Stege wurden im Hinblick auf Umlagerungen bei Rissbildung des Betons dennoch auf die Gesamtquerkraft bemessen.

Zusätzlich wurden Untersuchungen zum Einfluss der Schubverformung durchgeführt. Hierzu wurde das Ergebnis einer Rahmenuntersuchung mit genaueren Werten aus der 3-D-FE-Analyse verglichen. Dabei zeigte sich, dass die mit Hilfe der Rahmenberechnung ermittelte Verformung um ca. 10% zu gering ausfällt. Zu den bei der Rahmenberechnung verwendeten Querschnittseigenschaften liegen allerdings keine Informationen vor. Der Vergleich zeigt aber, dass Bedarf an einer Modifikation der vereinfachten Berechnungsmethode besteht, um das Verhalten des Trapezblechs korrekt abbilden zu können.

Einige Details des Bauwerks geben Anregungen zu weiteren Überlegungen bzw. zeigen die Vielfalt der Anwendung von Trapezblechstegen in Japan bereits zu diesem frühen Zeitpunkt. Trotz der Größe des Bauwerks kommt der Querschnitt ohne Querrahmen im Feldbereich aus. Lediglich an den biegesteifen Verbindungen mit den Pfeilern sind Querrahmen ausgebildet. Die Umlenkung der externen Spannglieder erfolgt über Betonlisenen, hieraus resultiert auch die ungewöhnliche Anordnung von stummelartigen Betonstegen. Diese prinzipiell ebenfalls interessanten Aspekte der Bauweise mit Trapezblechstegen sind jedoch nicht Gegenstand der vorliegenden Arbeit.

2.3.3 Untersuchungen zum Verhalten an Mittelpfeilern

Eine der wenigen nicht direkt auf ein bestimmtes Bauwerk bezogenen Untersuchungen in Japan wurde von Shiratani et al. [43] durchgeführt. Dabei wurden

Kragarmsysteme, welche die in Japan weit verbreitete biegesteife Verbindung des Brückenträgers mit dem Pfeiler nachbilden sollten, numerisch und experimentell untersucht. Für Untersuchungen des Schubverhaltens wurde ein gedrungener Kragarm analysiert. Abb. 2.10 zeigt die Geometrie und den Querschnitt des untersuchten Systems.

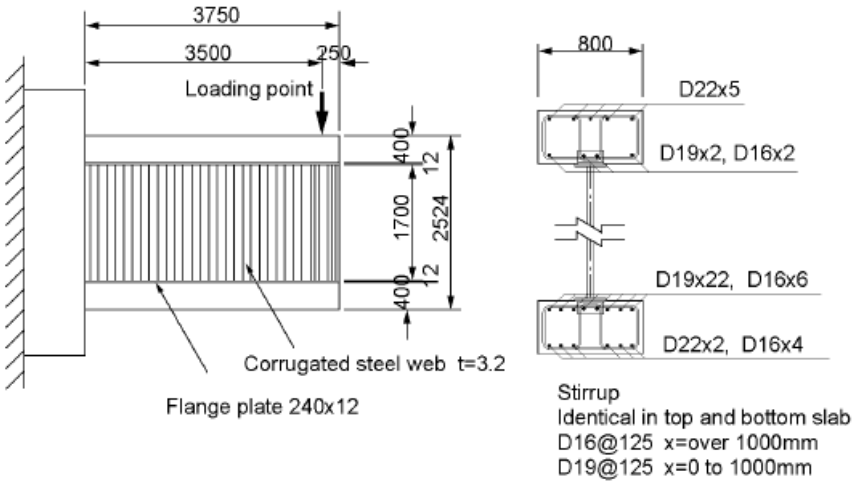


Abb. 2.10: Versuchskörpergeometrie von Shiratani [43]

Neben der Versuchsdurchführung am gezeigten Träger wurden räumliche FE-Berechnungen mit Hilfe des Programmsystems DIANA durchgeführt, das auch bei der vorliegenden Arbeit zum Einsatz kommt. Für verschiedene Messquerschnitte und Laststufen wurden das Schubtragverhalten, insbesondere die auftretenden Schubspannungen im Blech, die Querkraftaufteilung sowie die Verformung rechnerisch und experimentell ermittelt. In Abb. 2.11 ist exemplarisch die Querkraftaufteilung gemäß Versuch bzw. Berechnung in Abhängigkeit der Messstelle und des Lastniveaus dargestellt.

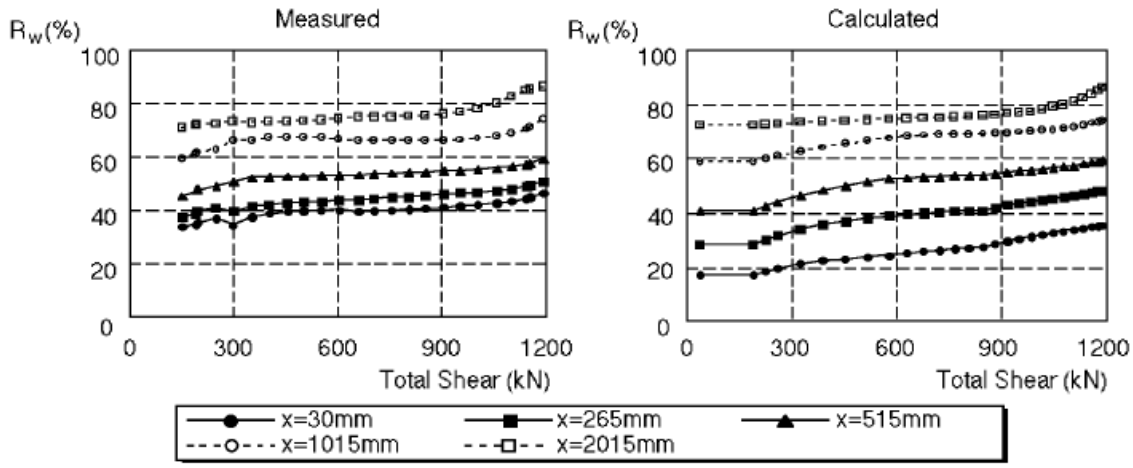


Abb. 2.11: Querkraftanteil im Steg nach Shiratani [43]

Es ist zu erkennen, dass die FE-Berechnung mit Ausnahme des direkten Einspannbereichs eine gute Übereinstimmung mit den Messergebnissen aufweist. Ebenfalls deutlich ist ein Anstieg des Querkraftanteils im Steg bei sehr hohen

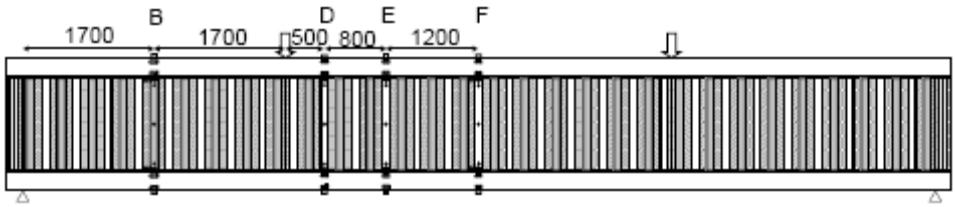
Lasten, vermutlich verursacht durch die Rissbildung des Betons. Der Einfluss der Störung infolge der Einspannung ist ebenfalls ersichtlich, mit wachsendem Abstand vom Auflager nimmt der Anteil der Querkraft im Steg zu. Zu beachten ist bei einer Interpretation und Verwendung der Ergebnisse, dass aufgrund der kurzen Trägerlänge nicht ausgeschlossen werden kann, dass die von der Einspannung entferntesten Werte bereits von der Lasteinleitung beeinflusst werden. Ein ausgeprägt ungestörter Trägerbereich ist nicht vorhanden.

Neben den Untersuchungen zum Schubtragverhalten wurden von Shiratani auch Berechnungen zum Biegetragverhalten und zur Längssteifigkeit des Trapezblechs an langen Kragarmsystemen durchgeführt [43]. Hierauf soll an dieser Stelle jedoch nicht näher eingegangen werden.

2.3.4 Untersuchungen zum Schub- und Biegetragverhalten

Eine weitere projektunabhängige Untersuchung in Japan wurde von Ikeda et al. [24]. durchgeführt. Dabei wurden vor allem das Schubbeulverhalten und das Biegetragverhalten an verschiedenen Trägergeometrien rechnerisch und experimentell analysiert. Bei der Untersuchung eines langen Biegeträgers ergaben sich für die verschiedenen untersuchten Querschnitte die in Abb. 2.12 dargestellten Dehnungsverläufe.

Zu erkennen ist die Abweichung der Dehnungsverteilung der Gurte von der Bernoulli-Ebene insbesondere im Störbereich der Lasteinleitung (Schnitt D). Im querkraftfreien Mittelbereich des Trägers (Schnitte E und F) ist die Bernoulli-Hypothese annähernd eingehalten. Dasselbe trifft für den Schnitt B zu, in dem von einem ungestörten Bereich unter kombinierter Biege- und Schubbeanspruchung auszugehen ist. In allen Schnitten ist deutlich ersichtlich, dass sich das Trapezblech der Mitwirkung an der Abtragung der Längsbiegebeanspruchung entzieht. Lediglich im Übergangsbereich zu den Betongurten stellen sich aufgrund der Verträglichkeit nennenswerte Dehnungen im Trapezblechsteg ein.



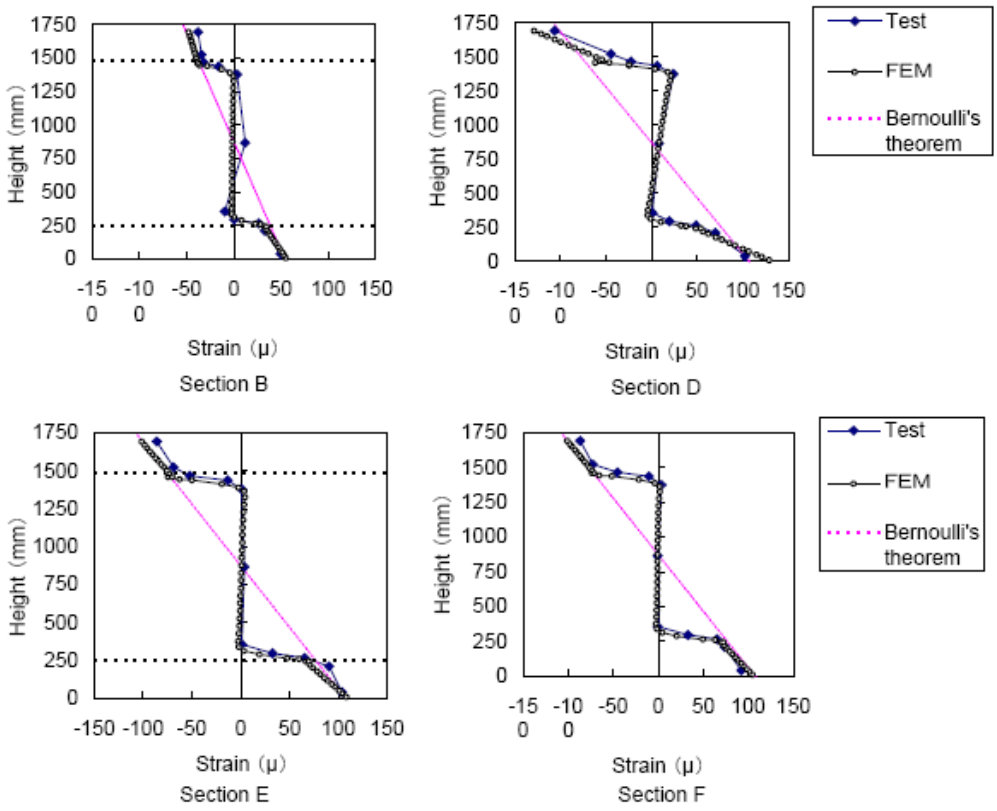


Abb. 2.12: Dehnungsebenen an langen Biegeträgern nach Ikeda [24]

2.3.5 Weitere Untersuchungen zum Tragverhalten

Neben den oben ausführlicher dargestellten Untersuchungen lassen sich auch aus weiteren japanischen Untersuchungen, die sich teilweise nur am Rande mit Trapezblechstegen befassen, Rückschlüsse und Anregungen zur vorliegenden Arbeit entnehmen:

Kadotani beschreibt die Modellierung von zwei Bauwerken mit Trapezblechstegen, die zur Berechnung der Spannungsänderungen von externen Spanngliedern infolge Last bei Durchlauf- und Rahmensystemen herangezogen wurde [26]. Dabei wurden die Brücken mit Hilfe von Stabstatik abgebildet, die Spannglieder wurden mit Hilfe von Seilelementen unter Berücksichtigung ihrer Exzentrizität an Umlenkstellen und Verankerung modelliert. Für die Schubfläche der Stabquerschnitte wurde die Fläche des Steges unter Berücksichtigung der Abminderung infolge des Verhältnisses projizierter zu wahrer Länge angesetzt.

Ikeda beschreibt Berechnungen, bei denen Brücken mit Trapezblechsteg mit Stabstatik untersucht wurden [25]. Dabei wurden die Querschnittsfläche und das Trägheitsmoment ohne Berücksichtigung des Steges für einen reinen Zweipunktquerschnitt ermittelt. Zur Berücksichtigung des Steges bei der Querkraftabtragung und der Verformungsermittlung liegen keine Informationen vor.

2.4 Zusammenfassung der verfügbaren Erkenntnisse

2.4.1 Querkrafttragverhalten

Wie der Grundlagenliteratur zu entnehmen ist, stellt gerade die Abtragung der Querkraft eine Besonderheit der Verbundquerschnitte mit Trapezblechsteg dar. Durch die massiven und biegesteifen Betongurte kommt es in diesen teilweise zu nennenswerter Eigenbiegung, die einen entsprechenden parabelförmigen Schubspannungsverlauf verursacht. Zusammen mit den auch bei reinen Stahlträgern auftretenden Schubspannungen in den Gurten aus dem Steiner-Anteil ergibt sich ein nicht zu vernachlässigender Anteil der Betongurte an der Gesamtquerkraftabtragung.

Weißbach gibt hierfür bereits Näherungsbeziehungen an. Auch bei verschiedenen Untersuchungen in Japan in Verbindung mit ausgeführten Bauwerken wird deutlich, dass der von den Gurten aufgenommene Anteil im ungestörten Bereich durchaus bei ca. 20-30% anzusiedeln ist. Gleichzeitig wird erkennbar, dass ein deutlicher Einfluss von Störungen, wie z.B. Lasteinleitung und Auflagern, existiert. In den beschriebenen Beispielen wurde der günstige Einfluss der Gurte auf die Querkraftbeanspruchung des Steges bislang nicht berücksichtigt und konservativ der Steg auf die Gesamtquerkraft bemessen.

Im Hinblick auf Verformungsberechnungen ist darüber hinaus von Interesse, wie die tatsächliche Querkraftaufteilung die Schubverformung beeinflusst und wie dieser Effekt auf einfache Art und Weise berücksichtigt werden kann.

2.4.2 Stabstatikberechnung

Die Berechnung mit Hilfe von Stabsystemen stellt eine nicht nur im Brückenbau gängige und weit verbreitete Methode zur Ermittlung von Schnittgrößen dar. Dabei wird der Verbundquerschnitt als Einzelstab bestehend aus einem homogenen Material idealisiert. Die Eigenschaften des Gesamtquerschnitts werden durch Angabe verschiedener Querschnittswerte wie Schwerpunktslage, Fläche, Trägheitsmomente, E-Modul etc. abgebildet. Die Berechnung dieser Werte muss in einem eigenen Berechnungsschritt erfolgen. Dies kann nach den Regeln der technischen Mechanik händisch erfolgen oder mit Hilfe von verschiedenen auf dem Markt verfügbaren Programmen.

Bei dreidimensionaler Modellierung, entsprechender Lagerung und Belastung lassen sich auch räumliche Eigenschaften und Effekte wie Krümmung im Grundriss, Torsionsbeanspruchungen infolge Geometrie und exzentrischer Belastung etc. darstellen. Querschnittsanpassungen im Zuge der statischen Berechnung lassen sich recht einfach über veränderte Querschnittseigenschaften berücksichtigen. Eine Neumodellierung ist hierzu in der Regel nicht erforderlich.

Im Zusammenhang der Abbildung von Verbundquerschnitten mit Trapezblechstegen ist bei der Berechnung der Vorwerte die Weichheit des Trapezblechs in Längsrichtung zu berücksichtigen. Hier ist es zweckmäßig, den Steg zu ver-

nachlässigen und den Querschnitt als reinen Zweipunktquerschnitt zu betrachten (vgl. hierzu auch Abschnitt 5.3.1).

Zur Ermittlung der Schubverformungen sind weitere Überlegungen und Vorwerte erforderlich. Da bei der Stabstatikberechnung von einer konstanten Schubspannungsverteilung ausgegangen wird, ist im Zusammenspiel mit der reinen Querschnittsfläche keine korrekte Berechnung der Schubverformungen möglich. Hier bieten die kommerziellen Programme in der Regel die Möglichkeit, einen Korrekturfaktor bzw. eine wirksame Schubfläche anzugeben. Für die Anwendung bei Verbundträgern mit Trapezblechsteg stellt sich die Frage nach der einfachen Ermittlung der Schubfläche.

Aufgrund der Idealisierung des komplexen Verbundquerschnitts mit einem Einzelstab lassen sich bei der Stabstatikberechnung lediglich Gesamtschnittgrößen ermitteln. Eine Berechnung der Einzelschnittgrößen der Verbundpartner ist naturgemäß nicht möglich.

Aufgrund der weiten Verbreitung und der einfachen Handhabung stellt diese Methode eine gute Ausgangsbasis zur Erarbeitung eines Berechnungskonzepts dar, die im Hinblick auf die oben dargelegten Fragestellungen zur wirklichkeitsnahen Berücksichtigung des Trapezblechverhaltens erweitert werden soll.

2.4.3 Sandwich-Stabelemente

Die Berechnung mit Hilfe der von Müller beschriebenen Sandwichelemente stellt eine Variante der Stabstatikberechnung dar. Geometrisch wird das System weiterhin lediglich von einem Stab beschrieben. Die Modellierung ist also prinzipiell ähnlich einfach wie bei der oben beschriebenen Methode. Aufgrund der Abbildung des gesamten Querschnitts innerhalb eines Elementes erübrigt sich jedoch die Vorberechnung der Querschnittseigenschaften.

Durch die Modellierung des gesamten Querschnitts ist die Ermittlung von Einzelschnittgrößen der beiden Verbundpartner möglich. Die Aufteilung der Schubbeanspruchung und die daraus resultierenden Schubverformungen können ebenfalls realitätsgetreu abgebildet werden.

In kommerziellen Programmen ist das beschriebene Sandwichelement nach derzeitigem Stand jedoch nicht verfügbar und müsste in der Regel vom Nutzer selbst implementiert werden. Zudem ist das Element bislang für die im Brückenbau üblichen Querschnittsabmessungen noch nicht verifiziert. Aus diesen Gründen wird dieser Ansatz bei der Erarbeitung eines Berechnungsverfahrens im Rahmen dieser Arbeit nicht weiter verfolgt.

2.4.4 Fachwerkmodelle

Die Berechnung mit Fachwerkmodellen stellt quasi den Zwischenweg zwischen der Stabstatik und der dreidimensionalen FE-Berechnung dar. Querschnittsteile werden weiterhin durch Stäbe idealisiert, dabei kommen Biegestäbe (biegesteife Gurte) bzw. Fachwerkstäbe (Trapezblech) zum Einsatz. Möglich ist eine zweidi-

mensionale Anordnung, d.h. es wird lediglich eine Stegebene modelliert. Bei der dreidimensionalen Modellierung eines Hohlkastenquerschnitts werden beide Stege sowie die beiden Gurtplatten als jeweils eigene Fachwerkebenen modelliert.

Die Idealisierung des Trapezblechs erfolgt in beiden Fällen mit Hilfe von Ersatzfachwerkstäben. Zur Berechnung der Ersatzquerschnittswerte sei auf die Ausführungen von Müller verwiesen [32]. Im ebenen Fall kann die vertikale Steifigkeit des Trapezblechs innerhalb der Pfostenstäbe des Fachwerks berücksichtigt werden, vereinfachend können diese auch als unendlich steif angenommen werden. Im räumlichen Fall muss über die Pfosten auch die Biegesteifigkeit des Trapezblechs in Querrichtung abgebildet werden. Dabei ist jedoch durch entsprechende Gelenkdefinition darauf zu achten, dass diese Steifigkeit nicht in Längsrichtung wirkt und so eine Vierendeelwirkung hervorruft.

Einen Sonderfall der ebenen Fachwerkmodelle stellt die gängige Trägerrostberechnung dar, bei der jedoch die Fahrbahnplattenebene modelliert wird. Die Eigenschaften des Steges werden mit denen der Gurte in einem Stab vereint, also analog der Stabstatik ermittelt.

Im räumlichen Fall müssen zusätzlich auch die Gurtplatten mittels Fachwerkebenen idealisiert und deren Schubsteifigkeit ebenfalls durch geeignete Fachwerkdiagonalstäbe abgebildet werden. Idealerweise sind die einzelnen Gefache des Fachwerkes annähernd quadratisch (vgl. auch Abb. 2.5). Dadurch ist es zweckmäßig, den Schwerpunktsabstand der Gurte als Rastermaß zu benutzen. Die Gurtplatten sind dann aufgrund ihrer Breite in der Regel in mehrere Ersatzstäbe aufzuteilen. Bei der Berechnung der Ersatzquerschnittswerte ist also sehr sorgfältig der zu ersetzende Querschnitt zu beachten. Aufgrund der Einteilung in ein recht grobes Raster ist die Aufbringung der Lasten zu beachten. Werden große Lasten auf die Gurtstäbe direkt aufgebracht, entstehen hier große Biegemomente, die in der Realität so nicht auftreten, da die Gurte durch die Stege elastisch gestützt sind. Eine Aufbringung von Lasten sollte daher an den Knotenpunkten des Fachwerks erfolgen.

Bei Änderungen der Querschnittsabmessungen ist die Lage der entsprechenden Knotenpunkte neu zu modellieren. Bei großen Änderungen sind dabei evtl. auch die Rasterung und damit die Stabeigenschaften betroffen. Sonstige Änderungen z.B. in der Trapezblechfaltung oder der Dicke können mit Änderung der Fachwerkstabeigenschaften relativ einfach berücksichtigt werden.

Die Berechnung mit Fachwerkmodellen liefert zufrieden stellende Ergebnisse. Bei entsprechend sorgfältiger Modellierung und Berechnung der Ersatzstabeigenschaften kann die Verformung realitätsnah abgebildet werden. Teilschnittgrößen wie Eigenbiegung oder Normalkräfte in den Gurten infolge Biegemoment und Vorspannung können direkt aus den Stabschnittgrößen übernommen werden. Für das Trapezblech muss die Beanspruchung aus den Fachwerkstabschnittgrößen zurückgerechnet werden. Bei der dreidimensionalen Variante lassen sich gleichzeitig Längs- und Quertragwirkung erfassen und die entsprechenden Beanspru-

chungen wie z.B. Querbiegung in den Gurtplatten und im Trapezblechsteg ermitteln.

Prinzipiell stellt die Berechnung mit Fachwerkmodellen einen guten Kompromiss zwischen der Qualität der Ergebnisse und dem Modellierungs- und Berechnungsaufwand dar. Die eigentliche Berechnung ist mit einfachen Stabwerkprogrammen zu bewerkstelligen, komplexe FE-Programme und übermäßig leistungsfähige Rechner sind nicht erforderlich. Bei sorgfältiger Modellierung lassen sich mit diesem Verfahren sämtliche Trag- und Verformungsmechanismen abbilden, eine Modifikation der Methode bzw. eine Erarbeitung von vereinfachten Näherungslösungen ist hier nicht erforderlich.

2.4.5 Räumliche FE-Modellierung

Die 3-D-FE-Berechnung liefert theoretisch bei entsprechender Modellierung und sorgfältiger Elementierung die besten Ergebnisse, ist jedoch sehr arbeits- und rechenaufwändig. Aus den Ergebnissen, die nur in Form von Spannungsverteilungen vorliegen, müssen die Schnittgrößen noch mühsam von Hand nachberechnet werden bzw. können bei einigen FE-Programmen auch im Rahmen des post-processings ermittelt werden. Bei Änderungen des Querschnitts oder der Faltungsgeometrie ist eine komplette Neumodellierung erforderlich.

Demgegenüber stehen die Vorteile der Erfassung sämtlicher Beanspruchungen sowohl in Längs- als auch in Querrichtung. Neben den auch mit einer Stabstatikberechnung ermittelbaren Schnittgrößen wie Längsbiegemoment, Querkraft, Normalkraft und St.-Venantsche Torsion lassen sich daher auch weitere Effekte abbilden. So kann beispielsweise die Querbiegebeanspruchung eines Hohlkastenquerschnitts infolge exzentrischer Belastung oder Profilverformung ermittelt werden. Bei der Verformungsberechnung werden sämtliche Anteile korrekt erfasst, so dass keine zusätzlichen Überlegungen oder Vorberechnungen erforderlich sind.

Aufgrund des großen Modellierungsaufwands und der bei größeren Brückenbauwerken erforderlichen Rechnerleistung kann dieses Verfahren nur sinnvoll in Forschungsanwendungen oder für Teilberechnungen (vgl. Talbrücke Altwipfergrund) angewendet werden. Eine generelle Anwendung bei der statischen Berechnung und Bemessung von gesamten Brückenbauwerken erscheint zum derzeitigen Stand nicht sinnvoll möglich.

2.4.6 Fazit

Für die verschiedensten bei der statischen Berechnung von Verbundbrücken mit Trapezblechsteg auftretenden Belange liegen mit den oben erläuterten Methoden vielfältige Möglichkeiten vor. In der Praxis der Planung von Brückenbauwerken, auch in anderen Materialien und Bauweisen, dürfte die Berechnung mit Stabstatik derzeit die gebräuchlichste sein. Aufgrund ihrer Einfachheit und der leichten Handhabung verbunden mit ausreichend genauen Ergebnissen soll in erster Linie

diese Methode um die Berücksichtigung des Trapezblechstegs ergänzt, bzw. einfache Näherungslösungen hierfür erarbeitet werden.

Die übrigen beschriebenen Berechnungsmethoden bedürfen aufgrund ihrer detaillierten Modellierung entweder keiner weiteren Modifikationen, um das Verhalten des Trapezblechs in ausreichendem Maße zu erfassen, oder sie sind für die Praxis aufgrund verschiedener Einschränkungen oder ihrer Komplexität nicht uneingeschränkt zu nutzen. Aus diesen Gründen spielen diese Methoden im weiteren Verlauf dieser Arbeit eine nur untergeordnete Rolle oder werden, wie die 3-D-FE-Modellierung, zu Vergleichszwecken und Parameterstudien herangezogen.

3 Experimentelle Untersuchungen

3.1 Allgemeines

Im Rahmen eines gemeinsam am Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren und am Institut für Konstruktion und Entwurf durchgeführten Forschungsvorhabens wurden zur experimentellen Untersuchung des Tragverhaltens von Trägern mit Trapezblechstegen zwei Großversuche durchgeführt. Dabei sollte unter realistischen Geometrieverhältnissen das Verhalten sowohl im Bereich der Gebrauchslast als auch über das Traglastniveau hinaus bis in den Nachbruchbereich untersucht werden. Im selben Forschungsvorhaben wurden gleichzeitig verschiedene Varianten der Verbundfugenausbildung untersucht, so dass auch die beiden Großversuche mit verschiedenen Verbundmitteln ausgeführt wurden. Für die weiteren Betrachtungen im Rahmen dieser Arbeit ist dies jedoch von untergeordneter Bedeutung.

Im Folgenden werden die wichtigsten Daten zu den Versuchen und der Versuchsdurchführung sowie einige ausgewählte Ergebnisse, die für die vorliegende Arbeit von Bedeutung sind, dargestellt. Eine ausführliche Beschreibung der Versuche und ihrer Ergebnisse im Kontext der übrigen im Rahmen des Forschungsvorhabens durchgeführten Untersuchungen findet sich im zugehörigen Forschungsbericht [35].

3.2 Entwicklung der Versuchskörper

Die detaillierte Ausbildung der Versuchskörper ergibt sich aus den verschiedensten Einflussparametern. Prinzipiell dienen die getätigten Untersuchungen in erster Linie der Verbreitung der Anwendung von Trapezblechstegen im Brückenbau. Die Geometrie wurde daher in Anlehnung an bei Brücken bereits verwendete und sinnvolle Geometrieverhältnisse gewählt. Dabei konnten selbstverständlich die Originalabmessungen von Brückenbauwerken nicht verwendet werden, sondern mussten entsprechend skaliert werden.

Da das Beulverhalten nicht Gegenstand der durchgeführten Untersuchungen sein sollte, wurde eine Geometrie und Blechdicke gewählt, die ein Beulversagen der Versuchskörper ausschließt. Darüber hinaus wurden bereits in früheren Untersuchungen verschiedene Kriterien für eine sinnvolle Auswahl von Faltungswinkel und Abmessungsverhältnissen entwickelt ([3], [4], [30]), die ebenfalls beachtet wurden. Unter Berücksichtigung dieser Kriterien wurde schließlich für die experimentellen Untersuchungen die im Folgenden dargestellte Geometrie gewählt:

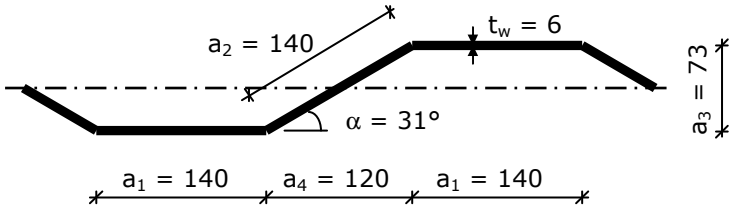


Abb. 3.1: Trapezblechgeometrie der Trägerversuche [mm]

Durch die Verwendung derselben Verbundmittelkonfigurationen wie bei den parallel durchgeführten Push-Out-Versuchen wurden die Gurtdicke sowie die Einbindetiefe des Trapezbleches ebenfalls bereits festgelegt.

Die Gesamtabmessungen der Träger wurden in erster Linie durch Einschränkungen hinsichtlich der Herstellung, des Transports sowie der maximal aufbringbaren Prüflast beeinflusst. Aufgrund dieser Einschränkungen wurden Trägerabmessungen von ca. 10 m Länge, 1,6 m Höhe sowie ein maximales Gesamtgewicht von ca. 10 t angestrebt. Hieraus ergibt sich die in Abb. 3.2 dargestellte Gesamtkonfiguration der Versuchsträger.

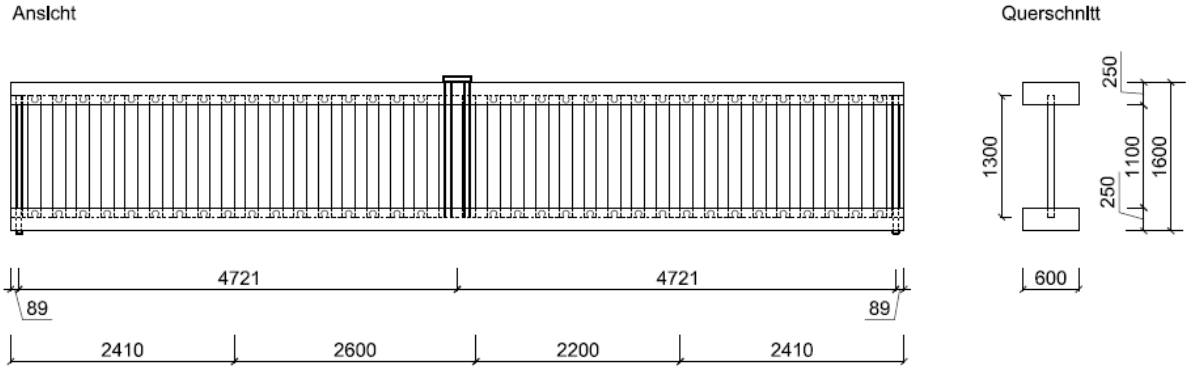


Abb. 3.2: Hauptabmessungen der Versuchsträger [mm]

Zur Vermeidung lokaler Eindrückungen des Obergurtes unter der Prüflast bzw. des Untergurtes an den Lagerstellen wurden massive Lasteinleitungssteifen am Trapezblech angeordnet, um eine gleichmäßige Einleitung der Belastung über die gesamte Stegblechhöhe zu gewährleisten. Durch die hierdurch auftretende Steifigkeitsänderung wurde zwar eine Störung des Tragverhaltens im Trapezblech erwartet, anderenfalls wäre durch die lokale Eindrückung ein Versagen infolge der örtlichen Betongurtbiegung oder des Trapezblechs zu befürchten gewesen. Die Betrachtung lokaler Effekte wie die Einleitung großer Einzellasten war jedoch nicht Ziel der Untersuchungen.

Ziel der Trägerversuche war die Abbildung des gesamten Tragverhaltens sowohl im ungerissenen Zustand als auch im gerissenen Zustand im Bereich der maximalen Traglast. Um den ungerissenen Zustand länger aufrechtzuerhalten, wurde eine externe Vorspannung des Untergurts vorgesehen. Ohne diese Maßnahme wäre das Rissmoment des Trägers bereits bei Belastung knapp oberhalb des Eigengewichts erreicht, so dass die Aufnahme und Auswertung von Messwerten in diesem schmalen Bereich deutlich erschwert gewesen wäre. Um den Einfluss der Vorspannung während der Belastung konstant zu halten und einen Zuwachs der Spanngliedkraft infolge der Durchbiegung, wie sie bei einer externen Vorspannung auftreten würde, zu verhindern, wurde ein regelbarer Hydraulikzylinder zur Aufbringung der Spannkraft verwendet. Es handelte sich also nicht um eine externe Vorspannung im klassischen Sinne, bei der die Spannglieder nach dem Anspannen verankert werden, sondern um die Aufbringung einer konstanten Drucknormalkraft im Untergurt.

3.3 Versuchsprogramm

Zur Identifizierung eventueller Unterschiede verschiedener Verbundfugenausbildungen im Verhalten am Gesamtträger wurden zwei Großversuchsträger TR1 und TR2 untersucht. Für Details zu den verwendeten Verbundmittelanordnungen BD2 und KBD5a sei auf den Forschungsbericht [35] verwiesen. Die übrigen Randbedingungen der Versuchsträger blieben identisch. Die Geometrie des Trapezblechs sowie des Gesamtträgers ist den obigen Abbildungen zu entnehmen, die übrigen Eigenschaften der Versuchskörper ergeben sich entsprechend nachfolgender Tab. 3.1.

Tab. 3.1: Übersicht über das experimentelle Versuchsprogramm

	Verbundmittel-anordnung	Blechdicke	Stahlgüte	Betongüte	Biegebe-wehrung	Vorspann-kraft
TR1	BD2	6 mm	S355	C30/37	12 ∅ 16	720 kN
TR2	KBD5a					

3.4 Werkstoffe

Für eine wirklichkeitsgetreue Berechnung in späteren numerischen Untersuchungen ist die Kenntnis der genauen Materialeigenschaften erforderlich. Aus diesem Grund wurden die Werkstoffkennwerte der relevanten Materialien anhand von Proben ermittelt. Für die übrigen Materialien liegen Werkstoffzeugnisse der Hersteller vor oder es wurde auf Normwerte zurückgegriffen.

Für die zum Einsatz gekommenen Materialien ergeben sich daraus die in nachfolgenden Tabellen zusammengefassten Eigenschaften:

Tab. 3.2: Werkstoffkennwerte der Stahlbleche

Bauteil	Probendicke [mm]	$R_{p\,0,2}$ [N/mm²]	R_m [N/mm²]	A [%]
Trapezblech	6,48	392	572	29,6
Steife	-	650	760 - 930	≥ 14

Tab. 3.3: Werkstoffkennwerte der Bewehrungsstähle

Durchmesser [mm]	Querschnitts-abweichung [%]	$R_{p\ 0,2}$ [N/mm²]	R_m [N/mm²]	A [%]
10	-0,05	566	644	11,6
16	±0,00	556	641	14,0

Tab. 3.4: Betonkennwerte

Bauteil	Betonierdatum	Betonalter bei Prüfung [t]	$f_{cm,\ cube}$ [N/mm²]	$f_{ct,\ fl}$ [N/mm²]
TR1 Untergurt	25.04.2006	73	34,7	3,5
TR1 Obergurt	28.04.2006	70	37,7	4,4
TR2 Untergurt	27.04.2006	76	34,3	3,2
TR2 Obergurt	03.05.2006	70	33,0	4,4

3.5 Versuchsaufbau

Die Trägerversuche wurden als 3-Punkt-Biegeversuche durchgeführt. Die Auflagerung der Träger erfolgte gelenkig über Rollenlager. Gleichzeitig war eines der Auflager horizontal verschieblich, um eine statisch bestimmte Lagersituation zu gewährleisten. Die Lasteinleitung erfolgte mittels eines weggesteuerten Hydraulikzylinders über die Lasteinleitungsplatte der Träger. Zur Aufbringung der Spannkraft im Untergurt wurden Spannstangen parallel zum Gurt angeordnet, die mittels eines regelbaren Hydraulikzylinders und Quertraversen die Spannkraft auf den Untergurt absetzten. Die Versorgung des Vorspannzylinders erfolgte mittels einer separaten Hydraulikanlage, mit deren Hilfe die Kraft in den Spannstangen im Versuchsverlauf konstant gehalten werden konnte.

Die folgenden Abbildungen zeigen den Gesamtaufbau des Versuchsstandes sowie Details zur Einleitung der Vorspannkraft und zur Auflagerung der Versuchsträger.

Abb. 3.3: Träger, eingebaut in Versuchsstand

Abb. 3.4: Vorspanneinrichtung

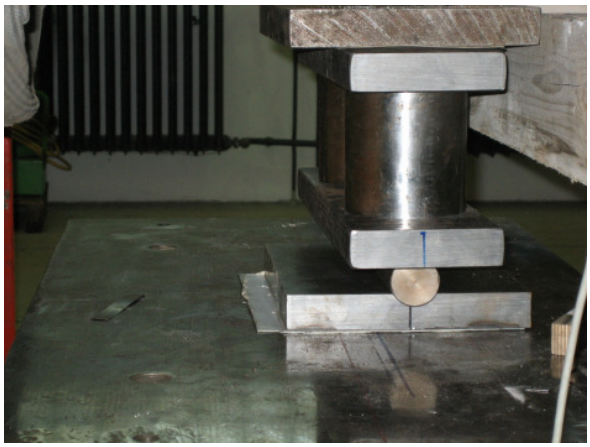


Abb. 3.5: Lager verschieblich, gelenkig

3.6 Durchgeführtes Messprogramm

3.6.1 Übersicht

An den beiden Versuchsträgern wurde ein umfangreiches Messprogramm, in erster Linie bestehend aus Wegmessungen und DMS-Messungen, durchgeführt. Bis auf geringe Unterschiede, auf die bei der Erläuterung der einzelnen Messpunkte noch eingegangen wird, waren die Messprogramme der beiden Versuchsträger identisch. Aufgrund der begrenzten Anzahl der zur Verfügung stehenden Messkanäle wurde lediglich eine Trägerhälfte mit Messeinrichtungen bestückt. Die nachfolgende Abb. 3.6 zeigt einen Überblick über die durchgeführten Messungen.

Nicht dargestellt in dieser schematischen Übersicht sind die DMS auf Bewehrungselementen und Verbundmitteln, die Kraftmessdosen zur Ermittlung der Vorspannkraft und der Auflagerkraft sowie die internen Messeinrichtungen der Prüfanlage zur Ermittlung der Pressenkraft und des Pressenweges.

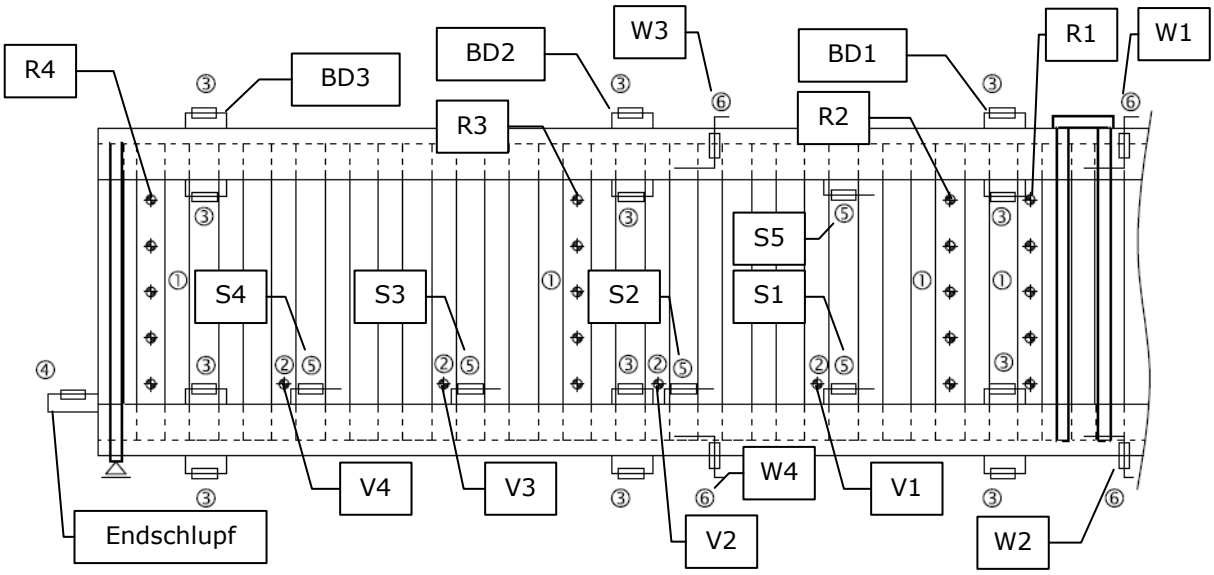


Abb. 3.6: Schematischer Überblick über die Messungen bei TR1

Im Folgenden werden die eingesetzten Messmethoden näher beschrieben und dargestellt, die Ziele der jeweiligen Messung dargelegt sowie Unterschiede im Messprogramm der beiden Träger erläutert.

3.6.2 DMS-Rosetten auf dem Steg (①, ②)

Die Anordnung der DMS-Rosetten wurde bei beiden Trägern identisch ausgeführt. Im Trägerverlauf wurden an verschiedenen Messschnitten Reihen von DMS-Rosetten angeordnet, mit deren Hilfe sowohl die Spannungen in Längs- und Vertikalrichtung des Trägers, als auch die Schubspannungen über die Trägerhöhe an den betreffenden Schnitten ermittelt werden konnten. Die Schnitte wurden dabei so gewählt, dass sowohl der Bereich der Störstellen an Lasteinleitung und Auflagerung als auch der ungestörte Bereich des Trägers abgedeckt waren. Über die Höhe des Steges wurden je betrachtetem Schnitt fünf Rosetten auf der Vorderseite angeordnet, auf der Rückseite befand sich lediglich eine Rosette je Schnitt in der Mitte des Steges. Aufgrund der begrenzten Anzahl an zur Verfügung stehenden Messkanälen musste auf eine Anordnung aller Rosetten auf Vorder- und Rückseite des Steges verzichtet werden. Die Rosetten auf der Vorderseite waren entsprechend der betrachteten Messschnitte R1 bis R4 gekennzeichnet, die einzelnen Rosetten innerhalb einer Reihe waren von oben nach unten durchnummeriert.

Zusätzlich zu den über die gesamte Steghöhe angeordneten Rosetten wurden im direkten Verbindungsbereich mit den Betongurten weitere Rosetten (V1 bis V4) angeordnet, um die Dehnungen und Schubverzerrungen unmittelbar an der Verbundfuge ermitteln zu können. Die nachfolgenden Abbildungen zeigen detailliert die Anordnung der DMS-Rosetten auf dem Steg sowohl über die Höhe als auch an der Verbundfuge.

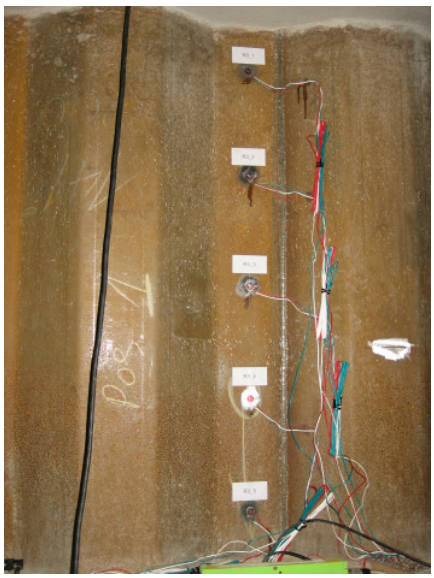


Abb. 3.7: DMS-Rosetten im Stegbereich

Abb. 3.8: DMS-Rosette an der Verbundfuge

3.6.3 Schlupfmessungen (④,⑤)

Um das Verhalten der Verbundfuge an den Versuchsträgern untersuchen zu können, fand eine Messung des auftretenden Schlupfes am Ende sowie im Verlauf des Trägers statt (S1 bis S5). Die Messung wurde dabei mit Hilfe von Wegmessgebern durchgeführt, die im Verlauf des Versuchs auftretende Differenzverformungen zwischen Betongurt und Trapezblechsteg aufnahmen. Obige Abb. 3.8 zeigt neben der DMS-Rosette an der Verbundfuge auch einen der betreffenden Wegaufnehmer.

3.6.4 Dehnungsmessungen der Betongurte (③)

Zur Beurteilung des Verhaltens der Betongurte wurden die Dehnungen jeweils an Ober- und Unterseite der Gurte an drei verschiedenen Messschnitten BD1 bis BD3 gemessen (siehe auch Übersicht in Abb. 3.6). Die Dehnungen an der Oberseite der Gurte konnten dabei jeweils mit so genannten Setzdehnungsmessern ermittelt werden, während die Dehnungen an der Unterseite mit konventionellen Wegaufnehmern und angeklebten Winkeln aufgenommen werden mussten. An den freien Flächen der Gurte (Oberseite des Obergurts sowie Unterseite des Untergurts) konnten je Messschnitt zwei Messstellen eingerichtet werden, jeweils in der Achse des Trägers sowie im Randbereich der Gurte. An den Flächen, in denen das Trapezblech einbindet, konnte lediglich eine Messstelle im Randbereich gemessen werden (vgl. auch Abb. 3.9).

Die Messgeber erfassten einen Bereich von 200 mm Länge, die ermittelten Dehnungen wurden auf diese Ausgangslänge bezogen. Lagen Risse im Bereich des Messgebers, wurden die im Riss auftretenden hohen Dehnungen mit erfasst. Es handelte sich also streng genommen nicht um eine Messung der tatsächlichen

örtlichen Betondehnung, sondern der mittleren Dehnung des Gurtes im Bereich der Messlänge unter Berücksichtigung etwaiger Risse.

Die Messstellen innerhalb eines Messschnittes waren von oben nach unten umlaufend von 1 bis 6 durchnummeriert (vgl. auch Abb. 3.9 rechts). Mit Hilfe der Dehnungen an Ober- und Unterseite der Gurte konnten in Verbindung mit den Messungen im Steg Aussagen über die Dehnungsverteilung des Gesamtträgers gemacht werden.

Abb. 3.9: Dehnungsmessung an Betongurten, Messgeber und Anordnung Schnitt BD2

3.6.5 Messung der Vertikalverformung (⑥)

Die Messung der Vertikalverformung der Träger erfolgte mittels Wegaufnehmern. Für den zuerst durchgeführten Versuch am Träger TR1 wurden jeweils in der Mitte des Trägers sowie am Viertelspunkt die vertikalen Verformungen des Obergurts und des Untergurts in der Trägerlängsachse aufgenommen.

Aufgrund der bei Träger TR1 erkennbaren komplexeren Verformungsfigur insbesondere im Lasteinleitungsbereich, wurde für den zweiten Träger TR2 ein erweitertes Programm an Verformungsmessungen gewählt. Hierbei wurde im Lasteinleitungsbereich sowohl in Trägerlängsachse als auch im Randbereich direkt in der Mitte des Trägers sowie in engem Abstand daneben die vertikale Verformung ermittelt. Im Viertelspunkt wurde zusätzlich gemessen, hier wurde die Bezeichnung mit W3 oben und W4 unten aus dem Versuch TR1 übernommen. Für die verdichtete Messung im Mittelbereich ist die Lage und Bezeichnung der Messstellen der Skizze in Abb. 3.10 rechts zu entnehmen.

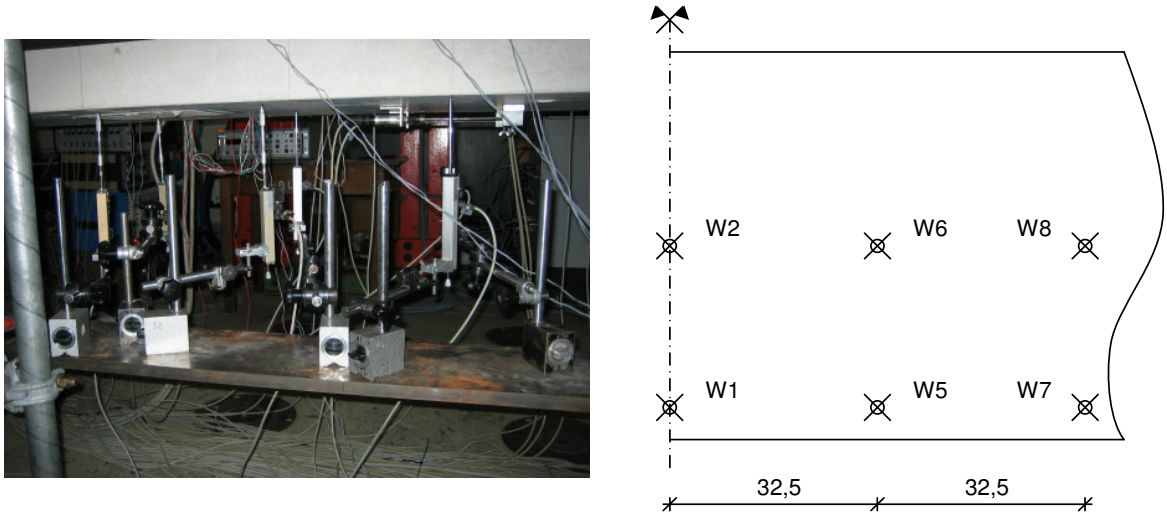


Abb. 3.10: Verdichtete Verformungsmessung Träger TR2

3.6.6 DMS auf Bewehrung

Teile der Biegebewehrung des Untergurtes wurden mit Dehnmessstreifen bestückt. Die DMS wurden beidseitig der Mitte des Trägers direkt im Lasteinleitungsbereich sowie im Abstand von ca. 1,0 m davon angeordnet. Die Anordnung ist schematisch in Abb. 3.11 dargestellt. Die Anordnung erfolgte symmetrisch zur Mitte des Trägers.

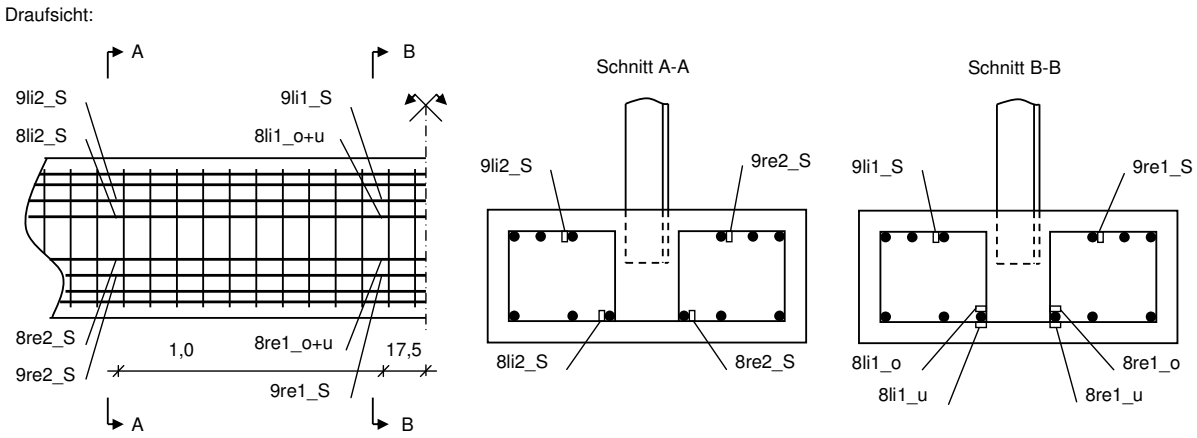


Abb. 3.11: Anordnung der DMS auf Längsbewehrung im Untergurt

3.6.7 Kraftmessdosen

Insgesamt wurden vier Kraftmessdosen angeordnet. Mit Hilfe von zwei Kraftmessdosen (KMD 3 und KMD 4) wurde die vor Beginn der eigentlichen Belastung aufgebrachte Vorspannkraft gemessen, um im Versuchsverlauf die Wirkung der konstant gehaltenen Hydraulikregelung kontrollieren zu können (vgl. auch Abb. 3.4). Mit den übrigen Kraftmessdosen wurde die Auflagerkraft auf der mit der Messeinrichtung bestückten Trägerhälfte gemessen (KMD 1 und KMD 2). Da aufgrund der beschränkten Anzahl an Messkanälen nur eine Trägerhälfte vermessen werden konnte, musste die Auflagerkraft miterfasst werden, um eine evtl. auftre-

tende unsymmetrische Lastabtragung identifizieren und entsprechend berücksichtigen zu können.

3.7 Versuchsablauf

Eine ausführliche Beschreibung der Vorgänge bei der Durchführung der Versuche, Details zum Ablauf der Rissbildung sowie die zugehörige Fotodokumentation finden sich im entsprechenden Forschungsbericht [35]. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit werden lediglich die für das weitere Verständnis erforderlichen Vorgänge und Ergebnisse näher erläutert und beleuchtet.

Gemäß dem oben beschriebenen Versuchsaufbau wurden die Träger aufgebaut und mit der Vorspanneinrichtung versehen. Nach Installation, Kalibrierung und Prüfung der beschriebenen Messeinrichtung begann die Durchführung des eigentlichen Versuches.

Vor der Belastung durch die Prüfmaschine wurde die konstante Vorspannkraft aufgebracht. Mit Hilfe der Kraftmessdosen wurde die vorab gewählte Vorspannkraft von 720 kN eingeregelt. Der sich dabei ergebende Hydraulikdruck wurde im weiteren Verlauf der Versuchsdurchführung konstant gehalten und die Zugkraft in den Spannstangen durch die Kraftmessdosen kontrolliert. Während der Aufbringung der Vorspannkraft wurde bereits das gesamte Messprogramm aufgenommen. Die sich zum Ende der Vorspannphase einstellende Verformung wurde als Nullwert kalibriert, d.h. die bereits abgeschlossene Verformung infolge Vorspannung und Eigengewichts wird in den Kraft-Verformungsbeziehungen nicht berücksichtigt, sondern lediglich die aus der äußeren Last resultierende. Die Kräfte in den Spanngliedern variierten im Verlaufe der weiteren Versuchsdurchführung zwischen ca. 710 und 730 kN, die Abweichung der hydraulischen Steuerung lag also bei ca. 3 %.

Nach dem Aufbringen der Vorspannkraft begann die Durchführung des eigentlichen Versuches. Mit einer Belastungsgeschwindigkeit von zunächst 1 mm/min wurde die Belastung weggesteuert aufgebracht. In Abständen von ca. 100 kN wurde der Versuchsablauf jeweils kurz unterbrochen und der Zustand des Trägers und der Messeinrichtung begutachtet und protokolliert. Während des gesamten Versuchsablaufs wurde der Träger dabei auch auf Risse untersucht. Auftretende Risse wurden markiert, teilweise vermessen und ebenfalls protokolliert.

Die ersten geringen Risse traten bei beiden Versuchen bei einer Belastung von ca. 300 bis 400 kN an der Unterseite des Untergurts auf. Bei ca. 600 kN traten in beiden Fällen die ersten nennenswerten Risse auf. Dies deckt sich mit dem erwarteten Bereich, in dem die von der Vorspannung verursachten Druckspannungen aufgezehrt sind. Im weiteren Verlauf der Belastung breitete sich der Bereich, in dem Risse entstanden, über die Länge des Trägers weiter aus, vorhandene Risse schritten von der Unterseite des Untergurts über die gesamte Höhe des Gurtes hin fort. Ab einer Last von ca. 1300 kN entstanden keine neuen Risse mehr, die Rissbreite der bis dahin entstandenen Risse nahm lediglich noch deut-

lich zu. Zusätzlich entstanden ab einer Beanspruchung von ca. 1100 kN kräftige Risse an der Oberseite des Untergurtes im Verbundbereich, ausgehend vom schrägen, sich gegen den Beton abstützenden Blechteil (vgl. Abb. 3.12).

Abb. 3.12: Schrägrisse im Feldbereich

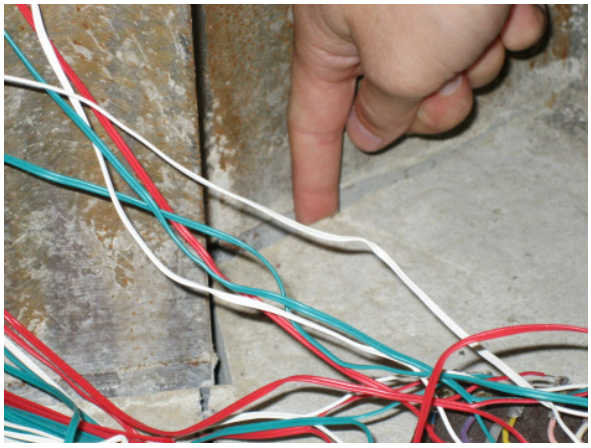


Abb. 3.13: Klaffen am Trapezblech

Die Träger wurden weiter bis zum Erreichen der Traglast belastet. Bei ca. 1300 kN begannen die Verformungen stark zuzunehmen, der Bereich des Bewehrungsfließens begann. Aufgrund der großen Verformungen nahm die Rissbreite im Mittelbereich stark zu, gleichzeitig entstanden klaffende Risse zwischen Beton und Trapezblech, verbunden mit einem Aufbiegen des Untergurts (vgl. Abb. 3.13). Darüber hinaus war zu erkennen, dass in der Feldmitte eine überproportionale Verformung stattfand (vgl. Abb. 3.14). Zusätzlich zur Verformungsfigur des Einfeldträgers schien sich der geschädigte Mittelbereich aufgrund der Belastung weiter abzusenken und eine lokale Eigenbiegung der Betongurte hervorzurufen. Im weiteren Verlauf der Belastung war ein beginnendes Druckzonenversagen im Obergurt durch erste Abplatzungen neben der Lasteinleitungsstelle zu erkennen. Hinzu kamen Risse an der Unterseite des Obergurts, die sich im weiteren Verlauf einstellten (vgl. Abb. 3.15).

Abb. 3.14: Lokale Verformung Feldmitte

Abb. 3.15: Risse an Unterseite Obergurt

Schließlich kam es zu teilweisen Ausbrüchen des Betons im Untergurt durch die großen Risse, zu einer weiteren Zerstörung der Druckzone sowie des Verbundes

im Mittelbereich. Bei einer maximalen Last von ca. 1470 kN erfolgte bei beiden Versuchen der Bruch des ersten Bewehrungsstabes. Die Versuche wurden nach Bruch weiterer Bewehrungsstäbe aus Sicherheitsgründen abgebrochen. Das Versagen des Versuchskörpers erfolgte wie geplant durch den Bruch der Zugbewehrung im Untergurt, verbunden mit beginnender Zerstörung der Druckzone (vgl. Abb. 3.16 und Abb. 3.17).

Abb. 3.16: Zerstörte Druckzone

Abb. 3.17: Gerissener Bewehrungsstahl

3.8 Versuchsergebnisse

3.8.1 Allgemeines

Im vorliegenden Abschnitt werden lediglich die für die weiteren Betrachtungen im Rahmen dieser Arbeit erforderlichen Messergebnisse der experimentellen Untersuchungen dargestellt. Der Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Ergebnissen der numerischen Untersuchungen sowie deren Einordnung in die Entwicklung der Berechnungsverfahren finden an späterer Stelle statt. Die über den Umfang dieser Arbeit hinausgehenden Versuchsergebnisse, die für weitere Untersuchungen Verwendung fanden, werden im Rahmen dieser Arbeit nicht erläutert, hier sei auf den entsprechenden Forschungsbericht [35] verwiesen.

Grundsätzlich lassen sich die vorhandenen Versuchsergebnisse in zwei verschiedene Phasen einteilen. Zum einen die Phase der Aufbringung der Vorspannung, bereits hier wurden die Werte sämtlicher Messstellen erfasst. Für die Betrachtungen im Rahmen dieser Arbeit sind diese Ergebnisse jedoch nicht von Bedeutung. Von elementarer Bedeutung ist dagegen die zweite Phase der Untersuchung während der Aufbringung der Belastung bis zum Versagen des Trägers. In dieser Phase finden die Vorgänge statt, die im Rahmen dieser Arbeit detailliert untersucht wurden.

3.8.2 Verformungen

Die folgende Abbildung zeigt einen Vergleich ausgewählter Last-Verformungs-Kurven beider Versuchsträger.

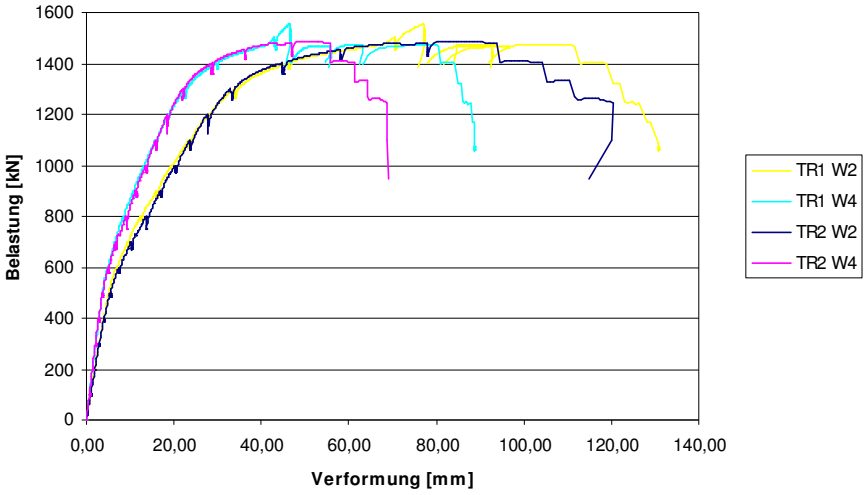


Abb. 3.18: Vergleich ausgewählter Last-Verformungs-Kurven

Gut zu erkennen an den Verformungskurven sind die einzelnen Bereiche, die im folgenden Verlauf dieser Arbeit genauer untersucht werden. Zunächst der linear elastische Bereich bis zu einer Belastung von etwa 500 kN, der für die Betrachtungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit im Zusammenhang mit den linear elastischen Berechnungen herangezogen wird. Daran anschließend der Bereich des Zustands II, der für die Untersuchungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit in Verbindung mit den nichtlinearen FE-Berechnungen betrachtet wird.

Der Vergleich der jeweils korrespondierenden Last-Verformungskurven beider Träger zeigt im relevanten Untersuchungsbereich ein annähernd gleiches Verhalten. Dies zeigt zum einen, dass durch die unterschiedlichen Verbundmittel keine signifikanten Unterschiede auftraten. Zum anderen zeigt sich, dass keiner der beiden Träger ein extremes Verhalten aufweist, sondern bei beiden von einem repräsentativen Verhalten auszugehen ist, beide also für weitere Auswertungen und Vergleiche mit numerischen Untersuchungen herangezogen werden können.

3.8.3 Spannungen im Trapezblechsteg

Die mit den DMS-Rosetten gemessenen Verzerrungen in horizontaler, vertikaler und diagonaler Richtung können mit Hilfe der Gesetzmäßigkeiten der Elastizitätstheorie [42] unter Verwendung der bekannten Materialeigenschaften des Stahles in die lokalen Spannungen in Vertikal- und Horizontalrichtung sowie Schubspannungen umgerechnet werden. Mit Hilfe der so ermittelten Spannungen können verschiedene Effekte des Tragverhaltens des Verbundträgers identifiziert und beleuchtet werden. So kann beispielsweise mit Hilfe der Horizontalspannungen nachgewiesen werden, dass sich das Trapezblech der Biegebeanspruchung des Trägers größtenteils entzieht und in Längsrichtung lediglich durch das Auseinanderziehen der Faltung beansprucht wird.

Für die Untersuchungen im Rahmen der vorliegenden Arbeit sind diese Effekte jedoch nicht von Bedeutung. Hier sind in erster Linie die Schubspannungen im

Trapezblechsteg von Belang. Mit ihrer Hilfe können Aussagen zur Abtragung der Querkraft im Verbundquerschnitt hergeleitet werden.

Die nachfolgenden Abbildungen zeigen die aus den Messwerten errechneten Schubspannungsverläufe in den einzelnen Messschnitten am Beispiel des Trägers TR2.

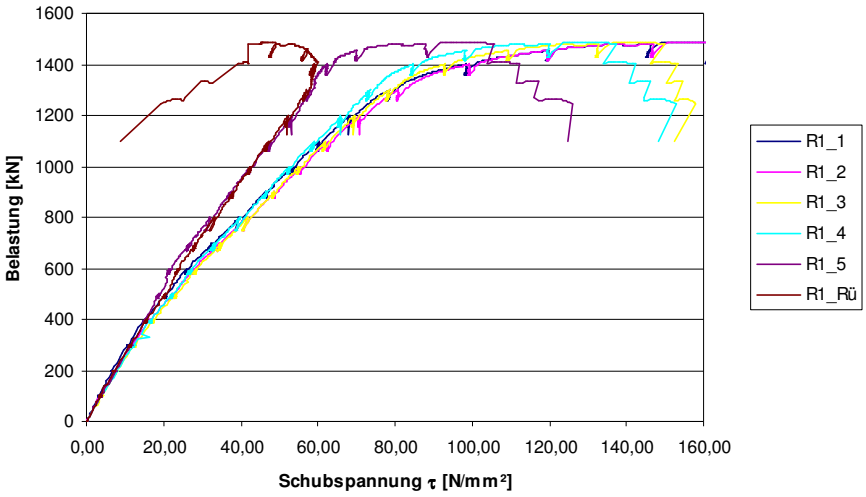


Abb. 3.19: Schubspannungen Messschnitt R1 am Träger TR2

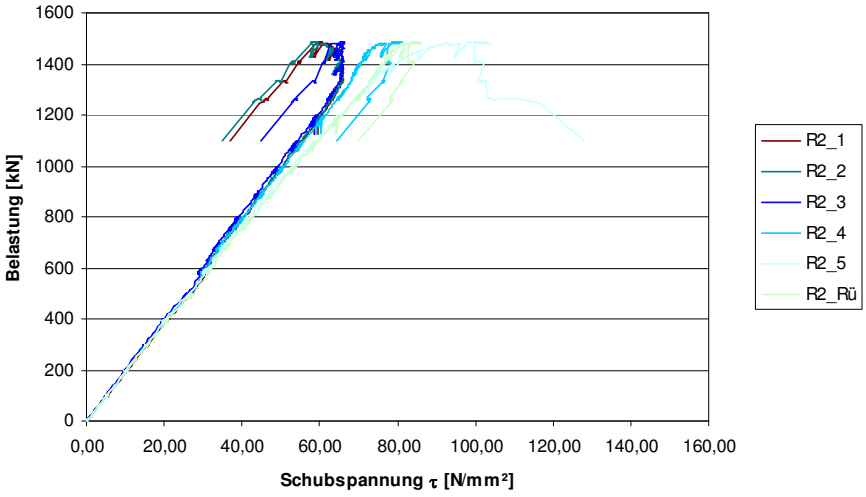


Abb. 3.20: Schubspannungen Messschnitt R2 am Träger TR2

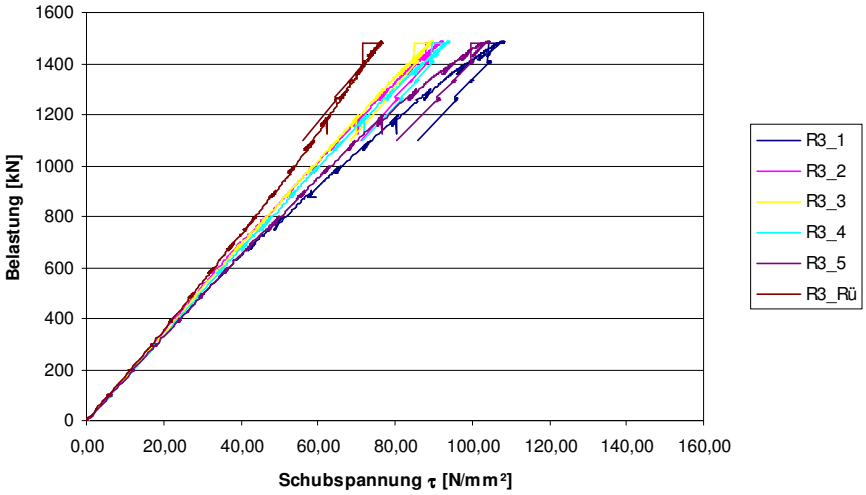


Abb. 3.21: Schubspannungen Messschnitt R3 am Träger TR2

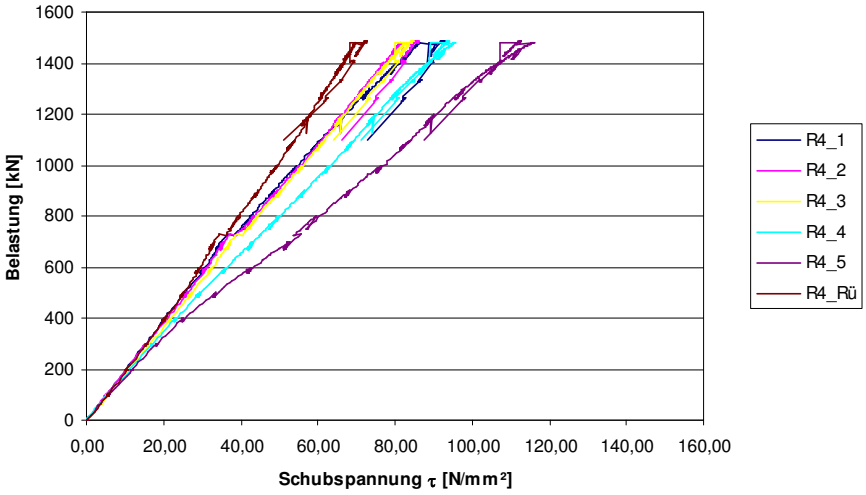


Abb. 3.22: Schubspannungen Messschnitt R4 am Träger TR2

Die vorhandenen Unterschiede zwischen den einzelnen Messschnitten zeigen, dass unterschiedlich große Anteile der Querkraft in den jeweiligen Schnitten des Steges abgetragen werden, die Restquerkraft muss dabei von den Gurten aufgenommen werden. Im Bereich der direkten Lasteinleitung (Messschnitt R1) ist zu erkennen, wie sich die Schubspannung an der Unterseite des Steges mit beginnender Rissbildung von der Spannung im restlichen Blech unterscheidet. Im Schnitt R2 ist dieser Effekt bereits nur sehr abgeschwächt zu erkennen. Im Bereich der Traglast nehmen die Schubspannungen im Schnitt R1 überproportional zu, während sie sich in den übrigen Schnitten annähernd linear zur Laststeigerung verhalten. Dies zeigt, dass dem Störbereich der Lasteinleitung insbesondere im Traglastzustand besonderes Augenmerk entgegengebracht werden muss, da hier eine deutliche Veränderung des Tragverhaltens zu erwarten ist.

Auf weitere Eigenheiten der Schubspannungen, Unterschiede innerhalb der einzelnen Messpunkte einer Messreihe, die daraus resultierenden Schubspannungsverläufe über die Blechhöhe und die Konsequenzen auf das Tragverhalten und insbesondere auf die Abtragung der Gesamtquerkraft wird an späterer Stelle nochmals ausführlicher eingegangen.

3.8.4 Dehnungen der Betongurte

Die Dehnungen der Betongurte wurden, wie bereits beschrieben, mittels Setzdehnungsmessern bzw. Wegmessgebern ermittelt. Mit Hilfe der ermittelten Werte für die Dehnungen im Betongurt lassen sich für beliebige Belastungen die im Träger auftretenden Dehnungsebenen darstellen.

Die genaue Erläuterung der einzelnen Messergebnisse der beiden Versuche ist im Forschungsbericht [35] zu finden. Exemplarisch sind in der nachfolgenden Abbildung für den Versuch TR1 für verschiedene Belastungen die Dehnungsebenen dargestellt. Die gepunkteten Linien stellen nicht die Dehnungszustände des Trapezbleches dar, sie dienen lediglich der besseren Sichtbarkeit der Dehnungszustände der Gurte. An den Stellen, für die zwei Messwerte zur Verfügung stehen (Oberkante Obergurt und Unterkante Untergurt), sind die Mittelwerte angegeben.

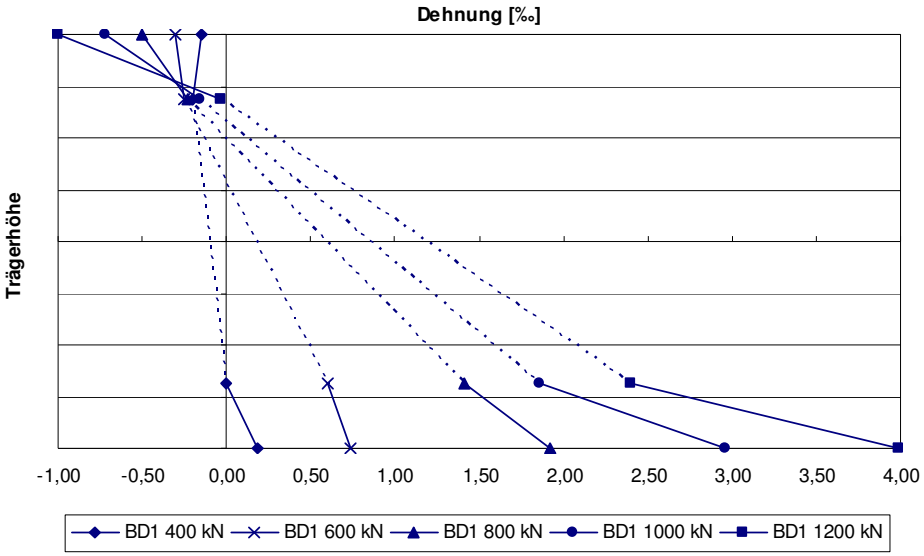


Abb. 3.23: Dehnungsebenen Schnitt BD1 bei verschiedenen Belastungen

Es zeigt sich bei der Betrachtung der Dehnungsebenen wie erwartet ein Anstieg der Neigung der Gesamtebenen mit steigender Beanspruchung. Weiterhin ist eine deutliche Abweichung der Gurte von der linearen Dehnungsverteilung nach Bernoulli zu erkennen. Dies bestätigt den bereits in Abschnitt 2.2.1 erläuterten Gurtbiegungsanteil gemäß Sandwichtheorie [47], der einen erhöhten Anteil der Gurte an der Querkraftabtragung nach sich zieht. Die nachfolgende Abbildung zeigt exemplarisch für die Belastung von 1200 kN, wie sich die Biegebeanspruchung aus der Gesamtbiegung des Trägers und der Eigenbiegung der Gurte zusammensetzt.

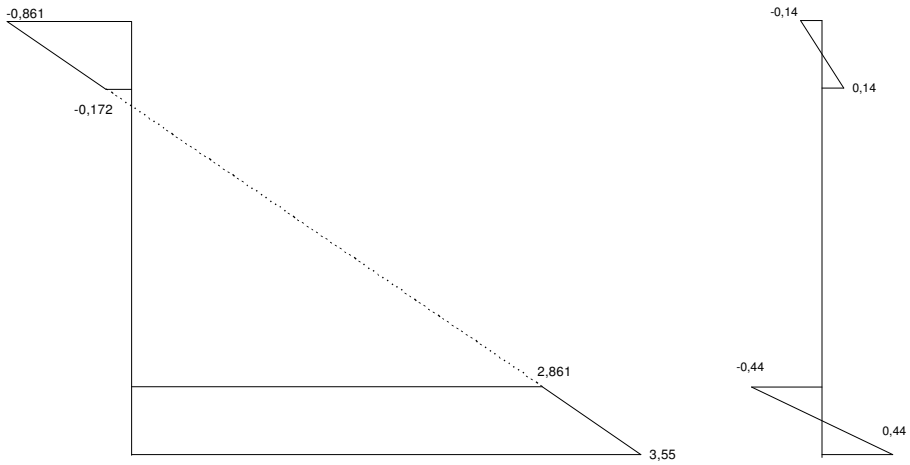


Abb. 3.24: Dehnungsebenen aus Gesamtbiegung und Eigenbiegung

3.8.5 Kraftmessdosen

Die angeordneten Kraftmessdosen dienten der Kontrolle der gleichmäßigen Lasteinleitung. Die nachfolgende Abb. 3.25 zeigt den Verlauf der gemessenen Kräfte an den Kraftmessdosen KMD1 und KMD2 sowie der daraus resultierenden Auflagerkraft. Dabei ist zu erkennen, dass sich die Auflagerkraft im gesamten relevanten Versuchsbereich zwischen 48 und 50 % befand. Für die weiteren Betrachtungen kann also von einer Querkraft von jeweils 50 % der aufgebrachten Gesamtlast je Trägerseite ausgegangen werden.

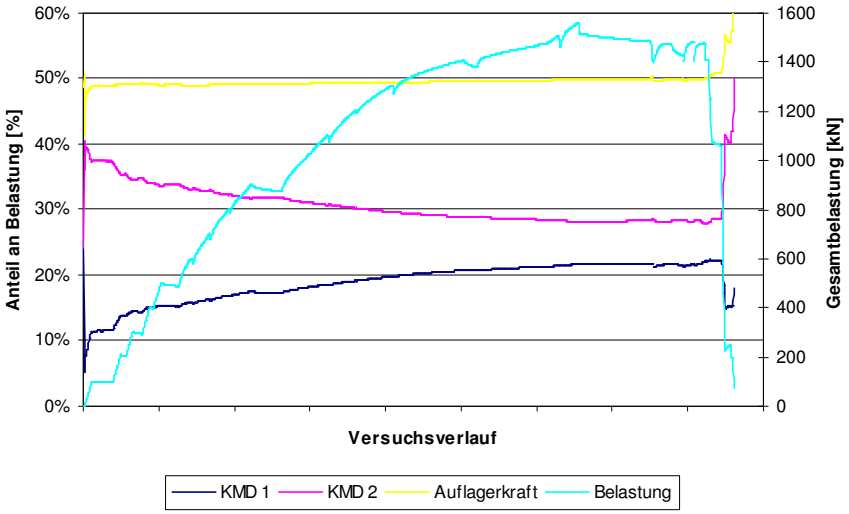


Abb. 3.25: Auswertung der Kraftmessdosen KMD1 und KMD2 (TR1)

3.9 Zusammenfassung

Die oben dargestellten Ergebnisse der im Rahmen eines umfangreichen, institutsübergreifenden Forschungsprojektes durchgeführten experimentellen Untersuchungen stellen lediglich einen kurzen Abriss der für diese Arbeit relevanten Inhalte dar. Ergebnisse zu weiteren Aspekten des Tragverhaltens (z.B. zum Beitrag des Trapezblechs am Abtrag der Biegebeanspruchung) können dem zugehörigen Forschungsbericht [35] entnommen werden.

Die durchgeführten Großversuche bestätigten, z.B. hinsichtlich der Dehnungsverteilung, das bereits in Kapitel 2 beschriebene Tragverhalten bzw. die Ergebnisse der dort beschriebenen experimentellen Untersuchungen.

Auf Grundlage der durchgeführten Versuche kann nun ein FE-Modell entwickelt werden, mit dessen Hilfe der Erkenntnis- und Parameterumfang sowohl für den Bereich des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit als auch für den Grenzzustand der Tragfähigkeit erweitert und die relevanten Einflussparameter identifiziert werden können.

4 Numerische Untersuchungen

4.1 Allgemeines

Zur weiterführenden Untersuchung des Tragverhaltens der Träger und insbesondere zur Untersuchung verschiedener Einflussparameter, die in der begrenzten Anzahl der Versuche nicht ausreichend betrachtet werden konnten, wurden verschiedene numerische Berechnungen durchgeführt. Dabei ist prinzipiell zwischen zwei Arten der Berechnung zu unterscheiden. Für manche Zielsetzungen ist die Betrachtung des Querschnittes ausreichend, ohne eine Analyse des gesamten Systems. Dabei wurden die aus Betongurten und Trapezblechsteg zusammengesetzten Verbundquerschnitte hinsichtlich verschiedener Eigenschaften wie z.B. Schubspannungsverteilungen untersucht. Für diese Art der Untersuchung wurden lediglich die Geometrie des Querschnitts sowie die Materialien definiert. Die nachfolgenden Ausführungen bezüglich Elementen, Materialgesetzen und Modellierung wurden hier nur teilweise benötigt.

Die zweite Art der Berechnung besteht in der klassischen FE-Berechnung, in diesem Fall anhand von dreidimensionalen Modellen. Je nach Zielsetzung der Berechnung wurden dabei linear elastische bzw. materiell nichtlineare Berechnungsmethoden eingesetzt. Bei materiell nichtlinearen Berechnungen erfolgte auch eine Modellierung der Verbundfuge mit entsprechenden Interfaceelementen.

Mit Hilfe der linear elastischen Berechnungen lassen sich Aussagen für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, in erster Linie zu Verformungen, ableiten. Mit Hilfe der nichtlinearen Berechnungen sind darüber hinaus auch Aussagen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit möglich.

Teilweise wurden, in erster Linie zur Untersuchung der praktischen Umsetzung der gewonnenen Erkenntnisse mit gängigen Berechnungsmethoden, auch Stabwerkberechnungen durchgeführt. Aufgrund der allgemeinen Bekanntheit des Berechnungsverfahrens wird das grundsätzliche Vorgehen hier nicht detailliert erläutert, auf evtl. Besonderheiten wird bei der Erläuterung der entsprechenden Berechnungen und deren Ergebnisse eingegangen.

Die Berechnungen erfolgten mit dem Programmsystem DIANA, das vielfältige Optionen zur Auswahl von Elementen, Materialgesetzen und Berechnungsverfahren liefert. Grundlage aller weiteren Betrachtungen war zunächst die Modellierung und Nachrechnung der Versuche, die zur Verifizierung des FE-Modells und als Referenzpunkt der weiteren Parameteruntersuchungen diente. Vor der Modellierung der eigentlich zu untersuchenden Objekte wurden umfangreiche Testrechnungen durchgeführt, um die geeigneten Elementtypen auszuwählen, die Qualität der eingesetzten Materialgesetze zu prüfen und insbesondere auch die Berücksichtigung spezieller Effekte, wie z.B. Verwölbung des Trapezblechs, zu verifizieren.

4.2 Modellierung 3-D-Modelle

4.2.1 Elementauswahl

Für die dreidimensionale Modellierung der Verbundträger mit Trapezblechsteg wurden die Gurte als Volumenkörper modelliert. Bei dünnen, eher scheibenartigen Gurten, wie sie z.B. bei Brückenquerschnitten auftreten, wäre alternativ die Modellierung aus Schalenelementen möglich. Da dies bei den gedrungenen Gurten der Versuchskörper jedoch nicht der Fall war, wurden Volumenelemente herangezogen. Der dünnwandige Steg wurde hingegen mit Hilfe von Schalenelementen modelliert. Für die nichtlinearen Untersuchungen wurden die Gurte und der Steg teilweise mit Hilfe von Interfaceelementen verbunden, die das Verhalten der Verbundfuge simulieren. Aufgrund dieser grundsätzlichen Überlegungen und der vorab durchgeführten Testrechnungen ergab sich die Auswahl der nachfolgend beschriebenen Elementtypen.

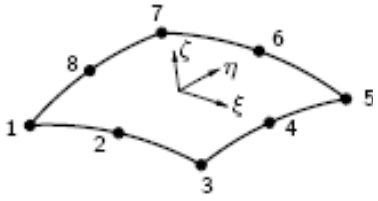


Abb. 4.1: Schalenelement CQ40S [13]

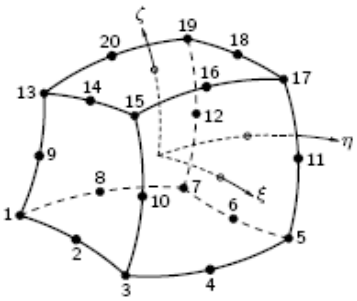


Abb. 4.2: Volumenelement CHX60 [13]

Abb. 4.3: Interfaceelement CL24I [13]

Als Schalenelement kam ein achtknotiges Element mit quadratischem Ansatz und gekrümmter Oberfläche zum Einsatz. Eine Verbindung von Schalen- und Volumenelementen ist bei dem zum Einsatz kommenden Programmsystem DIANA nur mit Hilfe gekrümmter („curved") Schalenelemente möglich. Aufgrund des quadratischen Ansatzes und der Zwischenknoten auf den Seitenlinien ist es möglich, Spannungsverteilungen entlang der Ränder ausreichend genau bei vertretbarer Elementierung, d.h. Elementanzahl abzubilden. Das Element ist mit einem reduzierten Integrationsschema zur Vermeidung von Membrane- und Shearlockingeffekten ausgestattet. Testrechnungen zeigten, dass dies äußerst wirksam ist und die Berechnung realistischer Schubverformungen mit diesem Element ermöglicht.

Für die Volumenelemente ergaben sich daraus zwangsläufig 20knotige Elemente, ebenfalls mit quadratischem Ansatz, um eine Verbindung mit den Seiten der Schalenelemente zu ermöglichen. Teilweise wurden die Elemente dabei direkt verbunden, in einigen Berechnungen kamen Zwischenelemente, so genannte Interfaceelemente, zum Einsatz. Diese Elemente erlauben die Abbildung des Verhaltens der Verbundfuge in nichtlinearen Berechnungen. Im Gegensatz zur FE-Modellierung der Push-Out-Körper, bei der die einzelnen Verbundmittel mit ihrer

gesamten Geometrie abgebildet wurden, war dies aufgrund der Größe des Modells bei der Betrachtung eines gesamten Trägers nicht möglich. Hierzu hätte eine Vielzahl von Verbundmitteln modelliert und der Träger entsprechend fein vernetzt werden müssen, was zu einer nicht mehr beherrschbaren Modellgröße geführt hätte. Mit Hilfe der Interfaceelemente konnten annähernd beliebige Eigenschaften der Verbundfuge abgebildet und so das in anderen Arbeiten [35], [38] ermittelte Verbundfugenverhalten für die Trägerberechnungen simuliert werden.

Bewehrungsstäbe müssen beim verwendeten Programm nicht als eigenständige Elemente des FE-Netzes modelliert werden. Die Wirkung der Bewehrung wird stattdessen durch Erhöhung der Steifigkeit der von ihr durchdrungenen Volumenelemente in der Steifigkeitsmatrix berücksichtigt. Hierzu ist Lage, Durchmesser und Material der einzelnen Bewehrungsstäbe zu definieren. Im Laufe der Berechnung werden die Dehnungen der Bewehrungsstäbe anhand der Verformungen der Basiselemente berechnet. Hierbei wurde von vollständigem Verbund ausgegangen. Dieses Vorgehen ist nur für die Berechnung großer Systeme, bei denen die genaue Lage von Rissen das Gesamtverhalten nicht beeinflusst, möglich. Bei der Modellierung von Details, wie z.B. einzelnen Verbundmitteln, wäre eine Abbildung der einzelnen Bewehrungsstäbe als Stabelemente sowie die Definition des Verbunds mittels Interfaceelementen erforderlich, um ein realitätsnahes Ergebnis zu erzielen.

Für weitere Informationen zu Eigenschaften der Elemente und zur Hintergrundtheorie verschiedener Elementansätze wird auf die entsprechenden Ausführungen im Handbuch [13] bzw. auf weiterführende Literatur verwiesen.

4.2.2 Materialgesetze

Für das Programmsystem DIANA steht eine Vielzahl von Materialgesetzen zur Verfügung. Zur Nachrechnung der Versuche, die zur Verifizierung der Modellierung erforderlich war, mussten die bei der Versuchsdurchführung ermittelten Materialeigenschaften in diesen Materialgesetzen umgesetzt werden.

Für Stahlelemente steht dazu in erster Linie das Materialgesetz nach Tresca oder Von Mises zur Verfügung. Für das Verhalten außerhalb des linear elastischen Bereichs können bei beiden Materialgesetzen Wertepaare zur Erfassung des Verfestigungsverhaltens angegeben und so beliebige Spannungs-Dehnungs-Beziehungen abgebildet werden. Mit Hilfe der aus den Werkstoffprüfungen bekannten Werte für $R_{p\ 0,2}$, der Zugfestigkeit R_m und den zugehörigen Dehnungen ließen sich so die Werkstoffkennlinien für die verwendeten Stähle abbilden. Dabei ist in DIANA die äquivalente plastische Dehnung einzugeben, d.h. der Dehnungswert aus der Spannungs-Dehnungs-Beziehung abzüglich des elastischen Anteils.

Exemplarisch ist die entsprechende Kurve für den verwendeten Bewehrungsstahl in Abb. 4.4 dargestellt. Die Angabe des E-Moduls und der Querdehnzahl ergänzte die erforderlichen Eingaben für das Materialgesetz in DIANA.

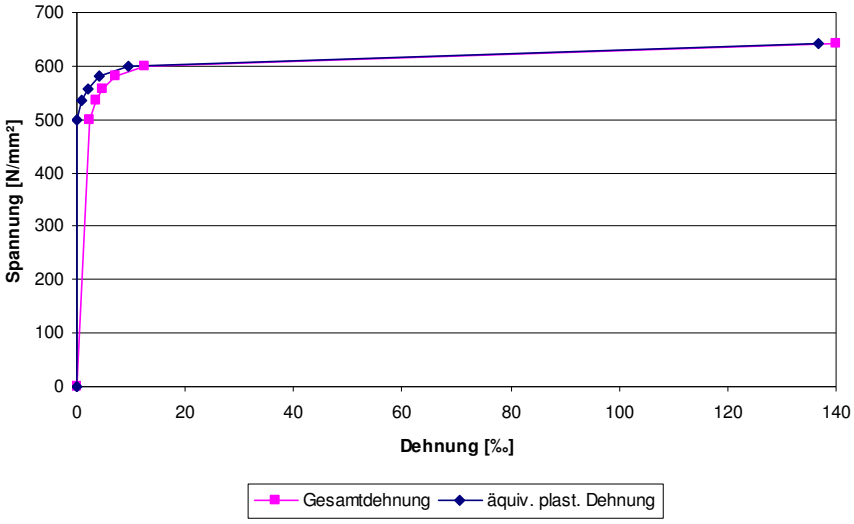


Abb. 4.4: Spannungs-Dehnungsbeziehungen des Bewehrungsstahls

Die Eigenschaften des Betons wurden mit dem Materialgesetz nach Drucker-Prager abgebildet. Für dieses für spröde und druckfeste Materialien entwickelte, ursprünglich aus dem Bereich der Geotechnik stammende Materialgesetz sind für den Druckbereich innere Reibungswinkel sowie Kohäsionswerte anzugeben. Der Zugbereich kann mit verschiedenen Optionen zur Berücksichtigung der Zugfestigkeit und der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen belegt werden. Aus den mit Hilfe der Prüfkörper ermittelten Werten für die mittlere Druckfestigkeit $f_{cm,\ cube}$ sowie die Biegezugfestigkeit $f_{ct,\ fl}$ wurden nach dem CEB-FIP Modelcode [9] die Werte für den E-Modul und die Bruchenergie ermittelt. Da keine Ermittlung der tatsächlichen Spannungs-Dehnungs-Beziehung für den Beton erfolgte, wurde unter Ansatz der bekannten Druckfestigkeit eine parabelförmige Beziehung gemäß [9] zugrunde gelegt. Aus dieser wurden mit Hilfe der Umrechnungsvorschriften nach DIANA [14] die erforderlichen Werte für die Kohäsion und den inneren Reibungswinkel ermittelt (vgl. Abb. 4.5 und Abb. 4.6)

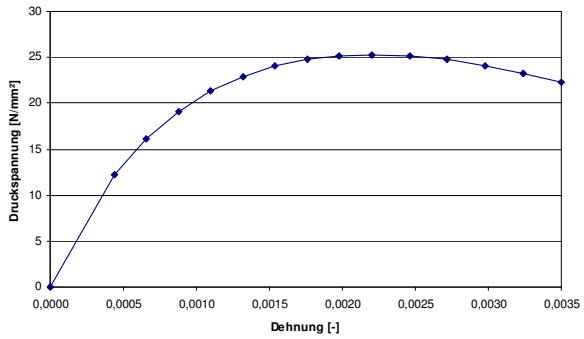


Abb. 4.5: Spannungs-Dehnungs-Beziehung für Beton (einaxial)

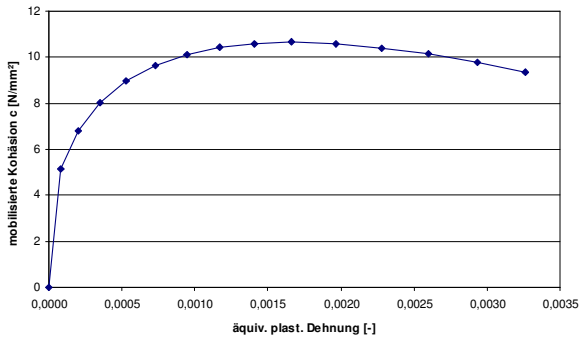


Abb. 4.6: Umsetzung in Materialgesetz nach Drucker-Prager

Für den Zugbereich des Materialgesetzes wurde ein linearer tension-cutoff, sowie ein nichtlineares tension softening nach Moelands und Reinhardt [37] gewählt.

Entsprechend der unterschiedlichen Betonierchargen des Ober- und Untergurtes wurden für beide Gurte verschiedene Werte angesetzt.

Für die Interfaceelemente sind verschiedene Materialgesetze, wie z.B. rein elastische, elastisch-plastische oder Reibungsbeziehungen, möglich. Aufgrund des vergleichsweise geringen Beanspruchungsniveaus der Verbundfuge beim Einsatz an den Trägerversuchen wurde für die Verbundfugensimulation ein linear elastisches Modell gewählt. Aus den im Rahmen des bereits erwähnten Forschungsprojekts durchgeführten Push-Out-Versuchen BD1_1 bis BD1_3 wurde die Steifigkeit einer Ersatzfeder ermittelt und als Steifigkeit der Verbundfuge in Richtung der Schubbeanspruchung angesetzt. Für die Beanspruchung quer zur Verbundfuge, d.h. in Höhenrichtung des Interfaceelements, wurde für die darauf einwirkenden Zug- und Druckkräfte das anschließende Grundmaterial Stahl bzw. Beton maßgebend. Das Interfaceelement wurde daher (in den Grenzen der numerischen Möglichkeiten) als unendlich steif gegenüber den benachbarten Materialien angesehen.

Für weitere Details zu den Materialgesetzen, zu den erforderlichen Eingaben im Programm sowie zur Hintergrundtheorie wird auch hier auf die entsprechenden Ausführungen im Handbuch [14] bzw. auf weiterführende Literatur verwiesen.

4.2.3 Detailausbildung und Vernetzung

Für die Modellierung der Versuchsträger zur Nachrechnung mit dem FE-Programm wurden verschiedene Vereinfachungen angewandt. Zunächst wurde aufgrund der Symmetrie des Trägers lediglich eine Trägerhälfte modelliert. In der Mitte des Trägers wurden entsprechende Lagerungsbedingungen zur Simulation der Symmetrieebene angeordnet. Des Weiteren wurden die im Versuch ausgeführten Durchdringungen der Steifen durch die Betongurte und die zur ungestörten Schlupfentwicklung angeordneten Aussparungen vereinfacht modelliert. Im Bereich des Auflagers wurden die Betongurte verkürzt modelliert, so dass keine Durchdringung der Steife erforderlich wurde. Im Mittelbereich wurde auf die Modellierung der Durchdringung des Obergurtes und der Lasteinleitungsplatte verzichtet, stattdessen wurde die Last direkt an der Oberseite der nur bis zur Unterkante des Gurtes reichenden Steife aufgebracht.

Durch die Faltung des Trapezblechs ergibt sich in Längsrichtung des Trägers bereits eine gewisse Strukturierung, die einen Teil der Vernetzung bereits vorgab. Aus Gründen der Übersichtlichkeit und Vereinfachung der späteren Auswertung wurde ein möglichst regelmäßiges Netz unter Verwendung der oben dargestellten Elementtypen angestrebt. Die einzelnen geraden Blechabschnitte wurden in jeweils zwei Elemente aufgeteilt, über die Höhe des Steges wurde die Anzahl entsprechend zur Erzielung möglichst quadratischer Elemente gewählt. Die sich ergebende Teilung in Längsrichtung wurde in den Interface- bzw. Betonelementen aufgegriffen, um ein möglichst gleichmäßiges Raster zu erzielen.

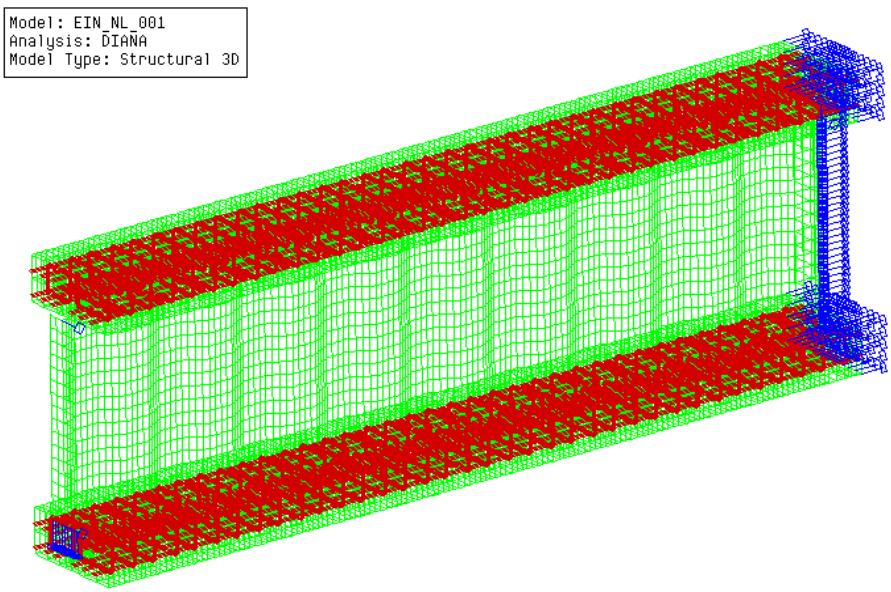


Abb. 4.7: FE-Modell zur Versuchsnachrechnung

Für die Bewehrung ergibt sich keine Vernetzung im klassischen Sinne, hier wurde lediglich die Bewehrung ohne Rücksicht auf die Vernetzung der Gurte an ihrer tatsächlichen Position modelliert. Die rechnerische Berücksichtigung fand wie bereits beschrieben durch das Programm selbst statt. In Abb. 4.7 ist das grundlegende Modell zur Nachrechnung der Versuche mit den soeben beschriebenen Charakteristika dargestellt.

4.2.4 Beanspruchungen

Prinzipiell wurden die tatsächlich bei den Versuchen auf die Versuchskörper einwirkenden Beanspruchungen auch bei den numerischen Untersuchungen angesetzt. Für die Vergleichsberechnung mit den Versuchen zur Verifizierung des Modells und die weiteren materiell nichtlinearen Untersuchungen wurden das Eigengewicht des Trägers, die Vorspannung sowie die zu steigernde Last aufgebracht. Das Eigengewicht wurde dabei vom Rechner selbst bestimmt, um auch bei geänderter Geometrie stets das korrekte Eigengewicht anzusetzen. Die Vorspannung wurde im Sinne der geregelten und damit konstanten Kraft nicht mit Hilfe von modellierten Spanngliedern aufgebracht, sondern als Flächenlast auf die Stirnflächen des Untergurts. Die eigentliche Versuchslast, die im Verlauf der nichtlinearen Berechnung analog zum Versuch gesteigert wird, wurde als Einzellast von 10 kN auf die Oberkante der Lasteinleitungssteife aufgebracht. Im Verlauf der Berechnung wurden zunächst das Eigengewicht und die Vorspannung aufgebracht, im weiteren Verlauf wurde dann die Belastung vom Programm schrittweise erhöht. Die Größe der Schritte konnte dabei vorab definiert werden, um ein zufrieden stellendes Konvergenzverhalten zu erreichen und eine entsprechende Auflösung der Ergebniskurven zu gewährleisten.

Bei der Auswertung der nichtlinearen Berechnungen ist darauf zu achten, dass bei der Durchführung der Versuche die Wirkung des Eigengewichts nicht mit gemessen werden konnte, da es bei der Installation der Messeinrichtung bereits

wirkte. Da es jedoch auch hier auf den Träger einwirkte und einen Beitrag zur Rissbildung lieferte, ist es für vergleichbare Ergebnisse auch bei der numerischen Untersuchung zu modellieren. Bei der Auswertung der Versuche wurde in den Bereich der Vorspannung und den Bereich der Belastung unterschieden (vgl. auch Abschnitt 3.8). Zu Beginn der Beanspruchung durch die Einzellast wurden die Messwerte normiert und damit zu Null gesetzt. Bei der Auswertung der numerischen Berechnungen ist darauf zu achten, analog zu verfahren, um eine Vergleichbarkeit der Ergebnisse zu erreichen.

Bei der linear elastischen Berechnung konnte die Aufbringung der Beanspruchung stark vereinfacht werden. Die Vorspannung sowie das Eigengewicht haben hier keinen Einfluss auf den Zustand des Trägers, dieser wurde im gesamten Bereich als ungerissen und damit linear elastisch betrachtet. Da die Belastung infolge Einzellast ohnehin getrennt betrachtet werden sollte, konnte auf die Aufbringung von Eigengewicht und Vorspannkraft verzichtet werden. Auch eine sukzessive Steigerung der Einzellast war hier nicht erforderlich, da die Ergebnisse direkt proportional zur aufgebrachten Last sind. Um eine anschauliche Darstellung der Ergebnisse wie Verformungen, Spannungen etc. zu erreichen, wurde eine Belastung von 400 und 800 kN angesetzt. Aufgrund der Linearität lässt sich aber auch für jede andere Last hieraus das zugehörige Ergebnis berechnen.

4.3 Modellierung Querschnittsberechnungen

Für die Querschnittsberechnungen war lediglich eine vereinfachte zweidimensionale Modellierung erforderlich. Im Programmsystem mussten die Abmessungen des Verbundquerschnitts sowie die linear elastischen Materialeigenschaften der einzelnen Verbundpartner definiert werden. Aufgrund der Charakteristik der Berechnung als zweidimensionales Modell musste der Einfluss der Faltung mit Hilfe der Materialeigenschaften berücksichtigt werden. Hierzu wurde ein fiktiver Schubmodul in Anlehnung an [32] ermittelt und benutzt, der sich wie folgt berechnet:

$$G' = G \cdot \frac{a_1 + a_4}{a_1 + a_2} \qquad \text{Gl. 4-1}$$

Die übrigen Materialeigenschaften entsprechen den auch bei den linear elastischen 3-D-Modellen benutzten Werten.

Die Definition einer Belastung war für die Querschnittsberechnungen prinzipbedingt nicht erforderlich. Zur Ermittlung der Querschnittseigenschaften wird keine Last benötigt, für die Ermittlung der Schubspannungsverteilung und sonstigen Querschnittseigenschaften werden programmintern entsprechende Einheitslasten in x- und y-Richtung aufgebracht.

Aus den eingegebenen Angaben ermittelt das Programm Querschnittswerte des Verbundquerschnittes wie ideelle Querschnittsflächen und Trägheitsmomente, wie es auch andere Programme wie z.B. INCA2 bieten. Darüber hinaus können

auch die Verteilung der Schubspannungen und die daraus resultierende Verteilung der Querkraft im Querschnitt ermittelt werden. Für die Anwendung bei vereinfachten Stabstatikberechnungen wird ein Schubkorrekturfaktor errechnet, der die Abweichung von der Schubwirkung eines Rechteckquerschnitts angibt. So kann auch bei komplexeren Querschnitten mit einfacher Stabstatik die Schubverformung korrekt erfasst werden.

Für weitere Details zu den Querschnittsmodellen, den entsprechenden Hintergrundtheorien zur Berechnung und weiteren Verwendung der einzelnen Querschnittsergebnisse in weiterführenden Berechnungen sei auf die entsprechenden Ausführungen im Handbuch [15] verwiesen.

4.4 Durchgeführtes Berechnungsprogramm

4.4.1 Allgemeines

Ausgangspunkt der numerischen Untersuchungen war zunächst die nichtlineare Nachmodellierung der Versuchsträger zur Verifizierung des Modells, der Materialgesetze etc. durch einen Vergleich von Versuchs- mit Berechnungsergebnissen. Erst danach konnten auf Basis dieses grundsätzlich verifizierten Modells die einzelnen Untersuchungen wie Querschnittsberechnungen, linear elastische und materiell nichtlineare Berechnungen durchgeführt werden. Die Reihenfolge der Beschreibung der Untersuchungen stellt also nicht zwingend die tatsächliche Reihenfolge der Untersuchungen dar, sondern dient dem besseren Verständnis und folgt der Reihenfolge des geplanten Vorgehens zur Erreichung der in Abschnitt 1.2 dargelegten Zielsetzung.

4.4.2 Linear elastische 3-D-Modelle

Nach Verifizierung des Ausgangsmodells der Berechnungen wurden zunächst anhand linear elastischer Untersuchungen die Auswirkungen verschiedener Parameter auf das Trag- und Verformungsverhalten, insbesondere das Schubverhalten, untersucht. Aufgrund der Zielstellung dieser Arbeit, in erster Linie Ergebnisse für den Brückenbau zu liefern und der bei den bisherigen ausgeführten Bauwerken mit Trapezblechstegen fast ausnahmslos vorhandenen Vorspannung ist es legitim, für Untersuchungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von ungerissenem Beton auszugehen.

Für die Vereinfachung der Eingabe und der Modellierung wurde nach einer ersten Berechnung mit den Materialeigenschaften des Versuchs (Modell Ein_LIN_001, verschiedene E-Moduli in den Gurten) auf die normgemäßen E-Moduli der verwendeten Materialien übergegangen. Für die linear elastischen Untersuchungen war lediglich die Angabe von E-Modul und Querdehnzahl erforderlich, die oben beschriebenen nichtlinearen Materialgesetze kamen hier noch nicht zum Einsatz. Ausgehend von der Geometrie des Versuchskörpers wurden verschiedene Geometrie- und Materialparameter verändert und deren Auswirkungen untersucht. Bei allen linear elastisch berechneten 3-D-Modellen handelte es sich in Anlehnung an die Versuchsträger um I-förmige Querschnitte mit nur einem Steg.

Eine Übersicht über die verschiedenen untersuchten linear elastischen 3-D-Modelle sowie deren wichtigste Eigenschaften findet sich in der nachfolgenden Tabelle.

Tab. 4.1: Übersicht über die linear elastischen Berechnungen

Modellname	E_a [N/mm²]	E_c [N/mm²]	t_w [mm]	h_{st} [m]	t_o [m]	b_o [m]	t_u [m]	b_u [m]	Bemerkungen
EIN_LIN_001	196000	30796 bzw. 31646	6,48	1,1	0,25	0,6	0,25	0,6	wie Versuch
EIN_LIN_002	210000	32000	6,00	1,1	0,25	0,6	0,25	0,6	-
EIN_LIN_003	210000	64000	6,00	1,1	0,25	0,6	0,25	0,6	-
EIN_LIN_004	210000	32000	6,00	1,1	0,25	1,2	0,25	1,2	-
EIN_LIN_005	210000	32000	12,00	1,1	0,25	0,6	0,25	0,6	-
EIN_LIN_006	210000	32000	4,40	1,5	0,25	0,6	0,25	0,6	-
EIN_LIN_101	210000	32000	6,00	1,1	0,25	0,6	0,25	0,6	-
EIN_LIN_201	210000	32000	6,00	1,1	0,25	0,6	0,25	0,6	ebenes Blech
EIN_LIN_301	210000	32000	6,00	1,1	0,25	0,6	0,25	0,6	L = 19,84 m

Wie zu erkennen ist, wurden in erster Linie die Abmessungen des Steges (Höhe und Dicke) sowie die Steifigkeit der Gurte durch Erhöhung des E-Moduls und der Breite variiert. Zur Untersuchung der Sensitivität dieser Parameter wurden diese Werte deutlich gegenüber dem Ausgangsmodell verändert. Zunächst wurden die Parameter nur einzeln variiert, eine Kombination verschiedener geänderter Parameter fand in der Regel hier nicht statt, lediglich die Erhöhung der Steghöhe wurde mit einer Verringerung der Dicke kombiniert, um die Stegfläche konstant zu halten.

4.4.3 Querschnittsberechnungen

Nachdem anhand der linear elastischen Berechnungen an verschiedenen Modellen der zusätzliche Einfluss der Lage im Träger betrachtet werden konnte, wurden verschiedene weitere Parameteruntersuchungen an den vereinfachten Querschnittsmodellen, die nur für ungestörte Bereiche gelten, durchgeführt. Diese erlaubten die einfache Erweiterung des untersuchten Parameterspektrums ohne aufwändiges räumliches Modell.

Da sich aufgrund der linear elastischen 3-D-Modelle abgezeichnet hatte, dass die Steghöhe bzw. ihr Verhältnis zur Gesamthöhe einen wesentlichen Einfluss hat, wurden anhand der Querschnittsberechnungen diese Parameter durch Variation der Steghöhe oder/und der Gurtdicke in verschiedenen Ausprägungen bis hin zu für den Brückenbau unrealistischen Bereichen untersucht. Zur Ergänzung der bereits bei den dreidimensionalen Modellen mit einem ebenen Blech erfolgten Variation der Faltung wurde eine weitere Faltungsgeometrie mit vergrößertem Faltungswinkel untersucht. Daneben wurden verschiedene Parameteränderungen kombiniert sowie reale Brückenquerschnitte mit deutlich unterschiedlichen Abmessungen berücksichtigt. Bei den untersuchten realen Brückenquerschnitten

lagen geneigte Stege vor. Bei der Angabe zu h_{st} handelt es sich bei diesen Querschnitten definitionsgemäß um die projizierte Höhe.

Nachfolgende Tabelle liefert eine Übersicht über die durchgeführten Querschnittsuntersuchungen und die dabei variierten Parameter.

Tab. 4.2: Übersicht über die Querschnittsberechnungen

Modellname	E_a [N/mm²]	E_c [N/mm²]	t_w [mm]	h_{st} [m]	t_o [m]	b_o [m]	t_u [m]	b_u [m]	Bemerkungen
QS_LIN_101	210000	32000	6,00	1,1	0,25	0,6	0,25	0,6	-
QS_LIN_102	210000	32000	6,00	1,1	0,125	0,6	0,125	0,6	-
QS_LIN_103	210000	32000	6,00	1,35	0,125	0,6	0,125	0,6	-
QS_LIN_104	210000	32000	6,00	1,1	0,25	1,2	0,25	1,2	-
QS_LIN_105	210000	32000	6,00	1,1	0,125	1,2	0,125	1,2	-
QS_LIN_106	210000	32000	6,00	1,35	0,125	1,2	0,125	1,2	-
QS_LIN_107	210000	32000	6,00	1,1	0,25	1,2	0,25	0,6	-
QS_LIN_108	210000	32000	6,00	0,55	0,125	0,6	0,125	0,6	-
QS_LIN_109	210000	32000	6,00	2,25	0,125	0,6	0,125	0,6	-
QS_LIN_110	210000	32000	6,00	4,75	0,125	0,6	0,125	0,6	-
QS_LIN_111	210000	32000	6,00	0,5	0,25	0,6	0,25	0,6	-
QS_LIN_112	210000	32000	6,00	0,3	0,25	0,6	0,25	0,6	-
QS_LIN_113	210000	32000	6,00	1,1	0,25	0,6	0,25	0,6	Veränderte Faltung
QS_LIN_201	210000	45166	12,00	2,6	0,5	6,875	0,4	2,92	Talbrücke Altwipfergrund (halber Querschnitt)
QS_LIN_202	210000	45166	12,00	1,6	1,1	5,00	0,8	2,4	Koinumarukawa Brücke (halber Querschnitt)

4.4.4 Materiell nichtlineare Berechnungen

Um den Kenntnisbereich über den angenommenen linearen Bereich im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit hinaus zu erweitern, wurden weitere Untersuchungen mit nichtlinearen Modellen durchgeführt. Hierbei kamen die bereits beschriebenen nichtlinearen Materialgesetze zum Einsatz. Ausgangspunkt der Untersuchungen stellten wiederum die Geometrie und die Materialeigenschaften des Versuches dar.

Aufgrund des zusätzlich hinzukommenden Einflusses der Modellierung und des Berechnungs- und Integrationsverfahrens bei den nichtlinearen Modellen wurden teilweise verschiedene Berechnungsvarianten desselben Parameterzustandes untersucht. Dabei ergaben sich hauptsächlich Unterschiede im Konvergenzverhalten der Berechnung und damit im Umfang des abgebildeten Beanspruchungsbereichs. Die Unterschiede in den Ergebnissen sind dabei zu vernachlässigen. Von einigen der unten tabellarisch aufgeführten Modelle existieren also verschiedene

Berechnungsvarianten von denen jeweils die geeignete für das zu betrachtende Ergebnis ausgewählt wurde. Zu Beginn wurden verschiedene Ausgangsmodelle zunächst ohne, dann mit unterschiedlichen Interfaceelementen (Punkt-IF bzw. linienförmiges IF) untersucht, die sich beide als tauglich erwiesen. Für die Parameterstudie wurde schließlich das Modell EIN_NL_001 als Ausgangsmodell herangezogen.

Auch hier sind die berechneten Modelle kurz tabellarisch zusammengefasst:

Tab. 4.3: Übersicht über die materiell nichtlinearen Berechnungen

Modellname	E_a [N/mm²]	E_c [N/mm²]	t_w [mm]	h_{st} [m]	t_o [m]	b_o [m]	t_u [m]	b_u [m]	Bemerkungen
FE_TR1_1	196000	30796 bzw. 31646	6,48	1,1	0,25	0,6	0,25	0,6	Ausgangsmodell wie Versuch, ohne IF-Element
FE_TR1_2	196000	30796 bzw. 31646	6,48	1,1	0,25	0,6	0,25	0,6	Ausgangsmodell wie Versuch, Punkt-IF
EIN_NL_001	210000	30796 bzw. 31646	6,48	1,1	0,25	0,6	0,25	0,6	Ausgangsmodell Parameterstudie Linien-IF
EIN_NL_002	210000	30796 bzw. 31646	6,48	1,1	0,2	0,6	0,2	0,6	-
EIN_NL_003	210000	30796 bzw. 31646	6,48	1,2	0,2	0,6	0,2	0,6	-
EIN_NL_004	210000	30796 bzw. 31646	6,48	1,5	0,25	0,6	0,25	0,6	Unterschied zu EIN_NL_007 in Berechnung
EIN_NL_005	210000	30796 bzw. 31646	6,48	1,1	0,25	1,2	0,25	0,6	-
EIN_NL_006	210000	30796 bzw. 31646	6,48	1,1	0,25	0,6	0,25	1,2	-
EIN_NL_007	210000	30796 bzw. 31646	6,48	1,5	0,25	0,6	0,25	0,6	Unterschied zu EIN_NL_004 in Berechnung
EIN_NL_008	210000	30796 bzw. 31646	6,48	1,1	0,25	0,6	0,25	0,6	Verdoppelung Längsbewehrung Untergurt

Nachdem sich anhand der linear elastischen Berechnungen bereits gezeigt hatte, dass der E-Modul des Betons eine nur geringe Rolle spielt, wurde auf eine Variation der Betongüte verzichtet. Von dieser wurde lediglich eine geringfügige Änderung der Traglast erwartet, die aber für die vorliegende Arbeit von untergeordneter Bedeutung ist. Die Dicke des Trapezblechs wurde ebenfalls konstant gehalten. Aufgrund der Erfahrungen aus den linearen und den Querschnittsberechnungen wurde in erster Linie die Steghöhe in Kombination mit der Gurtdicke verändert. Bei der nichtlinearen Berechnung sollten dabei extreme Verhältnisse aufgrund von zu erwartenden numerischen Problemen vermieden werden. Zusätzlich wurden die Gurte hier teilweise getrennt verändert, um unterschiedliche Einflüsse von Zug- und Druckgurt zu identifizieren.

4.5 Ergebnisse der numerischen Untersuchungen

4.5.1 Allgemeines

Aufgrund der Vielzahl der untersuchten Modelle und der daraus resultierenden Ergebnisse, die nicht wie bei einem Versuch durch die Anzahl der Messaufnehmer beschränkt sind, scheint es nicht zielführend, jedes dieser Ergebnisse darzustellen. Stattdessen werden die jeweils benötigten Ergebnisse kontextbezogen bei der Darlegung der Gesamterkenntnisse und der zu entwickelnden Berechnungsverfahren beschrieben und entsprechend dargestellt. Dort findet auch die Beurteilung und Auswertung der Einflussparameter und die Einordnung der Versuchsergebnisse in die Gesamtbetrachtungen statt.

4.5.2 Verifizierung der Modelle

Der Vergleich der Nachbildung des Versuchsträgers mit den Messergebnissen der ausgeführten Versuche lässt eine Aussage über die Qualität der Modellierung und die Gültigkeit der nur an den numerischen Modellen untersuchten Sachverhalte und gewonnenen Erkenntnisse auch in der Wirklichkeit zu. Zu diesem Zweck wurde die Last-Verformungs-Kurve des nichtlinearen Ausgangsmodells mit der des Versuchs verglichen. Wie in Abb. 3.18 ersichtlich, stimmen die Kurven der beiden Versuche annähernd überein, so dass die FE-Berechnung lediglich mit einem der Versuche (hier TR1) verglichen werden musste. Neben dem letztendlich für die Parameterstudie zum Einsatz kommenden Modell wurden zusätzlich noch zwei weitere Modelle aus der Entwicklungsphase zum Vergleich mit dargestellt.

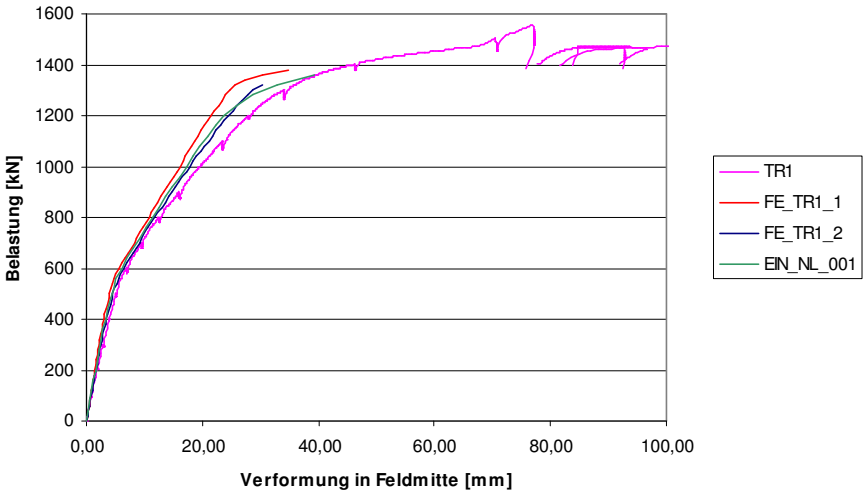


Abb. 4.8: Vergleich der Last-Verformungs-Kurven

Im linear elastischen Bereich stimmen alle drei untersuchten Modelle sehr gut mit den Versuchswerten überein. In der Rissbildungsphase zeigt sich, dass das Modell ohne Interfaceelemente (FE_TR1_1) zu steif ist. Die beiden Modelle mit den Interfaceelementen weisen gute Ergebnisse auf, die Unterschiede untereinander sind nur gering. Im Vergleich zum Modell ohne Interfaceelemente weist das Modell FE_TR1_2 ein schlechteres Konvergenzverhalten auf, da der Berech-

nung ein weiteres nichtlineares Element hinzugefügt wird. Das Modell EIN_NL_001 erreicht wieder in etwa das Konvergenzverhalten des Modells ohne Interfaceelemente, allerdings nur bei Verwendung eines stabilen und damit sehr langsamen Iterationsverfahrens. Diese beiden Modelle erreichen den Beginn des Stahlfließens, können das Lastplateau des Versuches jedoch nicht abbilden.

Aufgrund der Vereinfachungen in der Modellierung des Trägers sowie der Verbundfuge und den nur teilweise aus den Versuchen bekannten Materialeigenschaften waren entsprechende Abweichungen vom Versuch zu erwarten. Die beiden Berechnungen mit Interfaceelementen weisen unter diesen Aspekten für eine Nachrechnung eines Versuches eine sehr gute Übereinstimmung mit den Messwerten auf. Das Modell EIN_NL_001 kann damit als geeignet für die weiteren nichtlinearen Parameteruntersuchungen angesehen werden. Die Modelle FE_TR1_1 und FE_TR1_2 werden nicht weiter verfolgt.

Auf Basis des nichtlinearen Grundmodells EIN_NL_001 wurden daraufhin auch die linear elastischen Träger-Modelle entwickelt. Für diese kann das 3-D-Modell ebenfalls als geeignet für die weiteren Untersuchungen angesehen werden.

Zur Beurteilung der Qualität und der Gültigkeit der Querschnittsmodelle musste ein Ausgangsmodell mit gleichen Parametern wie das linear elastische Modell EIN_LIN_002 auf die Ergebnisse der Querkraftaufteilung hin untersucht werden. Das Ergebnis in Abb. 4.9 zeigt, dass sich sehr geringe Abweichungen von nur 0,25% zwischen den beiden Modelle ergaben.

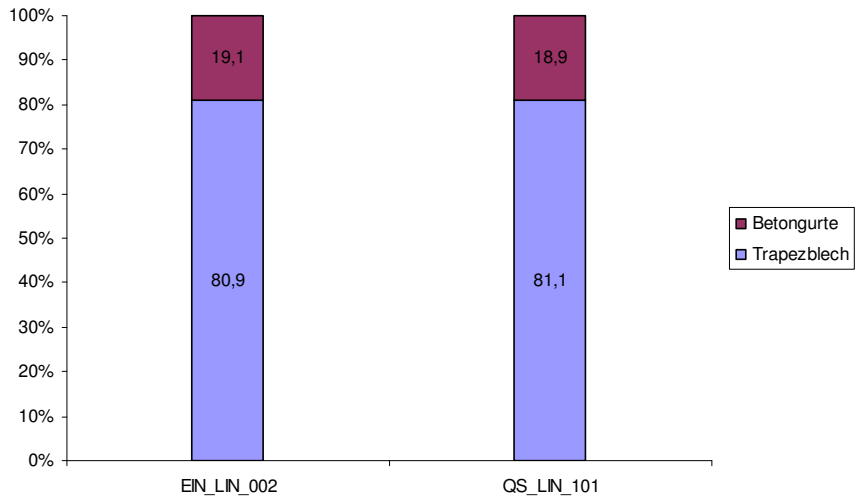


Abb. 4.9: Vergleich der Querkraftaufteilung EIN_LIN_002 und QS_LIN_101

Aufgrund der Übereinstimmung der Querkraftaufteilung kann die Berechnung mit Hilfe von Querschnittsberechnungen als geeignet angesehen werden, mit der Einschränkung, dass hieraus nur Ergebnisse für den ungestörten Bereich zu erzielen sind.

5 Ergebnisse der Untersuchungen

5.1 Allgemeines

Wie bereits erläutert, werden im vorliegenden Abschnitt die Ergebnisse aus den oben beschriebenen numerischen Untersuchungen detailliert im Hinblick auf die Zielsetzungen analysiert und dabei insbesondere die verschiedenen Parameter auf ihren Einfluss hinsichtlich des Tragverhaltens untersucht. Ergänzt wird dies durch die bereits beschriebenen Versuchsergebnisse der experimentellen Untersuchungen. Die experimentellen Ergebnisse werden entsprechend eingeordnet, sie dienen dem Vergleich und der Bestätigung der numerischen Berechnungen und der daraus abgeleiteten Tragmechanismen.

Zunächst werden die linear elastischen Berechnungen an Gesamtmodellen und an Querschnitten analysiert. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen dienen in erster Linie der Betrachtung des Verhaltens im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. Vorrangig ist dabei die Entwicklung eines realistischen und gleichzeitig einfach anzuwendenden Verfahrens zur Ermittlung der Verformungen. Hierfür ist vor allem die Aufteilung der Querkraft in Abhängigkeit der untersuchten Einflussparameter von Interesse, um das Verformungsverhalten infolge Schubdeformation, welches aufgrund der Faltung eine größere Rolle spielt als bei ebenen Blechen, hinreichend genau einschätzen zu können.

Die nichtlinearen Berechnungen dienen der Ergänzung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit. Hierbei ist in erster Linie das Aufteilungsverhältnis der Querkraft bei gerissenem Beton sowie die entsprechenden Parameter, die dieses beeinflussen, von Interesse, um für eine entsprechende Berücksichtigung bei der Bemessung Vorschläge erarbeiten zu können.

5.2 Ergebnisse im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

5.2.1 Ergebnisse der linear elastischen 3-D-Modelle

Wie bereits beschrieben, wurden für die linear elastischen Berechnungen am 3-D-Modell lediglich zwei Laststufen von 400 und 800 kN untersucht. Aufgrund der linearen Abhängigkeit können für andere Laststufen die Ergebnisse berechnet werden. Die Abtragung der Lastverformungskurven ergibt also keinen besonderen Erkenntnisgewinn. Abb. 5.1 zeigt exemplarisch die entsprechenden Kurven für die Verformung in Feldmitte.

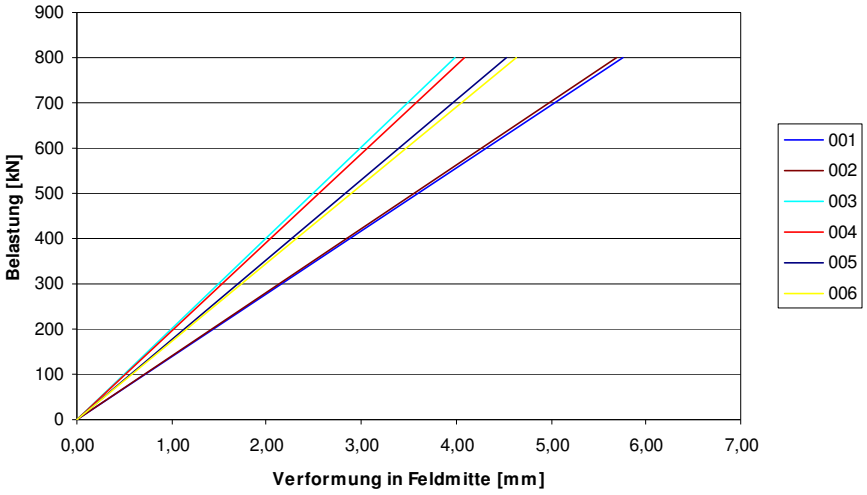
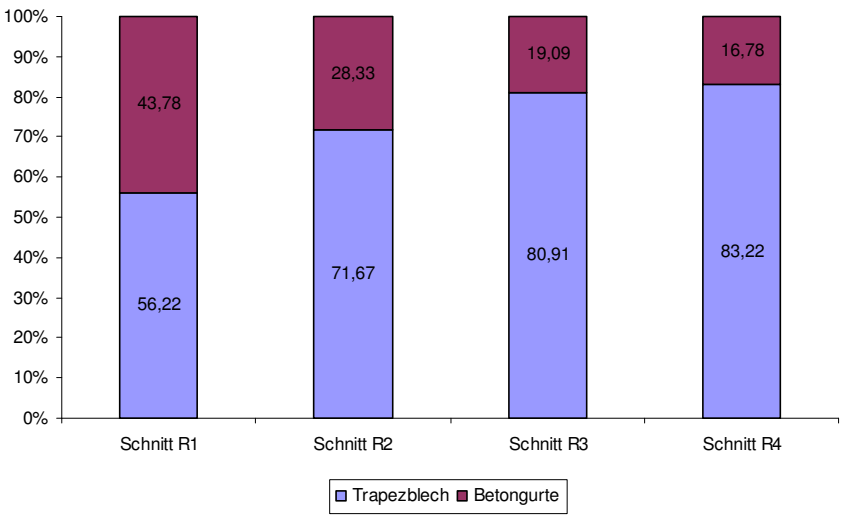


Abb. 5.1: Last-Verformungs-Kurven EIN_LIN_001 bis 006

Entsprechend der geänderten Steifigkeiten der einzelnen Modelle stellen sich unterschiedliche Verformungen ein. Zu beachten ist jedoch, dass das lineare Bild eine Tragfähigkeit suggeriert, die nicht alle der untersuchten Modelle aufweisen würden. Bei der Belastung von 800 kN wären die meisten der dargestellten Modelle bereits im Zustand II (bei vergleichbarer Vorspannung wie im Versuch). Die meisten weiteren Ergebnisse sind aufgrund der Linearität belastungsunabhängig. Sofern nicht anders beschrieben, werden für belastungsabhängige Ergebnisse, wie z.B. Werte von Spannungen, die Ergebnisse bei einer Belastung von 400 kN herangezogen.

Elementares Ergebnis der Untersuchungen ist die Aufteilung der Querkraft auf die Verbundpartner Trapezblechsteg und Betongurte, um diese bei der realistischen Ermittlung der Schubverformung berücksichtigen zu können. In Anlehnung an die bei den Versuchen zum Einsatz gekommenen Messschnitte wurden auch hier die Schnitte R1 bis R4 für die Ermittlung der Querkraftaufteilung heran gezogen. Dazu wurden die Werte der Schubspannungen in den entsprechenden Schalenelementen des Steges aufintegriert, um die Querkraft im Steg zu ermitteln. Der Querkraftanteil in den Gurten ergibt sich aus der Differenz zur Gesamtquerkraft im Träger infolge der aufgebrachten Belastung. Abb. 5.2 zeigt das Ergebnis dieser Berechnung am Modell EIN_LIN_001.

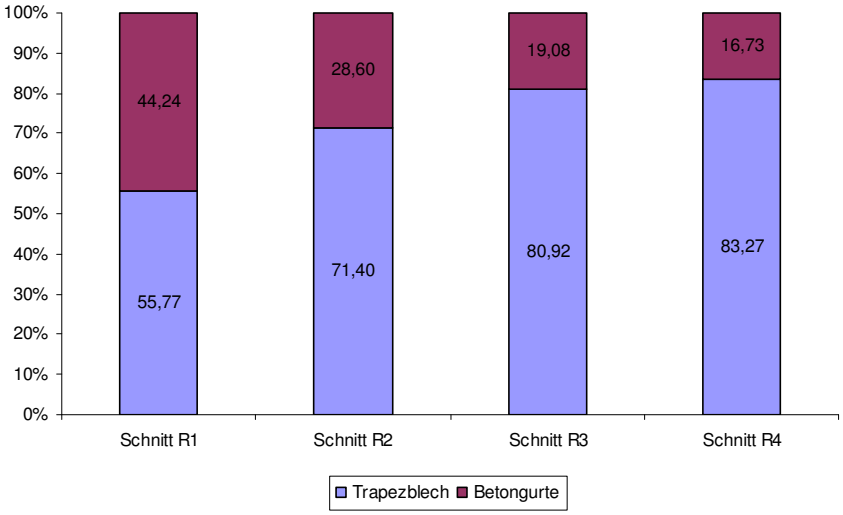


Modelleigenschaften:
EIN_LIN_001

E_a:	196.000 N/mm²
E_c:	30.796/31.646 N/mm²
t_w:	6,48 mm
h_{st}:	1,10 m
t_o:	0,25 m
b_o:	0,60 m
t_u:	0,25 m
b_u:	0,60 m
L:	9,44 m

Abb. 5.2: Aufteilung der Querkraft Modell EIN_LIN_001

Zu erkennen ist eine deutliche Abhängigkeit der Querkraftaufteilung von der Lage im Träger. Die Messschnitte direkt an der Lasteinleitung weisen ein deutlich anderes Verhalten auf, als der ungestörte Bereich im Schnitt R3 (Zur Einteilung der Schnitte vgl. Abb. 3.6).



Modelleigenschaften:
EIN_LIN_002

E_a:	210.000 N/mm²
E_c:	32.000 N/mm²
t_w:	6,00 mm
h_{st}:	1,10 m
t_o:	0,25 m
b_o:	0,60 m
t_u:	0,25 m
b_u:	0,60 m
L:	9,44 m

Abb. 5.3: Aufteilung der Querkraft Modell EIN_LIN_002

Stellt man den Ergebnissen des Modells EIN_LIN_001 die Ergebnisse der Modelle 002 und 003 gegenüber, zeigen sich keine signifikanten Unterschiede zwischen 001 und 002, hier wurden lediglich die Materialeigenschaften geringfügig auf normgemäße Werte verändert.

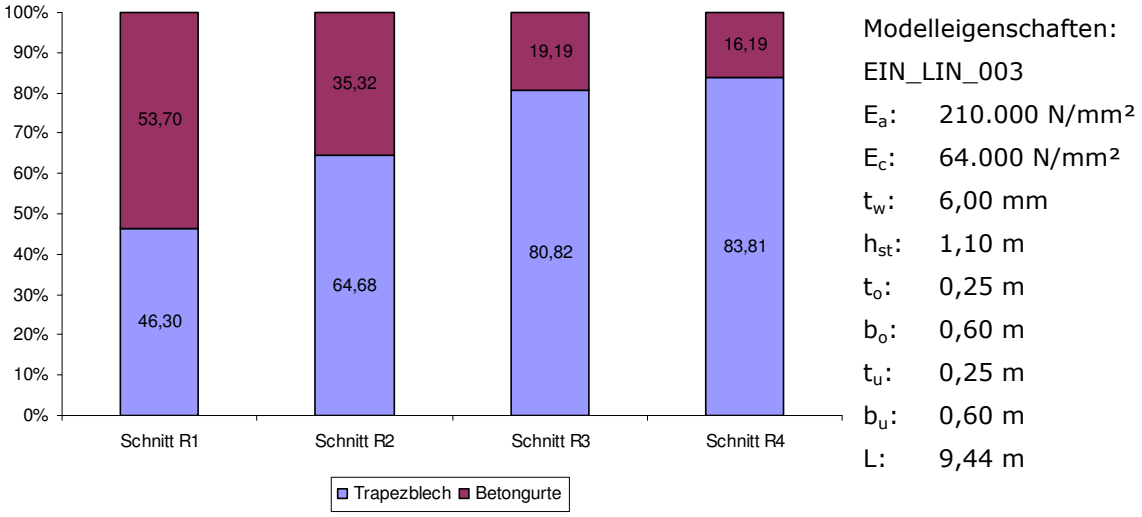


Abb. 5.4: Aufteilung der Querkraft Modell EIN_LIN_003

Die Betrachtung des Modells 003 mit verdoppeltem E-Modul der Betongurte zeigt ein gänzlich anderes Verhalten: Im Bereich der Lasteinleitung an Schnitt R1 nimmt der Anteil des Trapezblechs am Querkraftabtrag deutlich ab, während im ungestörten Bereich an Schnitt R3 nur geringfügige Änderungen zu erkennen sind. Die Änderung dieses Parameters hat also unterschiedlich starken Einfluss auf die verschiedenen Trägerbereiche. Zieht man die Ergebnisse der weiteren berechneten Modelle heran, bestätigt sich dieser Effekt auch für andere geänderte Parameter (die Einzeldiagramme für die weiteren Modelle finden sich im Anhang). Die Zusammenstellung aller linear elastischen Ergebnisse an Trägerberechnungen für den Schnitt R1 (Störbereich) zeigt dies:

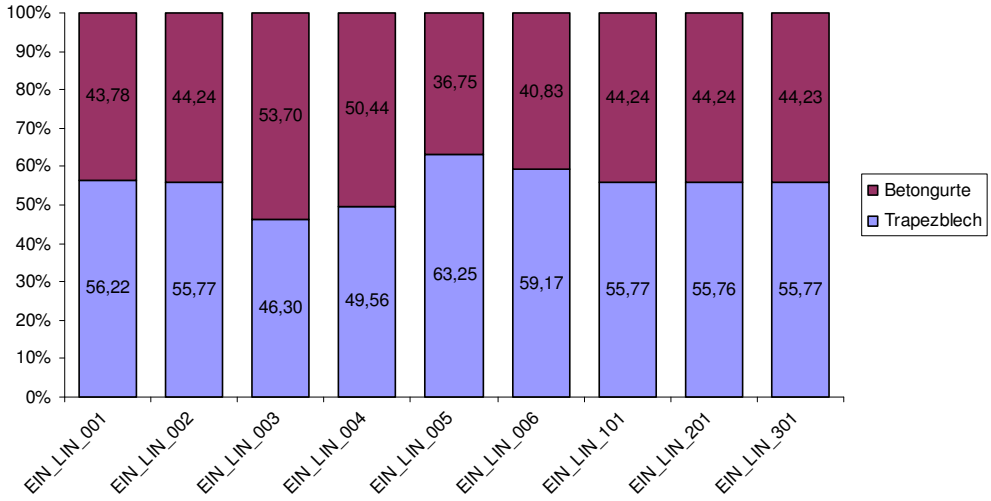


Abb. 5.5: Querkraftaufteilung Schnitt R1; linear elastische Trägerberechnungen

Gegenüber dem Ausgangsmodell 001 (bzw. 002 mit Materialnormwerten) zeigen die Modelle 003 und 004, bei denen die Steifigkeit der Betongurte durch vergrößerten E-Modul bzw. Gurtbreite erhöht wurde, einen deutlich größeren Anteil des

Betons am Querkraftabtrag. Dabei wirkt sich die Verdoppelung des E-Moduls mehr aus als die Verdoppelung der Gurtbreite. Die Modelle 005 und 006, bei denen die Steifigkeit des Bleches verändert wurde, zeigen einen Anstieg des Querkraftanteils im Steg. Betrachtet man hingegen den Einfluss der untersuchten Parameter an Schnitt R3, so ergibt lediglich das Modell 006, bei dem die Änderung der Blechsteifigkeit auch mit einer Veränderung der Gesamtquerschnittsgeometrie verbunden war, eine signifikante Veränderung des Querkraftanteils im Steg (vgl. Abb. 5.6).

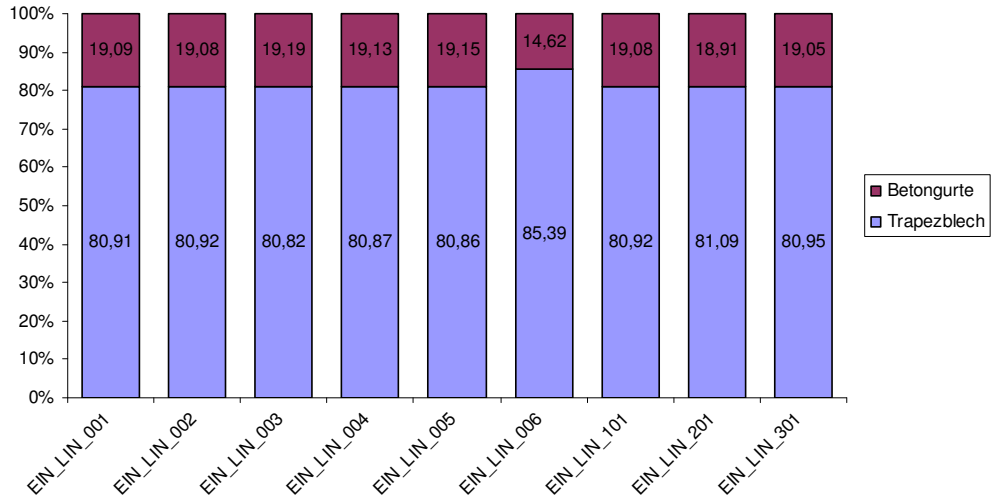


Abb. 5.6: Querkraftaufteilung Schnitt R3; linear elastische Trägerberechnungen

Die quantitative Erfassung der Auswirkung der einzelnen Einflussparameter erfolgt später im Kontext mit den Ergebnissen der Querschnittsuntersuchungen und der Erarbeitung eines Berechnungskonzeptes zur Erfassung der Parametereinflüsse.

Zunächst stellt sich anhand der obigen Beobachtungen die Frage, wie weit sich die Störungen an Lasteinleitung und Lagerung in den Träger ausbreiten und inwieweit das unterschiedliche Verhalten des Trägers an Stör- bzw. ungestörten Stellen Auswirkungen auf das Verformungsverhalten des gesamten Trägers zeigt. Um hierzu Aussagen treffen zu können, wurde an verschiedenen Modellen die Ausbreitung der Störstellen untersucht. Verwendet wurden hierzu die Modelle EIN_LIN_002 und EIN_LIN_301, die sich lediglich in der Länge des Trägers unterscheiden, sowie das Modell EIN_LIN_006, das einen höheren Steg und geringere Stegdicke aufweist. Im Gegensatz zu den bisherigen Betrachtungen, die sich auf die Messschnitte R1 bis R4 beschränkten, wurde hier für die gesamte Trägerlänge die Ermittlung des Querkraftanteils im Steg durchgeführt und grafisch abgetragen.

Die Darstellung über die tatsächliche Trägerlänge in Abb. 5.7 zeigt, dass sich bei allen drei Modellen absolut betrachtet die Störungen in etwa gleich weit ausbreiten (dargestellt ist aus Symmetriegründen die halbe Trägerlänge). Die Störung infolge der Lasteinleitung in Feldmitte kann nach etwa 1,1 m als abgeklungen

betrachtet werden. Dies entspricht zufälligerweise der Steghöhe der beiden Modelle 002 und 301, der Vergleich mit dem Modell 006 mit einer Steghöhe von 1,5 m und identischer Abklinglänge zeigt jedoch, dass hier kein direkter Zusammenhang mit der Steghöhe bestehen kann. Im Bereich der Auflagerung verhalten sich die Modelle 002 und 301 wiederum identisch, die Störung klingt deutlich schneller ab, als im Lasteinleitungsbereich. Modell 006 zeigt hier ein noch etwas schnelleres Abklingverhalten. Zu beachten ist dabei, dass der Anteil von 100% für den Trapezblechsteg am Auflager von der Modellierung hervorgerufen wird. Wie bereits beschrieben, wurde der Beton im Bereich der Lagersteife nicht modelliert, deshalb muss die Querkraft zwangsläufig zu 100% durch das Trapezblech abgetragen werden. Bei realistischer Auflagerung eines Brückenquerschnitts z.B. mittels eines Endquerrahmens ergäbe sich eher ein Verhalten analog zur Lasteinleitung, d.h. mit geringeren Werten für den Trapezblechsteg als im ungestörten Bereich ([33], [34]).

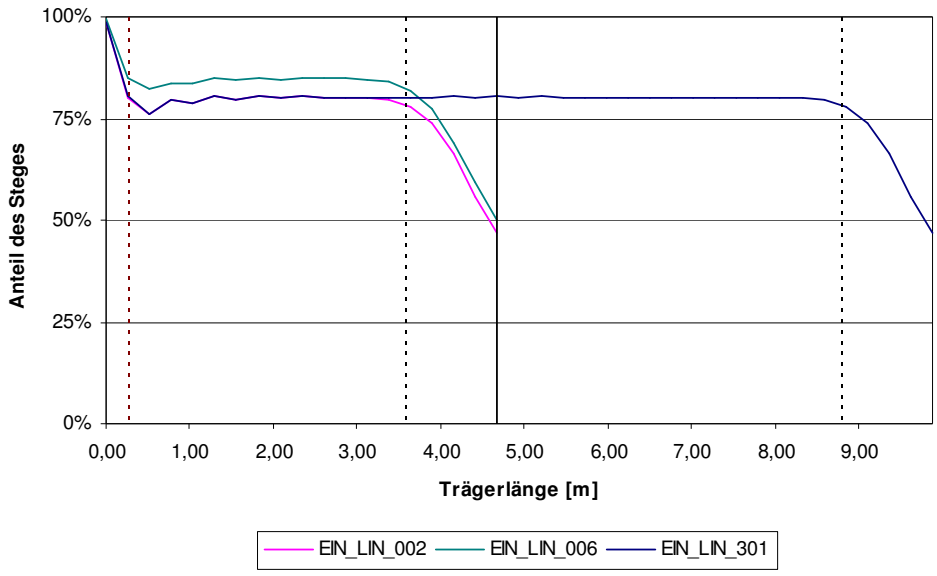


Abb. 5.7: Ausbreitung der Störbereiche über die Trägerlänge

Betrachtet man nicht die tatsächliche Ausbreitungslänge der Störungen in absoluten Werten, sondern bezogen auf die Trägerlänge, ergeben sich die in Abb. 5.8 dargestellten Verläufe:

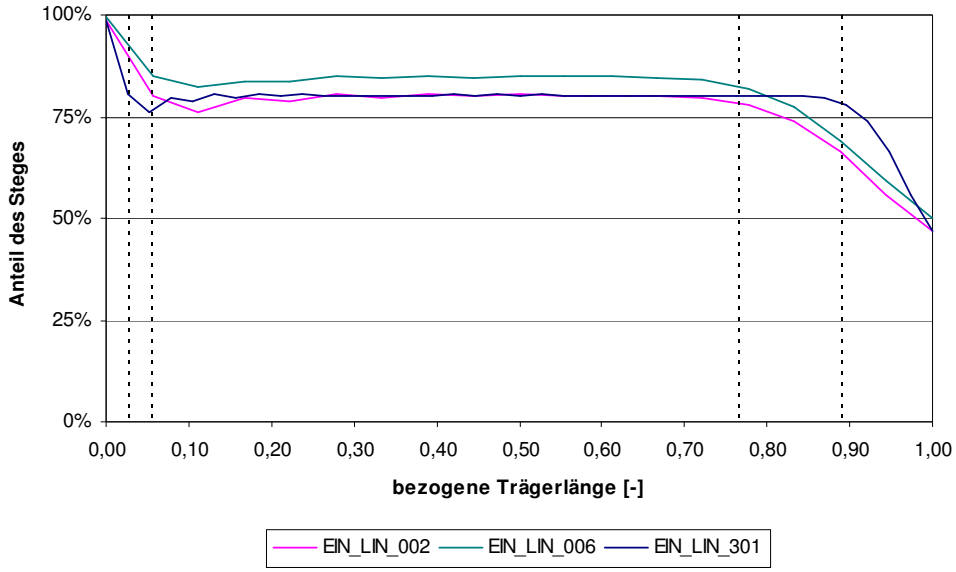


Abb. 5.8: Ausbreitung der Störbereiche über die bezogene Trägerlänge

Es zeigt sich, dass die gleichen Werte der Abklinglänge bezogen auf die Trägerlänge unterschiedliche Auswirkungen auf die einzelnen Modelle haben. Bei den beiden kurzen Modellen 002 und 006 machen die von der Störung betroffenen Bereiche fast 30% der gesamten Trägerlänge aus. Bei einer Ermittlung der Gesamtverformung eines solchen Trägers kann dieser Effekt nicht vernachlässigt werden. Beim längeren Modell 301 macht der Störbereich weniger als 15% der Gesamtlänge aus, spielt also für die Betrachtung des Gesamtträgers nur eine untergeordnete Rolle. Die Modelle 002 und 006 befinden sich mit einer Schlankheit L/h von 5,9 bzw. 4,7 außerhalb des im Verbundbrückenbau Üblichen, das Modell 301 mit L/h = 12,4 eher im unteren Bereich. Für im Brückenbau übliche Schlankheiten kann also von einem geringen Anteil der Störstellen an der Gesamtverformung ausgegangen werden.

Aufgrund der dargelegten begrenzten Ausdehnung der Störstellen, der Komplexität der Einflussparameter sowie dem geringen Umfang experimenteller Erkenntnisse in den Störbereichen werden für die weiteren Untersuchungen im Rahmen dieser Arbeit lediglich die ungestörten Bereiche betrachtet. Für gesicherte Erkenntnisse in Störbereichen sind weitergehende, vor allem experimentelle Untersuchungen an Störungen verschiedenster realistischer Ausprägung erforderlich.

5.2.2 Ergebnisse der Querschnittsberechnungen

Aufgrund der Entscheidung, sich auf den ungestörten Bereich zu konzentrieren, war es möglich, für die Untersuchung weiterer Parameter auf Querschnittsuntersuchungen zurückzugreifen. Aufgrund der Charakteristik als Querschnittsberechnung ist hier im Gegensatz zu den Trägermodellen mit verschiedenen Ergebnisschnitten je Modell nur ein Ergebniswert vorhanden. Die Ergebnisse aller Querschnittsberechnungen zur Aufteilung der Querkraft zwischen Trapezblech und Betongurten sind in der nachfolgenden Abbildung zusammengefasst:

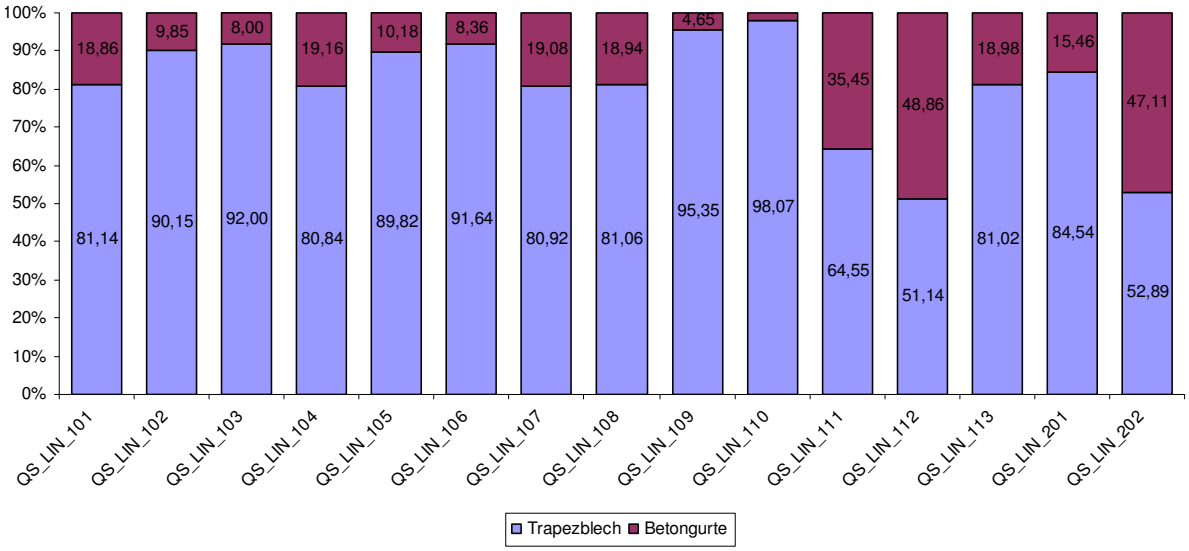


Abb. 5.9: Querkraftaufteilung aus Querschnittsberechnungen

Deutlich zu erkennen ist ein weitaus größeres Spektrum der Ergebnisse als bei den linearen 3-D-Modellen, bei denen sich für den ungestörten Bereich des Messschnitts R3 nur für ein Modell signifikante Unterschiede zu den anderen ergaben.

Zusammen mit den Ergebnissen der 3-D-Modelle erfolgen die quantitative Erfassung der Auswirkung der einzelnen Einflussparameter und die Erarbeitung eines entsprechenden Berechnungskonzeptes zur Erfassung derselben in den nachfolgenden Abschnitten.

5.2.3 Einfluss der untersuchten Parameter

Fasst man die Ergebnisse der linear elastischen 3-D-Modelle und der Querschnittsberechnungen zusammen, ergibt sich ein umfassendes Bild über die Auswirkungen der verschiedenen Einflussparameter auf die Querkraftaufteilung im Verbundquerschnitt. Zunächst wurden hierzu alle Ergebnisse beider Berechnungsarten in eine gemeinsame Grafik übertragen (vgl. Abb. 5.10).

Es zeigt sich deutlich, dass ein Teil der untersuchten Modelle annähernd gleiche Werte aufweist. Dabei handelt es sich einerseits um die Modelle mit annähernd gleichen Eigenschaften, nämlich die Ausgangsmodelle EIN_LIN_001 und 002 sowie das Vergleichsmodell QS_LIN_101 zur Beurteilung der Berechnungsmethode. Daneben stehen jedoch auch Modelle, bei denen durchaus verschiedene Parameter verändert wurden, die offensichtlich nur einen sehr geringen Einfluss aufweisen. In der nachfolgenden Tab. 5.1 werden die betroffenen Modelle nochmals zusammengefasst. Dabei werden die Dubletten mit gleichen Eigenschaften nicht berücksichtigt. Die im Vergleich zum Ausgangsmodell EIN_LIN_002 geänderten Parameter sind hervorgehoben.

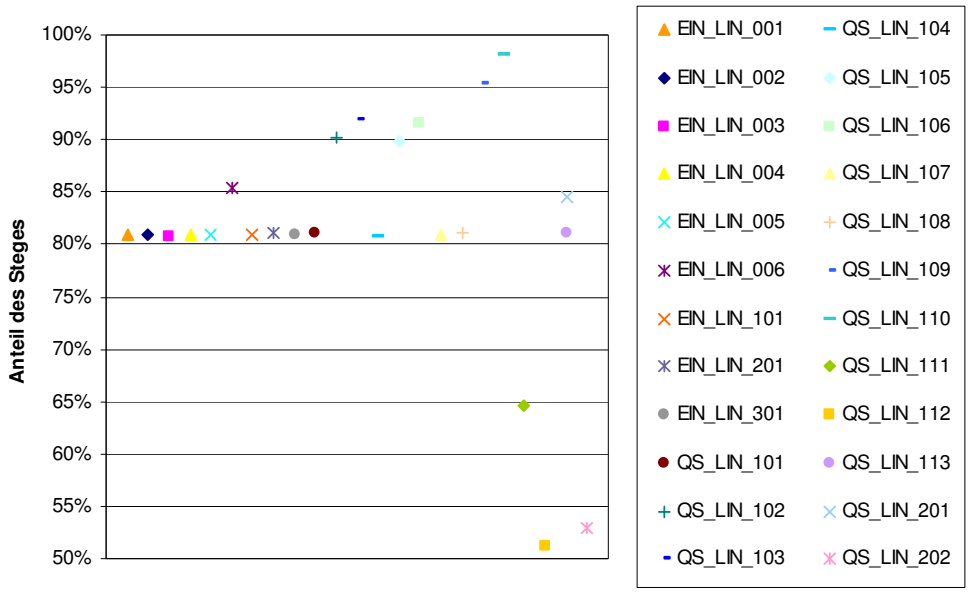


Abb. 5.10: Querkraftanteil des Steges, alle linear elastischen Modelle

Tab. 5.1: Modelle ohne Veränderung des Ergebnisses

Modellname	E_a [N/mm²]	E_c [N/mm²]	t_w [mm]	h_{st} [m]	t_o [m]	b_o [m]	t_u [m]	b_u [m]	Bemerkungen
EIN_LIN_002	210000	32000	6,00	1,1	0,25	0,6	0,25	0,6	-
EIN_LIN_003	210000	**64000**	6,00	1,1	0,25	0,6	0,25	0,6	-
EIN_LIN_004	210000	32000	6,00	1,1	0,25	**1,2**	0,25	**1,2**	-
EIN_LIN_005	210000	32000	**12,00**	1,1	0,25	0,6	0,25	0,6	-
EIN_LIN_201	210000	32000	6,00	1,1	0,25	0,6	0,25	0,6	**ebenes Blech**
EIN_LIN_301	210000	32000	6,00	1,1	0,25	0,6	0,25	0,6	**L = 19,84 m**
QS_LIN_104	210000	32000	6,00	1,1	0,25	**1,2**	0,25	**1,2**	-
QS_LIN_107	210000	32000	6,00	1,1	0,25	**1,2**	0,25	0,6	-
QS_LIN_108	210000	32000	6,00	**0,55**	**0,125**	0,6	**0,125**	0,6	-
QS_LIN_113	210000	32000	6,00	1,1	0,25	0,6	0,25	0,6	**veränderte Faltung**

Es zeigt sich, dass die direkte Veränderung der Steifigkeit der Betongurte durch Verdoppelung des E-Moduls (EIN_LIN_003) keinen Einfluss auf die Querkraftaufteilung im Träger hat. Auch die indirekte Beeinflussung der Steifigkeit durch Veränderung der Flächen der Verbundpartner (EIN_LIN_004, EIN_LIN_005, QS_LIN_104 und QS_LIN_107) führt nicht zu signifikanten Änderungen des Ergebnisses. Für den Fall des Modells QS_LIN_108, bei dem sowohl Steg- als auch Gurtfläche durch Veränderung der Höhe halbiert wurden, ergibt sich ebenfalls keine Änderung im Ergebnis. Sowohl für das ebene Blech als auch für das Modell mit vergrößertem Faltungswinkel ergeben sich annähernd mit dem Ausgangsmodell identische Ergebnisse. Auch die Faltungsgeometrie stellt also in den untersuchten Grenzen keinen signifikanten Einflussparameter dar.

Stellt man die veränderten Parameter der übrigen Modelle aus Abb. 5.10 zusammen, ergibt sich die folgende Übersicht. Dabei wurden Modelle, die zu ähnlichen Ergebnissen führten, in Gruppen zusammengefasst (farbig markiert):

Tab. 5.2: Modelle mit signifikanter Veränderung des Ergebnisses

Modellname	E_a [N/mm²]	E_c [N/mm²]	t_w [mm]	h_{st} [m]	t_o [m]	b_o [m]	t_u [m]	b_u [m]	Bemerkungen
EIN_LIN_002	210000	32000	6,00	1,1	0,25	0,6	0,25	0,6	-
EIN_LIN_006	210000	32000	**4,40**	**1,5**	0,25	0,6	0,25	0,6	-
QS_LIN_201	210000	**45166**	**12,00**	**2,6**	**0,5**	**6,875**	**0,4**	**2,92**	-
QS_LIN_102	210000	32000	6,00	1,1	**0,125**	0,6	**0,125**	0,6	-
QS_LIN_105	210000	32000	6,00	1,1	**0,125**	**1,2**	**0,125**	**1,2**	-
QS_LIN_103	210000	32000	6,00	**1,35**	**0,125**	0,6	**0,125**	0,6	-
QS_LIN_106	210000	32000	6,00	**1,35**	**0,125**	**1,2**	**0,125**	**1,2**	-
QS_LIN_109	210000	32000	6,00	**2,25**	**0,125**	0,6	**0,125**	0,6	-
QS_LIN_110	210000	32000	6,00	**4,75**	**0,125**	0,6	**0,125**	0,6	-
QS_LIN_111	210000	32000	6,00	**0,5**	0,25	0,6	0,25	0,6	-
QS_LIN_112	210000	32000	6,00	**0,3**	0,25	0,6	0,25	0,6	-
QS_LIN_202	210000	**45166**	**12,00**	**1,6**	**1,1**	**5,00**	**0,8**	**2,4**	-

Die veränderten Parameter der Brückenquerschnitte QS_LIN_201 und 202 sind zu vielschichtig, um direkt einen hervorstechenden Einfluss identifizieren zu können. Demzufolge ist auch der Vergleich innerhalb der ersten oben markierten Gruppe nicht direkt zielführend. Die Betrachtung der zweiten Gruppe mit den Modellen QS_LIN_102 und 105 ergibt bessere Anhaltspunkte auf signifikante Einflussparameter. Auch hier zeigt sich, analog zur Analyse der Tab. 5.1, dass eine Veränderung der Gurtfläche durch Verbreiterung der Gurte keinen Effekt bewirkte. Bei beiden Modellen wurde jedoch gleichzeitig die Gurthöhe verringert, was offensichtlich zu einer Veränderung der Querkraftaufteilung führte. Die Steghöhe blieb dabei konstant, so dass diese allein als maßgebender Faktor ausgeschlossen werden kann.

Gleiches bestätigt die letzte identifizierte Gruppe, bei der ebenfalls die Verbreiterung bei einem der beiden betrachteten Modelle keine Rolle spielte, insgesamt aber die Veränderung der Steg- und Gurthöhe eine Veränderung gegenüber dem Ausgangsmodell bewirkte. Die Gesamthöhe des Trägers im Vergleich zum Ausgangsmodell blieb hier konstant, auch dies ohne direkten erkennbaren Einfluss. Die einzelnen Modelle, die zu Veränderungen führten, wurden alle in der Steghöhe, teilweise verbunden mit der Gurtdicke, verändert.

Alle beobachteten Effekte weisen darauf hin, dass der Haupteinflussparameter auf die Querkraftaufteilung in einer Kombination der Steg- und Gurthöhen bzw. entsprechender Verhältnisse beider zueinander zu suchen ist. Aus diesem Grund wurden verschiedene Verhältnisse der Höhen untersucht, um einen geeigneten Ansatz für eine Näherungslösung identifizieren zu können. Abb. 5.11 zeigt den Querkraftanteil im Steg zunächst in Abhängigkeit des Verhältnisses von Gurthöhe

(Summe beider Gurte) zu Steghöhe. Erkennbar ist eine eindeutige Abhängigkeit des Steganteils von der gewählten Bezugsgröße. Mit steigendem Verhältnis von Gurtdicke zu Steghöhe, d.h. bei gedrungenen Querschnitten mit verhältnismäßig dicken Gurten, nimmt der Anteil des Steges an der Querkraftabtragung ab.

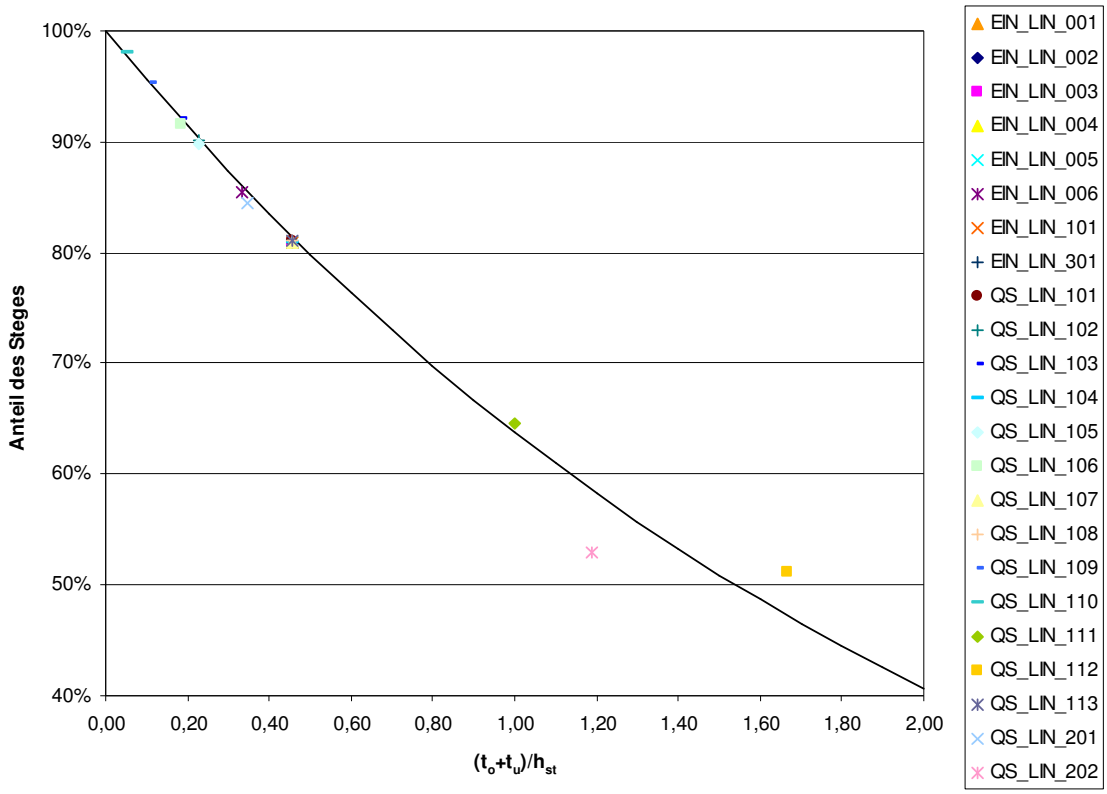


Abb. 5.11: Querkraftanteil des Steges in Abhängigkeit von Gurt- zu Steghöhe

Aufgrund der eindeutigen Abhängigkeit des Steganteils vom gewählten Parameter kann eine Näherungskurve zur Angleichung an die bestehenden Berechnungsergebnisse ermittelt werden. Auf Basis einer Regressionsrechnung wurde daher die ebenfalls eingezeichnete exponentielle Näherungskurve zur Beschreibung der Abhängigkeiten ermittelt. Diese errechnet sich gemäß Gl. 5-1 wie folgt:

$$\frac{Q_{st}}{Q_{ges}} = e^{-0{,}45 \cdot \frac{t_o + t_u}{h_{st}}} \qquad \text{für:} \quad 0{,}053 < \frac{t_o + t_u}{h_{st}} < 1{,}667 \qquad \text{Gl. 5-1}$$

Mit Hilfe dieser Näherungsgleichung lassen sich für weitere Querschnitte, für die keine ausführlichen Berechnungen vorliegen, die entsprechenden Werte der Querkraftaufteilung alleine aus den Geometriedaten des Querschnitts berechnen.

Wählt man als Bezugsgröße nicht das Verhältnis von Gurt- zu Steghöhe, sondern das Verhältnis von Steg- zu Gesamthöhe ergibt sich ebenfalls ein Diagramm, das die Abhängigkeit der Querkraftaufteilung von diesem Parameter beschreibt. Letztendlich handelt es sich dabei lediglich um eine Umformulierung des oben definierten Höhenverhältnisses. Aufgrund der Veränderung des Kurvenverlaufes ergibt sich jedoch aus der Regressionsrechnung eine Potenzfunktion, die einfa-

cher und eingängiger handhabbar ist, als die oben dargestellte exponentielle Beziehung. Zur besseren Angleichung an die Berechnungsergebnisse wurde neben einer durchgängigen Näherungskurve auch eine abschnittsweise definierte Lösung ermittelt.

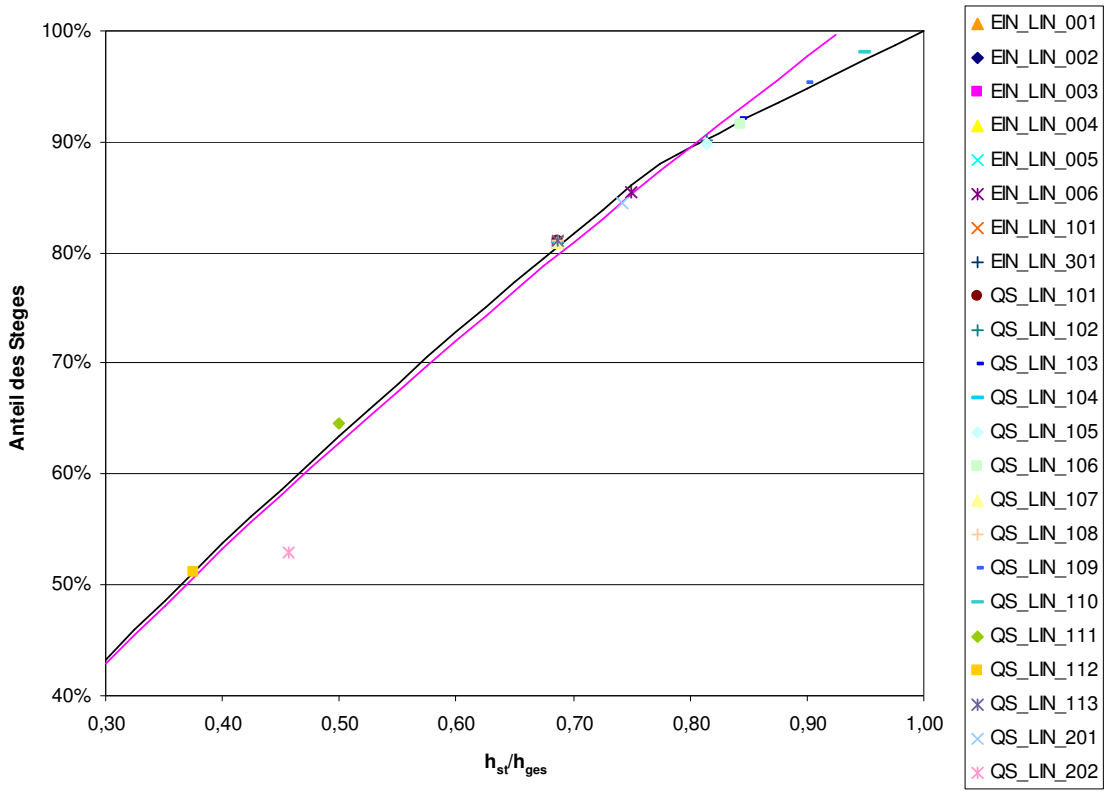


Abb. 5.12: Querkraftanteil des Steges in Abhängigkeit von Steg- zu Gesamthöhe

Die im Diagramm sichtbare Abweichung vom Ergebnis der Berechnung QS_LIN_202 wurde bewusst gewählt, um eine bessere Übereinstimmung mit QS_LIN_111 und QS_LIN_112 zu erreichen. Bei dem Modell QS_LIN_202 handelt es sich um den Querschnitt der Koinumarukawa Brücke in Japan, der aufgrund von zusätzlich zu den eigentlichen Gurten angeordneten Betonstegen nicht als typisch angesehen werden kann (vgl. Abb. 5.13).

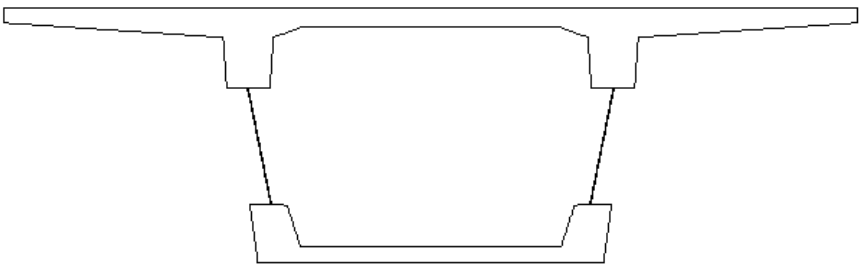


Abb. 5.13: Querschnitt der Koinumarukawa Brücke (schematisch)

Die Betonabschnitte der Stege übernehmen hier zusätzlich einen Anteil an der Querkraftabtragung, so dass der Anteil des eigentlichen Stahlstegs untypisch gering ausfällt. Die vorgestellten Näherungslösungen sollten daher nur für typische

Querschnitte mit plattenförmigen Betongurten und durchgängig aus Trapezblech gefertigten Stegen zum Einsatz kommen. Plattenbalkenquerschnitte wie bei der Koinumarukawabrücke sind nicht zulässig. Zudem sind die Näherungslösungen nur für den untersuchten Parameterbereich gültig. Dieser deckt jedoch von gedrungenen Querschnitten mit dicken Gurten bis hin zu schlanken Querschnitten mit einem hohen Verhältnis der Steghöhe zur Gesamthöhe ein breites Spektrum ab. Für die in der Praxis des Brückenbaus auftretenden Querschnitte ist die Gültigkeit der Näherungslösungen somit gegeben.

Die Näherungslösung als durchgängig definierte Potenzfunktion ergibt sich nach Gl. 5-2:

$$\frac{Q_{st}}{Q_{ges}} = \sqrt[4]{1{,}25 \cdot \left(\frac{h_{st}}{h_{ges}}\right)^3} \qquad \text{für:} \quad 0{,}375 \le \frac{h_{st}}{h_{ges}} \le 0{,}95 \qquad \text{Gl. 5-2}$$

Zur besseren Handhabung der Formel wurde die ursprünglich gebrochene Potenz in eine ganzzahlige Hochzahl und eine Wurzelbeziehung umformuliert. Die bereichsweise definierte Näherungslösung ergibt sich in ähnlicher Weise zu:

$$\frac{Q_{st}}{Q_{ges}} = \sqrt[4]{1{,}30 \cdot \left(\frac{h_{st}}{h_{ges}}\right)^3} \qquad \text{für:} \quad 0{,}375 \le \frac{h_{st}}{h_{ges}} \le 0{,}75 \qquad \text{Gl. 5-3}$$

$$\frac{Q_{st}}{Q_{ges}} = \sqrt{\frac{h_{st}}{h_{ges}}} \qquad \text{für:} \quad 0{,}75 < \frac{h_{st}}{h_{ges}} \le 0{,}95 \qquad \text{Gl. 5-4}$$

Zur Beurteilung der Qualität der verschiedenen Näherungslösungen wurden die Ergebnisse der FE-Berechnungen als Referenzwerte den Näherungsergebnissen gegenüber gestellt. Zum weiteren Vergleich wurden zusätzlich die Ergebnisse nach der Näherungslösung von Weißbach [51] ermittelt. Dabei wird nur ein Gurt angesetzt, diese Lösung gilt also nur für symmetrische Träger mit identischen Gurtdicken bzw. muss mit Mittelwerten arbeiten. Die Näherung nach Weißbach ergibt sich nach einer Anpassung der Nomenklatur zu:

$$\frac{Q_{st}}{Q_{ges}} = \frac{h_{st}}{h_{st} + t_{o(u)}} \cdot \left(1 - \frac{\left(t_{o(u)}\right)^2}{3 \cdot \left(h_{st} + t_{o(u)}\right)^2}\right) \qquad \text{Gl. 5-5}$$

Die Näherung nach Weißbach stellt bislang die einzige Näherungslösung zur Ermittlung der Querkraftverteilung von Doppelverbundquerschnitten mit Trapezblechsteg dar, daher wurde sie zum Vergleich mit den im Rahmen dieser Arbeit erarbeiteten Näherungslösungen herangezogen. Im Vergleich zu diesen basiert die Lösung nach Weißbach auf rein theoretischen Untersuchungen und ist nicht durch Versuche bzw. daraus entwickelten Berechnungsmodellen verifiziert.

Die nachfolgende Grafik zeigt den Vergleich aller untersuchten Näherungslösungen mit den Referenzwerten für alle untersuchten linear elastischen Modelle:

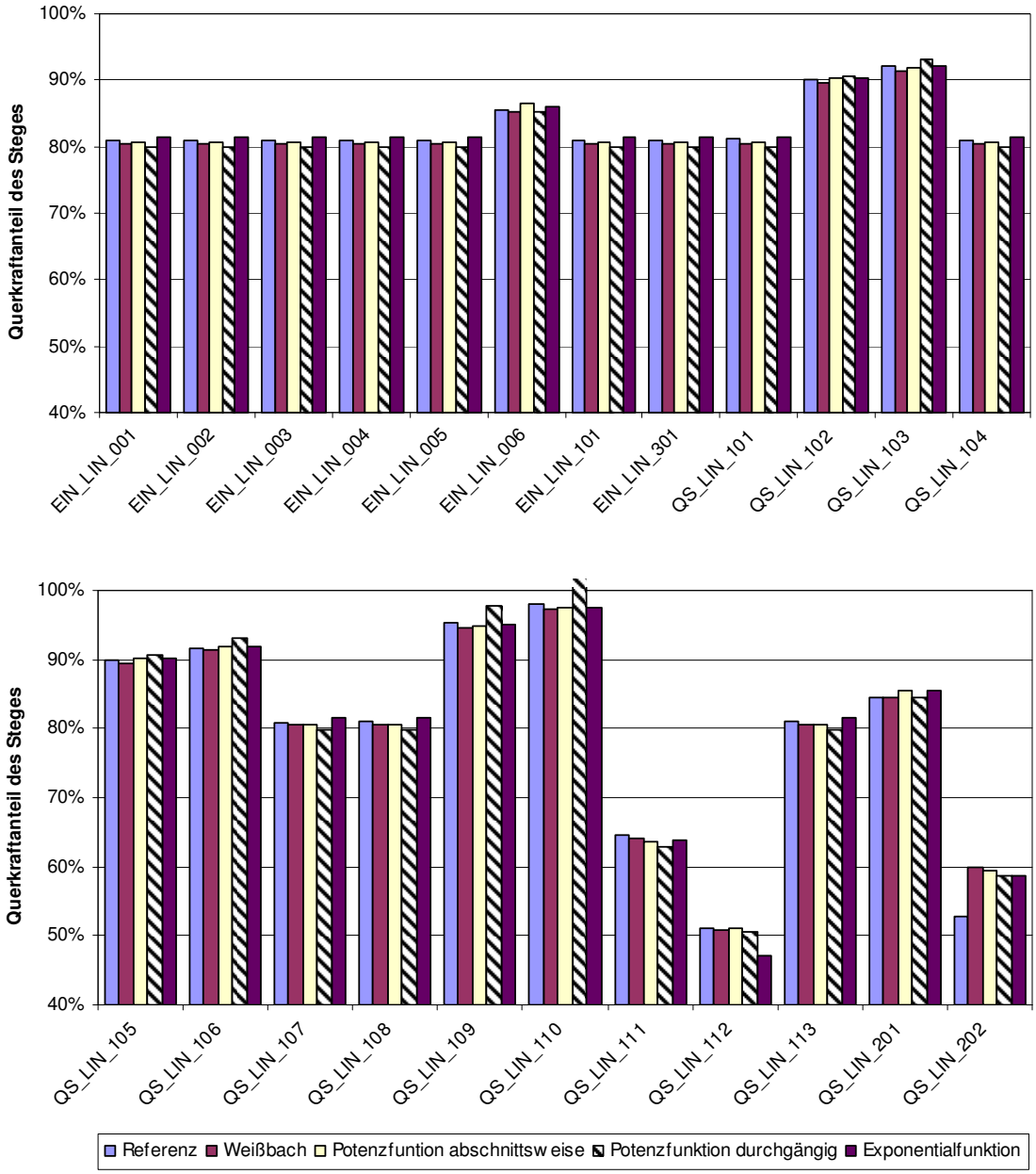


Abb. 5.14: Vergleich der Näherungslösungen mit Referenzwerten

In weiten Bereichen der Anwendung zeigt sich eine ähnliche Qualität der Näherungsformeln. Die Lösung nach Weißbach sowie die abschnittsweise definierte Potenzialfunktion liegen dabei auf demselben Niveau. In Teilen des Anwendungsbereiches weisen die durchgängige und die exponentielle Lösung größere Abweichungen auf. Die bei allen hier entwickelten Näherungslösungen auftretenden Abweichungen zum Modell QS_LIN_202 sind wie bereits beschrieben bewusst in Kauf genommen worden. Das von Weißbach entwickelte Verfahren weicht hier am stärksten vom Referenzwert ab, ist also ebenfalls nicht für Querschnitte dieser Art geeignet.

Zur besseren Verdeutlichung und Einschätzung der Qualität wurden die Differenzen zu den als korrekt betrachteten Referenzwerten aus der FE-Berechnung ermittelt. Die Sortierung erfolgte dabei mit steigendem Einflussparameter h_{st}/h_{ges}.

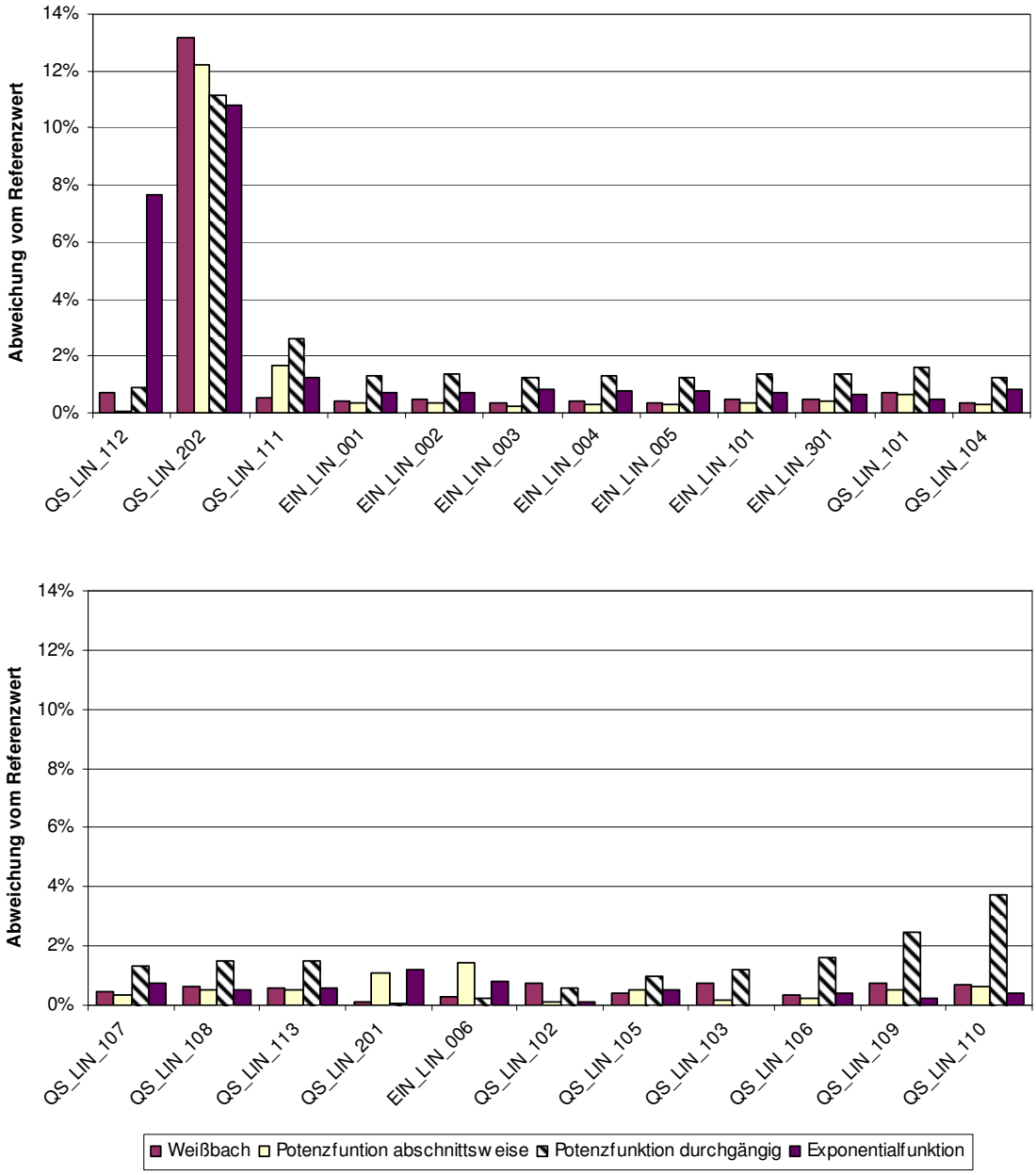


Abb. 5.15: Abweichung der Näherungslösungen von Referenzwerten

Es zeigt sich, wie bereits in der oberen Darstellung, dass die Abweichungen aller Näherungslösungen über einen weiten Bereich des Einflussparameters h_{st}/h_{ges} sehr gering, in der Regel deutlich unter 2% sind. Es handelt sich dabei um die prozentuale Abweichung vom Referenzwert, nicht um die Differenz in Prozentpunkten im Querkraftanteil des Steges. Für sehr kleine und sehr große h_{st}/h_{ges} werden die Abweichungen insbesondere bei der durchgängigen Potenzfunktion und beim exponentiellen Verfahren deutlich größer. Zum Modell QS_LIN_202

weisen alle Näherungslösungen nicht anwendungstaugliche Differenzen von 11 bis 13% auf.

Zur endgültigen Beurteilung und zur Auswahl eines geeigneten Modells wurde die Fehlerquadratsumme für alle Näherungslösungen ermittelt (vgl. Abb. 5.16). In der Berechnungsqualität über alle Modelle liegen die Näherung nach Weißbach, die abschnittsweise potenzielle und die exponentielle Näherung auf demselben Niveau. Die durchgängig potenzielle erweist sich bereits hier als deutlich schlechter als die übrigen Lösungen.

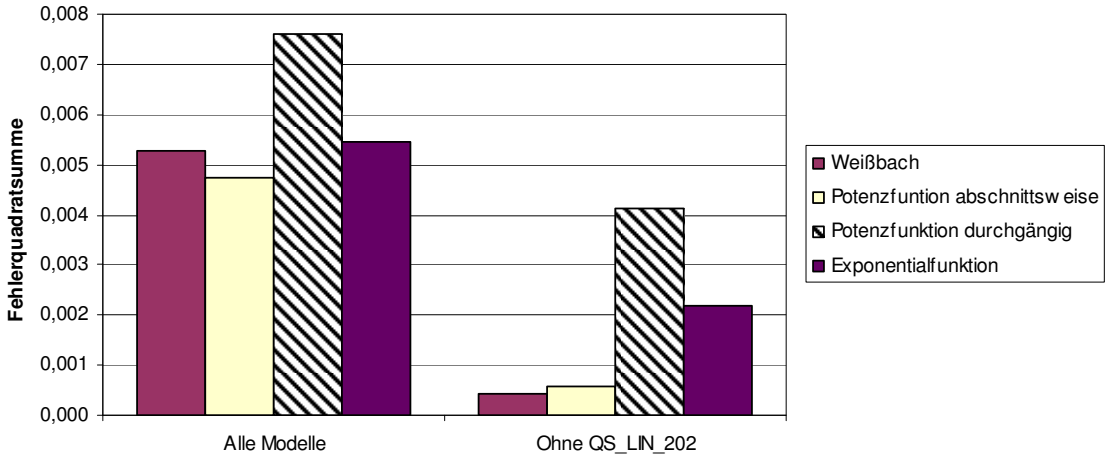


Abb. 5.16: Qualität der untersuchten Näherungslösungen

Betrachtet man die Fehler ohne den Sonderfall des Modells QS_LIN_202, verbessert sich die Qualität der Näherung nach Weißbach und der abschnittsweise potenziellen ca. um den Faktor 10. Diese Lösungen werden damit deutlich besser als die übrigen zwei Näherungen. Für eine weitere Verwendung in einem Berechnungskonzept wird trotz der geringfügig größeren Abweichung die abschnittsweise potenzielle Approximation vorgeschlagen, da diese nur mit einem Höhenverhältnis arbeitet und einfacher zu handhaben ist, als die Näherung nach Weißbach.

5.3 Anwendung zur Verformungsberechnung

5.3.1 Allgemeines

Die im obigen Abschnitt entwickelten Näherungslösungen bieten zunächst nur die Möglichkeit, die Querkraftaufteilung zwischen Trapezblechsteg und Betongurten auf einfache Weise zu ermitteln. Für die Berechnung der Verformungen aus diesen Angaben sind weitere Schritte erforderlich.

Grundsätzlich ist zu entscheiden, welches Verfahren im Zuge der statischen Berechnungen zur Ermittlung der Verformungen herangezogen werden soll. Wie sich aufgrund des Vergleiches der Versuchsergebnisse mit den Ergebnissen des 3-D-FE-Modells gezeigt hat, ist dieses in der Lage, die Verformungen wirklichkeitsgetreu abzubilden. Hierzu sind bei detaillierter Modellierung der Trapez-

blechfaltung, der Betongurte und der Verbundfuge keine weiteren Näherungslösungen oder Rechenschritte erforderlich. Für eine praktische Anwendung an kompletten Brückenbauwerken erscheint dieses Vorgehen jedoch hinsichtlich Modellierung und Rechenaufwands zu aufwändig. Aus diesem Grund wurde entschieden, sich im Rahmen dieser Arbeit auf vereinfachte und bereits allgemein angewandte Berechnungsverfahren, wie z.B. Stabstatik oder Trägerrostberechnung zu beschränken.

5.3.2 Vorgehen bei der Berechnung

Neben den auch bei konventionellen Verbundquerschnitten bei der Anwendung dieser vereinfachten Verfahren erforderlichen Rechenschritten, wie der Ermittlung von ideellen Querschnittswerten und Ersatzmaterialeigenschaften für den Stabquerschnitt, sind zur Erfassung der korrekten Schubverformung weitere Vorberechnungen erforderlich. Zur Entwicklung eines geeigneten vereinfachten Berechnungsverfahrens wurde daher das Vorgehen anhand einer vereinfachten Stabstatikberechnung untersucht und die dafür erforderlichen Berechnungsschritte, Vorberechnungen und Näherungsberechnungen analysiert.

Grundsätzlich werden von den kommerziellen Stabstatikprogrammen die Verformungen infolge Biege- und Schubbeanspruchung nach der klassischen Balkentheorie gemäß Gl. 5-6 ermittelt. Dabei kann in der Regel gewählt werden, ob eine Berücksichtigung der Schubverformungen erfolgen soll.

$$w = \int_L \frac{M \cdot \overline{M}}{E \cdot I} dx + \int_L \frac{Q \cdot \overline{Q}}{G \cdot A_S} dx \qquad \text{Gl. 5-6}$$

Bei obiger Berechnungsvorschrift wird von einer konstanten Schubspannung τ ausgegangen. Zur Korrektur dieser in Wirklichkeit nicht zutreffenden Annahme ist die Definition der Schubfläche A_S erforderlich. Diese ermittelt sich aus der tatsächlichen Querschnittsfläche mit Hilfe des Schubkorrekturfaktors κ folgendermaßen:

$$A_S = \kappa \cdot A \qquad \text{Gl. 5-7}$$

Für eine Anwendung der Stabstatikmethode zur Ermittlung der Verformungen inklusive der Schubverformung bei Verbundquerschnitten mit Trapezblechstegen müssen daher verschiedene Problemstellungen gelöst werden. Zum einen muss gewährleistet werden, dass der infolge der Faltung veränderte Schubmodul bei der Verformungsberechnung korrekt berücksichtigt wird, zum anderen ist eine Möglichkeit zur Berechnung des Schubkorrekturfaktors bzw. der Ersatzschubfläche erforderlich.

Prinzipiell kann die Ersatzschubfläche bzw. der Korrekturfaktor mit Hilfe von Betrachtungen zur identischen Formänderungsenergie infolge äußerer Einwirkung Q und innerer Schubbeanspruchung τ berechnet werden [42]:

$$\prod_{Q}^{*} = \frac{1}{2} \cdot \frac{Q^2}{G \cdot A_S} \qquad \text{Gl. 5-8}$$

$$\prod_{\tau}^{*} = \frac{1}{2} \cdot \int \frac{\tau^2}{G} dA \qquad \text{Gl. 5-9}$$

$$A_S = \kappa \cdot A = \frac{Q^2}{\int \tau^2 dA} \qquad \text{Gl. 5-10}$$

Ist der Schubspannungsverlauf im Querschnitt bekannt, z.B. aus Tabellenwerken, oder kann berechnet werden, ist mit Hilfe von Gl. 5-10 die Schubfläche trivial zu berechnen. So ergibt sich z.B. aus dem bekannten parabelförmigen Schubspannungsverlauf im Rechteckquerschnitt bei Auswertung obiger Beziehung der allgemein bekannte Schubkorrekturfaktor κ von 5/6. Für komplexere Verbundquerschnitte ist der Schubspannungsverlauf in der Regel jedoch nicht bekannt. Hierfür soll ein Näherungsverfahren zum Einsatz kommen, das ohne aufwendige Vorberechnungen die Berechnung der Gesamtverformung mit Hilfe von Gl. 5-6, d.h. anhand einer Stabstatik erlaubt.

5.3.3 Verifikation der Näherungslösungen

Zu diesem Zweck wurden verschiedene Näherungsmöglichkeiten zur Berücksichtigung der Schubverformungen, die das Programm DIANA bietet, anhand von Stabstatikberechnungen mit der 3-D-Modellierung als Referenz verglichen. Das 3-D-Modell ist bereits anhand des Vergleiches mit den Versuchsergebnissen verifiziert worden.

Als Näherungslösungen kamen dabei neben der bereits in Abschnitt 4.3 zur Ermittlung der Querkraftaufteilung benutzten Methode zur Querschnittsuntersuchung weitere Verfahren zum Einsatz. Die Berechnung erfolgte nur exemplarisch mit DIANA, andere Programme bieten ebenfalls die Möglichkeit von Stabstatikberechnungen und verschiedenen Varianten der Schubverformungsberücksichtigung. Letztendlich ist ein universelles Verfahren zu entwickeln, das programmübergreifend angewendet werden kann.

Allen untersuchten Berechnungsmöglichkeiten gemein ist die Tatsache, dass in der Stabstatikberechnung die Eigenschaften des gesamten Verbundquerschnitts in einem Ersatzquerschnitt und mit nur einem Ersatzmaterial simuliert werden müssen. Die verschiedenen Berechnungen unterscheiden sich lediglich in der Ermittlung dieser Eigenschaften und unterschiedlichen Optionen zur Berücksichtigung der Schubverformung. Die Berechnungen STA_LIN_102 bis 104 stellen dabei den Normalfall einer Stabstatikberechnung dar. Die erforderliche Ermittlung der ideellen Querschnittswerte könnte dabei anstelle der Querschnittsberechnung in DIANA auch mit anderen Programmen, z.B. INCA2, oder händisch erfolgen. Die beiden weiteren Berechnungsarten wurden ausgewählt, um die Qualität wei-

terer Möglichkeiten untersuchen und auf ihre Verwendbarkeit hinsichtlich eines einfachen Näherungsverfahrens hin analysieren zu können. Aufgrund des zusätzlichen Eingabeaufwands sind diese beiden Verfahren jedoch nur in Betracht zu ziehen, falls sie eine überragende Ergebnisqualität aufweisen sollten.

Die nachfolgende Tab. 5.3 gibt einen Überblick über die verschiedenen durchgeführten Berechnungen und deren Unterschiede.

Tab. 5.3: Übersicht über die verschiedenen Stabstatikberechnungen

Modellname	Ermittlung Querschnittseigenschaften	Berücksichtigung Schubverformungen
EIN_LIN_101	Impliziert in 3-D-Modellierung	Impliziert in 3-D-Modellierung
STA_LIN_101	Geometrisch als Polygon eingegeben	Verteilung der Schubspannungen über die bekannte Geometrie durch das Programm
STA_LIN_102	Vorab mit Querschnittsberechnung ermittelte ideelle Querschnittswerte	Konstante Schubspannungsverteilung, keine explizite Eingabe von κ
STA_LIN_103	Vorab mit Querschnittsberechnung ermittelte ideelle Querschnittswerte	Konstante Schubspannungsverteilung, Eingabe von κ aus Querschnittsberechnung
STA_LIN_104	Vorab mit Querschnittsberechnung ermittelte ideelle Querschnittswerte, Faltung mit verringertem E-Modul berücksichtigt	Konstante Schubspannungsverteilung, Eingabe von κ aus Querschnittsberechnung
STA_LIN_105	Vorab mit Querschnittsberechnung ermittelte ideelle Querschnittswerte, Faltung mit verringertem E-Modul berücksichtigt	Verteilung der Schubspannungen über mit Querschnittsberechnung ermittelten Einflussfaktoren

Die untersuchten Systeme wurden sowohl mit einer Einzellast in Feldmitte, analog zum Versuch, als auch mit einer Gleichstreckenlast beansprucht, um die Qualität der Verformungsberechnung sowohl bei konstanter als auch bei veränderlicher Querkraftbeanspruchung überprüfen zu können. Das Modell EIN_LIN_101 musste also gegenüber den bisher berechneten Modellen ebenfalls um die Belastung durch eine Gleichstreckenlast erweitert werden.

Die nachfolgenden Abbildungen zeigen die Ergebnisse der untersuchten Stabmodelle und den Vergleich mit den Referenzwerten aus der dreidimensionalen FE-Modellierung.

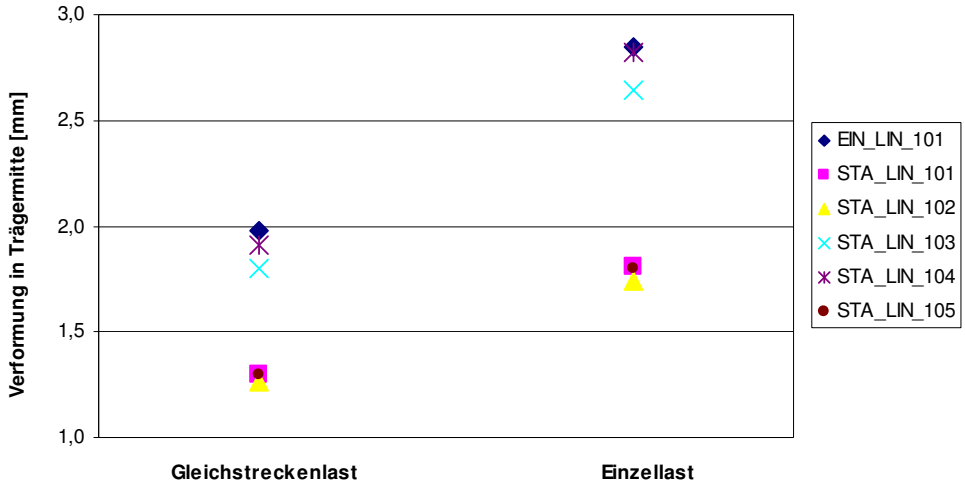


Abb. 5.17: Vergleich Stabstatikmodelle - Referenzmodell

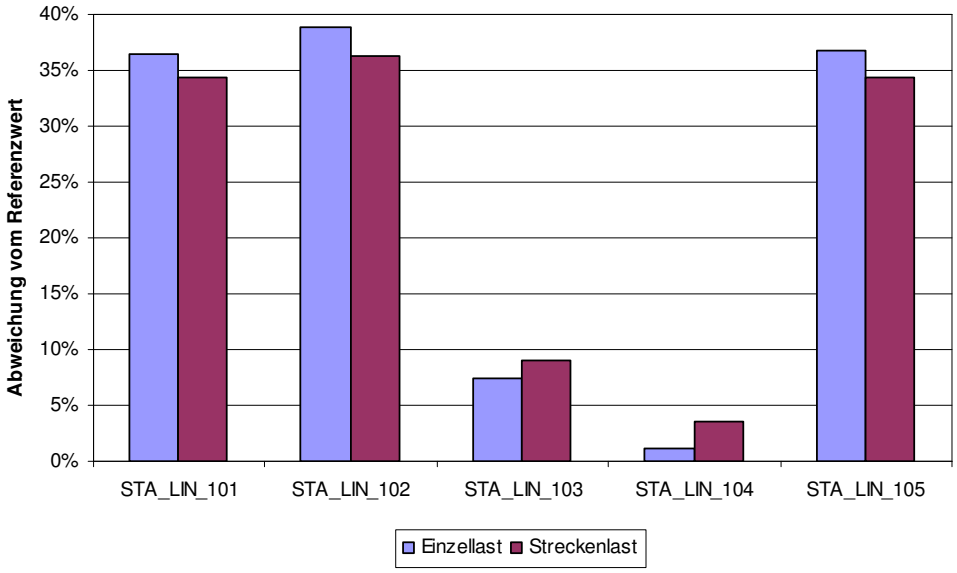


Abb. 5.18: Abweichungen Stabstatikmodelle - Referenzmodell

Gut zu erkennen ist, dass die beiden speziellen Berechnungsverfahren STA_LIN_101 und 105 auf demselben Niveau liegen wie das Modell 102, bei dem die Schubverformung bewusst unter konstanter Schubspannungsverteilung ermittelt wurde. Es zeigt sich also, dass die aufwändigen Spezialverfahren nicht in der Lage sind, die tatsächliche Schubspannungsverteilung und die daraus resultierende Verformung zu ermitteln. Die beiden verbleibenden Modelle weisen eine deutlich bessere Übereinstimmung mit dem Referenzmodell auf. Die Abweichungen liegen für Modell 103 deutlich unter 10%, für Modell 104 deutlich unter 5%. Dabei sind die Ergebnisse für Einzellasten genauer, hier erreicht das Modell 104 eine Genauigkeit von ca. 99%. Hieraus zeigt sich zweierlei: Zum einen wird ersichtlich, dass eine korrekte Ermittlung der Gesamtverformung eines Verbund-

trägers auch mit einem vereinfachten Stabmodell unter Verwendung eines Ersatzquerschnitts möglich ist. Zum anderen wird jedoch ebenfalls deutlich, dass in dem speziellen Fall des Trapezblechstegs eine sorgfältige Ermittlung der Querschnittswerte erforderlich ist.

Neben der korrekten Berücksichtigung des verminderten Schubmoduls infolge der Faltung nach Gl. 4-1 muss dabei auch der Einfluss der Faltung auf die Längssteifigkeit des Trapezblechs berücksichtigt werden. Aus dem Vergleich der Verkürzung eines gefalteten Steges unter Längsbeanspruchung mit einem gleich dicken ebenen Blech kann ein fiktiver Ersatz-E-Modul ermittelt werden.

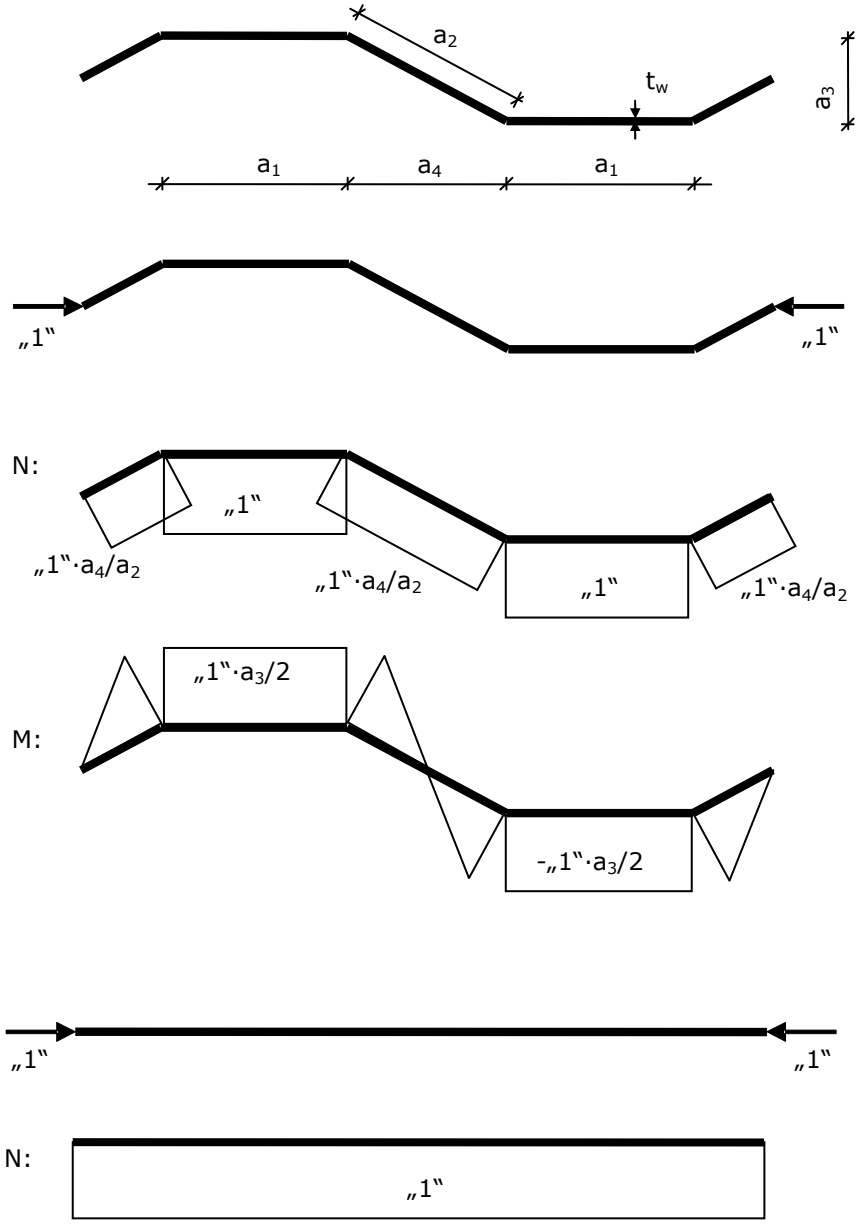


Abb. 5.19: Überlegungen zur Umwandlung von Biege- in Längssteifigkeit

Mit diesem Ersatz-E-Modul kann die effektive Längssteifigkeit des Stegs in der Ermittlung der ideellen Querschnittswerte berücksichtigt werden. Mit Hilfe des Prinzips der virtuellen Kräfte lassen sich für beide Fälle die Verformungen einer

Wellenlänge unter einer Einheitskraft berechnen. Für den Fall des ebenen Bleches ergeben sich eine reine Normalkraftbeanspruchung sowie die daraus resultierenden Beziehungen:

$$w = \int \frac{N \cdot \bar{N}}{E' \cdot A} dx \qquad \text{Gl. 5-11}$$

$$w = \frac{1 \cdot \bar{1} \cdot l}{E' \cdot A} = \frac{2 \cdot (a_1 + a_4)}{E' \cdot A} \qquad \text{Gl. 5-12}$$

Für das gefaltete Blech ergibt sich neben der auch hier einwirkenden Normalkraft eine Biegebeanspruchung. Die sich daraus ergebende Verkürzung einer Wellenlänge beträgt (unter Vernachlässigung der Schubverformung):

$$w = \int \frac{N \cdot \bar{N}}{E \cdot A} dx + \int \frac{M \cdot \bar{M}}{E \cdot I} dx \qquad \text{Gl. 5-13}$$

$$w = \frac{2 \cdot (a_1 + \frac{a_4^{\,2}}{a_2})}{E \cdot A} + \frac{a_3^{\,2} \cdot (3 \cdot a_1 + a_2)}{6 \cdot E \cdot I} \qquad \text{Gl. 5-14}$$

Vergleicht man die beiden Beziehungen in Gl. 5-12 und Gl. 5-14, ergibt sich durch Einsetzen der geometrischen Beziehungen für A und E sowie nach einiger Umformung folgende Beziehung für den fiktiven E-Modul:

$$E' = E \cdot \frac{t_w^{\,2} \cdot (a_1 + a_4)}{t_w^{\,2} \cdot \left(a_1 + \frac{a_4^{\,2}}{a_2} \right) + a_3^{\,2} \cdot (3 \cdot a_1 + a_2)} \qquad \text{Gl. 5-15}$$

Ausgewertet für die bei den Stabstatikberechnungen zugrunde gelegte Geometrie (Geometrie der Versuchsträger) ergibt sich ein E’ von ca. 0,003·E. Vereinfacht kann in diesem Fall das Trapezblech also komplett vernachlässigt und nur das Flächenträgheitsmoment und die Querschnittsfläche der Betongurte angesetzt werden. Bei dickeren Stegblechen, die der Längsbeanspruchung eine nennenswerte Biegesteifigkeit beim Zusammenfalten entgegensetzen, sollte dies in der Ermittlung der ideellen Querschnittswerte berücksichtigt werden.

5.3.4 Parameteruntersuchungen zur Schubflächenermittlung

Die anhand von Stabstatikberechnungen durchgeführten Betrachtungen haben gezeigt, dass bei entsprechend sorgfältiger Ermittlung der erforderlichen Querschnittswerte mit diesem Verfahren die Verformungen von Verbundträgern mit Trapezblechstegen annähernd so genau ermittelt werden können, wie mit einer dreidimensionalen FE-Berechnung. Offen bleibt bislang jedoch die Frage nach der einfachen Ermittlung des Schubkorrekturfaktors. Aus diesem Grund wurden die

durchgeführten Parameteruntersuchungen hinsichtlich der Entwicklung eines vereinfachten Näherungsverfahrens zur Bestimmung von κ bzw. A_S analysiert.

Dazu werden die Ergebnisse der Querschnittsuntersuchungen, für die der Schubkorrekturfaktor im Zuge der Berechnung vom Programm ermittelt wird, zunächst ohne Bezugswert in den nachfolgenden Diagrammen aufgetragen:

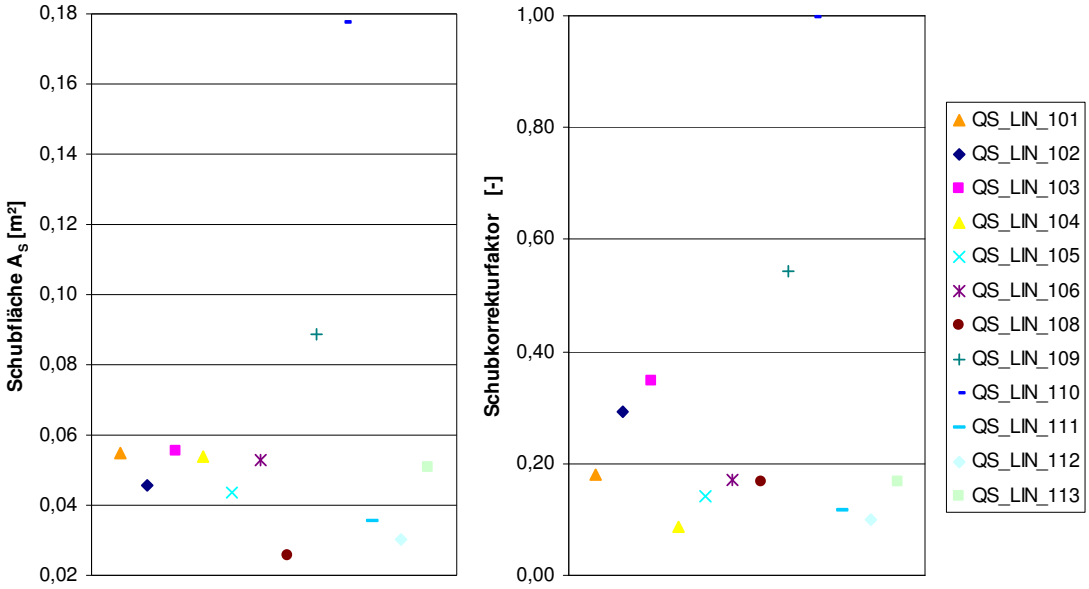


Abb. 5.20: Schubfläche bzw. Schubkorrekturfaktor aus Querschnittsberechnungen

In diesem Fall sind nicht ohne weiteres direkte Abhängigkeiten bzw. Parameter ohne Einfluss zu erkennen wie bei der Ermittlung des Querkraftanteils. Dieser hängt als Relativwert wie oben dargelegt nur von Geometrieverhältnissen ab. Bei der Ermittlung der Schubfläche ist jedoch ein absoluter Zahlenwert zu ermitteln, der sich daher auch aus absoluten Querschnittswerten ergeben muss. Maßstabsänderungen wirken sich hier also im Endwert aus, auch bei gleich bleibenden Geometrieverhältnissen. Der Vergleich von Abb. 5.20 links und rechts zeigt, dass verschiedene Querschnitte stark unterschiedliche Schubkorrekturfaktoren, aber annähernd gleiche Schubflächen aufweisen können. Für die weitere Betrachtung scheint daher die Betrachtung der Schubfläche am geeignetsten, da diese direkt in Gl. 5-6 einfließt und damit direkt eine Aussage über die Schubverformungen erlaubt.

Die zur Untersuchung der Schubfläche herangezogenen Modelle lassen sich auch hier, wenngleich nicht so eindeutig wie bei der Ermittlung der Querkraftaufteilung, in verschiedene Gruppen mit ähnlichen Ergebnissen einteilen, um sie auf Parameter mit signifikantem Einfluss hin analysieren zu können (vgl. Tab. 5.4).

Tab. 5.4: Modelle zur Untersuchung der Schubfläche

Modellname	G_a' [N/mm²]	h_{st} [m]	t_o [m]	b_o [m]	t_u [m]	b_u [m]	Q-Anteil Steg	Bemerkungen
QS_LIN_101	75002	1,1	0,25	0,6	0,25	0,6	81%	-
QS_LIN_103	75002	**1,35**	**0,125**	0,6	**0,125**	0,6	**92%**	-
QS_LIN_104	75002	1,1	0,25	**1,2**	0,25	**1,2**	81%	-
QS_LIN_106	75002	**1,35**	**0,125**	**1,2**	**0,125**	**1,2**	**92%**	-
QS_LIN_102	75002	1,1	**0,125**	0,6	**0,125**	0,6	**90%**	-
QS_LIN_105	75002	1,1	**0,125**	**1,2**	**0,125**	**1,2**	**90%**	-
QS_LIN_108	75002	**0,55**	**0,125**	0,6	**0,125**	0,6	81%	-
QS_LIN_109	75002	**2,25**	**0,125**	0,6	**0,125**	0,6	**95%**	-
QS_LIN_110	75002	**4,75**	**0,125**	0,6	**0,125**	0,6	**98%**	-
QS_LIN_111	75002	**0,5**	0,25	0,6	0,25	0,6	**65%**	-
QS_LIN_112	75002	**0,3**	0,25	0,6	0,25	0,6	**51%**	-
QS_LIN_113	**69219**	1,1	0,25	0,6	0,25	0,6	81%	-

Die erste Gruppe von Modellen weist annähernd die gleiche Schubfläche A_S auf (vgl. Abb. 5.20 links). Vergleicht man hier Modell 101 mit 104, zeigt sich, dass die Breite der Gurte und damit die Gesamtfläche keinen direkten Einfluss auf die Schubfläche haben. Dies bestätigt auch der Vergleich zwischen 103 und 106 sowie 102 und 105, die sich jeweils nur in der Gurtbreite unterscheiden. Im Vergleich von 101 mit 102 ändert sich die Gurthöhe und damit wie bereits erläutert der Querkraftanteil im Steg, die Schubfläche vom Modell 102 nimmt ab. Ist die Vergrößerung des Querkraftanteils im Steg jedoch gleichzeitig mit einer Erhöhung des Steges verbunden, bleibt die Schubfläche annähernd gleich (101 vs. 103). Hier sind also gegenläufige Effekte zu beobachten. Das Modell 108 weist bei gleichem Querkraftanteil und geringerer Steghöhe eine geringere Schubfläche auf als Modell 101, die Steghöhe (bzw. die daraus resultierende Stegfläche) korreliert also direkt mit der Schubfläche.

Das Modell 113 unterscheidet sich lediglich in der Faltung und damit dem fiktiven Schubmodul G' vom Ausgangsmodell 101. Der Unterschied in der Schubfläche fällt wie erwartet recht gering aus. Da für die Anwendung in der Stabstatikberechnung jedoch ohnehin auf den Schubmodul des dort verwendeten Materials normiert werden muss, bietet es sich an, dies mit der Berücksichtigung des fiktiven Schubmoduls infolge Faltung zu kombinieren.

Mit Hilfe der obigen Überlegungen wurden verschiedene Diagramme zur Abhängigkeit der Schubfläche von den Einflussparametern erstellt. Die dabei ebenfalls eingezeichneten Trendlinien zeigen, dass sich entsprechende Abhängigkeiten von den identifizierten Haupteinflussparametern Querkraftanteil und Stegfläche bilden lassen.

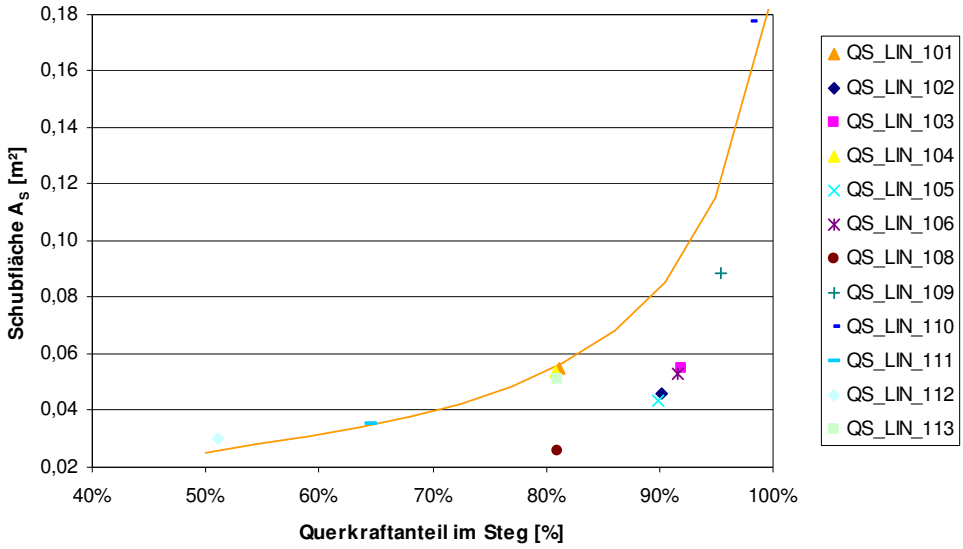


Abb. 5.21: Schubfläche A_S in Abhängigkeit des Querkraftanteils im Steg

Die Abhängigkeit vom Querkraftanteil im Steg zeigt sich in obigem Diagramm (Abb. 5.21). Mit dieser Abhängigkeit ließe sich bereits eine Beziehung zur Berechnung der Schubfläche herleiten. Es zeigt sich jedoch auch das bereits beschriebene unterschiedliche Verhalten von Modell QS_LIN_101 und 108, was zu einer geringen Qualität der Näherungslösung führen würde.

Im Gegensatz dazu stellt die Trendlinie im folgenden Diagramm (Abb. 5.22), in welchem die Schubfläche in Abhängigkeit der Stegfläche dargestellt ist, eine gute Näherung an die Ergebnisse der Querschnittsberechnung dar. Jedoch ergeben sich auch hier gewisse Abweichungen zu den Referenzwerten. Eine Kombination der dargestellten Einflussparameter erscheint also sinnvoll. In Abb. 5.23 ist daher die Schubfläche in Abhängigkeit eines Verhältnisses von Stegfläche A_{st} und Querkraftanteil im Steg dargestellt.

Es zeigt sich dabei, dass im Parameterbereich, in dem die meisten Ergebnisse vorliegen, die Rechenwerte näher an die Trendlinie rücken. Die Qualität der ermittelten Näherungslösung nimmt also zu.

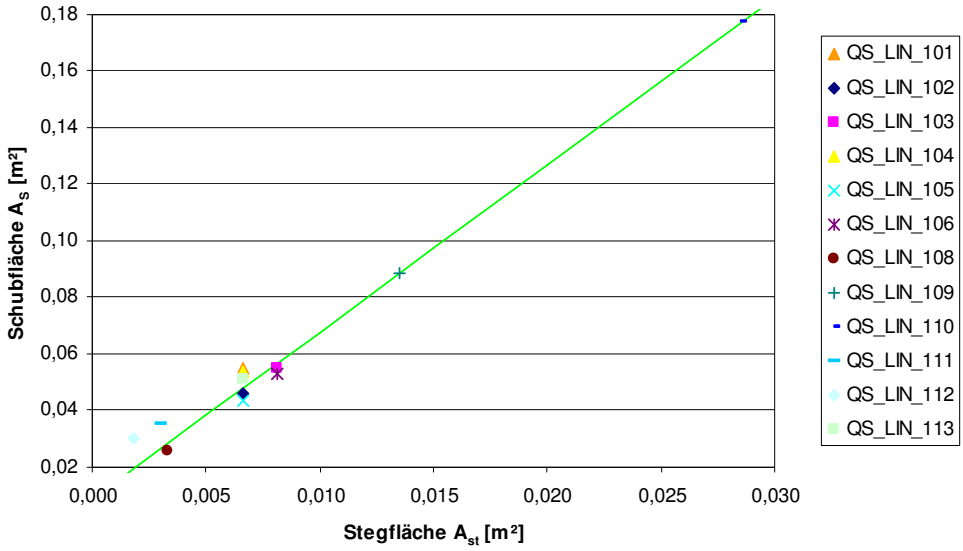


Abb. 5.22: Schubfläche A_S in Abhängigkeit der Stegfläche A_{st}

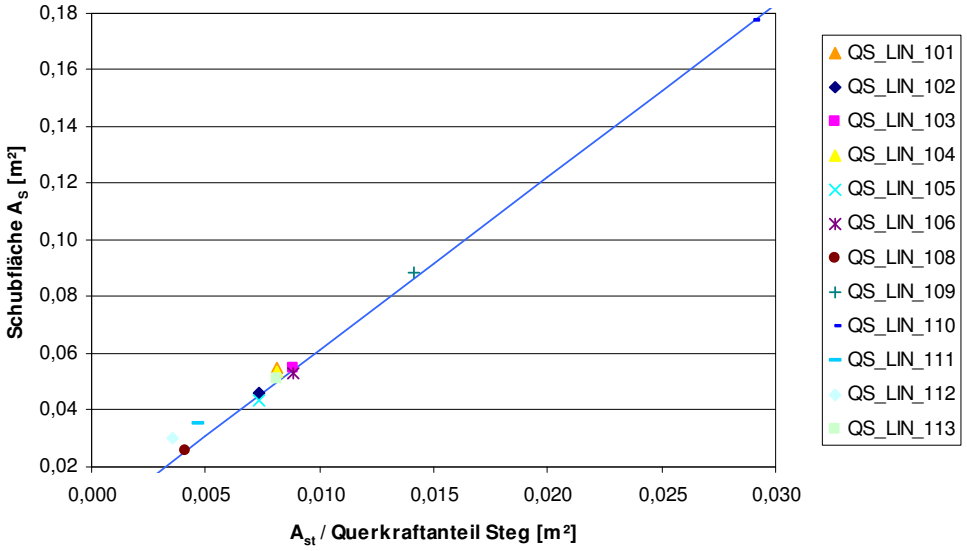


Abb. 5.23: Schubfläche A_S in Abhängigkeit von Stegfläche und Querkraftanteil

Unter Berücksichtigung der bereits beschriebenen erforderlichen Normierung auf den Schubmodul G_{Stab} des in der Stabstatik gewählten Ersatzmaterials sowie des fiktiven Schubmoduls infolge der Faltung des Trapezblechs G' ergeben sich für eine Näherungslösung zur Berechnung der Schubfläche A_S die in Gl. 5-16 und Gl. 5-17 dargestellten Beziehungen. Für die Berücksichtigung des Querkraftanteils im Steg kommen dabei die bereits in Abschnitt 5.2.3 ermittelten Gleichungen Gl. 5-3 bzw. Gl. 5-4 zum Einsatz.

$$A_S = \frac{1{,}12}{\sqrt[4]{1{,}30 \cdot \left(\frac{h_{st}}{h_{ges}}\right)^3}} \cdot A_{st} \cdot \frac{G'_a}{G_{Stab}} \quad \text{für:} \quad 0{,}6 \le \frac{h_{st}}{h_{ges}} \le 0{,}75 \qquad \text{Gl. 5-16}$$

$$A_S = \frac{1{,}12}{\sqrt{\frac{h_{st}}{h_{ges}}}} \cdot A_{st} \cdot \frac{G'_a}{G_{Stab}} \quad \text{für:} \quad \frac{h_{st}}{h_{ges}} > 0{,}75 \qquad \text{Gl. 5-17}$$

Zur Beurteilung der Qualität der Näherungslösung wird diese mit den Referenzwerten aus der Querschnittsberechnung verglichen (siehe Abb. 5.24). Dabei zeigt sich in der Regel eine gute Übereinstimmung der beiden Werte. Verschiedene Modelle zeigen jedoch Ausreißer. Dies betrifft vor allem die Modelle QS_LIN_111 und QS_LIN_112. Diese weisen eine sehr gedrungene Geometrie, d.h. einen verhältnismäßig niedrigen Steg im Vergleich zu den Gurten auf. Dies ergibt eine sehr geringe Stegfläche im Verhältnis zur Gurt- bzw. Gesamtfläche.

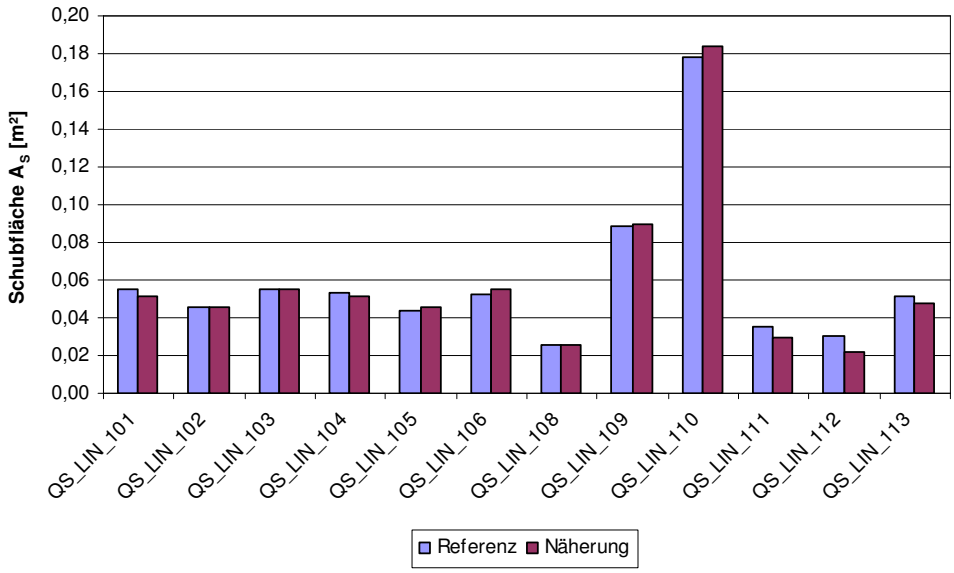


Abb. 5.24: Vergleich Näherungslösungen mit Referenzwerten

Zur Beurteilung der tatsächlichen Abweichungen und der Anwendungsgrenzen des Näherungsverfahrens sind in Abb. 5.25 die relativen Abweichungen zu den Referenzwerten dargestellt. Die Sortierung erfolgt dabei mit steigendem Steg- zu Gesamthöhenverhältnis h_{st}/h_{ges}, welches zusätzlich zum Modellnamen in Klammern angegeben ist.

Aus der Grafik wird ersichtlich, dass die Modelle mit geringer Steghöhe bzw. Steganteil, d.h. eher gedrungener Geometrie, erhebliche Abweichungen zeigen. Hier liefert das Näherungsverfahren also keine befriedigenden Ergebnisse. Bei Querschnitten mit ausgeprägtem Steg kann das Verfahren mit Abweichungen zwischen 0% und 6% jedoch durchaus als geeignet zur Ermittlung der Schubfläche angesehen werden. Aufgrund der ersichtlichen Abweichungen bei gedrungenen

Querschnitten wird vorgeschlagen, das Näherungsverfahren zur Ermittlung der Schubfläche erst ab einem Höhenverhältnis h_{st}/h_{ges} von 0,6 einzusetzen.

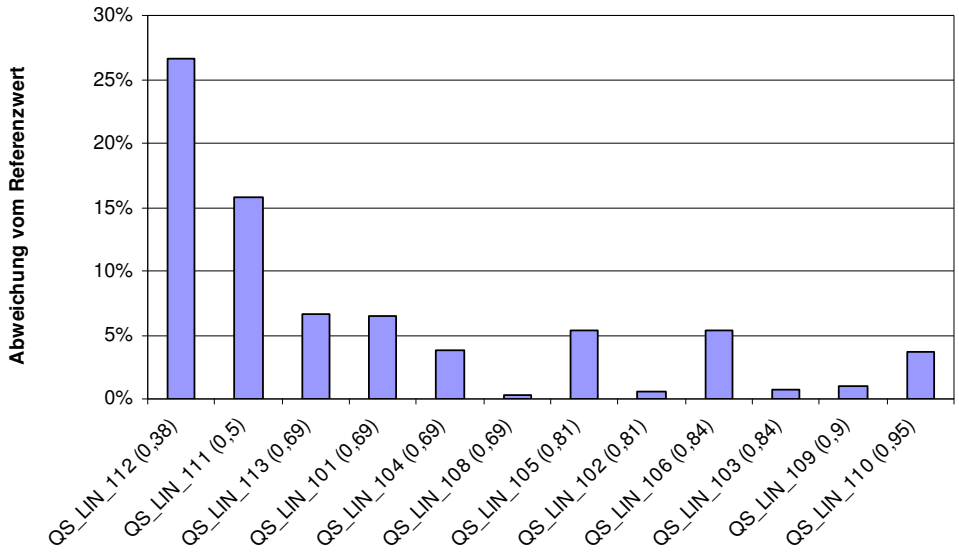


Abb. 5.25: Abweichung der Näherungslösung von den Referenzwerten

Mit dem dargestellten Näherungsverfahren liegt damit eine Möglichkeit zur Berechnung der bei einer Stabstatikberechnung zur Erfassung der Schubverformung erforderlichen Schubfläche vor. Mit dieser Näherungslösung kann ohne detaillierte Kenntnis der tatsächlichen Schubspannungsverteilung die aufwändige Auswertung der Gleichungen Gl. 5-8 bis Gl. 5-10 umgangen werden. Das weitere Vorgehen bei der Anwendung innerhalb einer Stabstatikberechnung ist programmabhängig. In DIANA beispielsweise muss der Kehrwert des Schubkorrekturfaktors angegeben werden. Hier ist also aus der mit obigen Beziehungen berechneten Schubfläche und der bei der Stabstatikberechnung verwendeten ideellen Querschnittsfläche ein weiterer Vorwert zu ermitteln. Andere Programme erlauben direkt die Eingabe der Schubfläche zusätzlich zu einer Querschnittsfläche. Auf anwendungs- und programmspezifische Anforderungen kann im Rahmen dieser Arbeit jedoch nicht weiter eingegangen werden. Hier obliegt dem Anwender eine evtl. erforderliche Berechnung weiterer Eingabewerte aus den vorgeschlagenen Näherungsverfahren.

5.4 Zusammenfassung der linear elastischen Ergebnisse

Mit Hilfe von linear elastischen dreidimensionalen FE-Modellen sowie speziellen Querschnittsberechnungen wurde eine Parameterstudie zur Untersuchung verschiedener Einflüsse auf das Verhalten von Verbundträgern mit Trapezblechsteg im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit durchgeführt. Im Hinblick auf die Zielsetzungen des Brückenbaus wurde von einer ausreichenden Vorspannung ausgegangen, um für den betrachteten Beanspruchungsbereich linear elastisches Verhalten ansetzen zu können.

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit liegt das Hauptaugenmerk auf der Berechnung der Verformungen unter Berücksichtigung der realistischen Schubverformungen infolge der Trapezblechfaltung. Mit den obigen Näherungsverfahren wurden Vorschläge erarbeitet, mit deren Hilfe zunächst die Querkraftaufteilung zwischen Trapezblechsteg und Betongurten mit einfachen Mitteln berechnet werden kann. Dabei wurde der insbesondere für Geometrieverhältnisse des realen Brückenbaus interessante Parameterbereich abgedeckt.

Die Anwendung des Näherungsverfahrens wurde auf den ungestörten Bereich von Verbundträgern mit Trapezblechsteg beschränkt. Anhand verschiedener Untersuchungen wurde gezeigt, dass der Parametereinfluss in Störbereichen zum einen zu komplex und vielschichtig ist, um in einem einfachen Näherungsverfahren erfasst zu werden, zum anderen wurde nachgewiesen, dass Störbereiche bei den im Brückenbau üblichen Schlankheiten einen nur geringen Anteil an der Gesamtlänge des Trägers und damit an den Verformungen einnehmen.

In einem zweiten Schritt wurden Näherungslösungen zur Berechnung der Verformungen selbst erarbeitet. Für das allgemein übliche und bekannte Berechnungsverfahren der Stabstatik wurden Untersuchungen zur Genauigkeit und zu erforderlichen Vorberechnungen bei der Anwendung mit Trapezblechstegträger durchgeführt. Zur Ermittlung der Schubfläche, die für die korrekte Erfassung der Schubverformung benötigt wird, wurde eine einfache Näherungslösung erarbeitet, die mit Hilfe der Querschnittsgeometrie und unter Berücksichtigung der Faltung arbeitet. Mit Hilfe dieser Näherung konnte das Verfahren der Stabstatik erweitert werden, um damit auf einfache Weise die Verformungen von Trapezblechstegträgern realitätsnah und praxistauglich berechnen zu können.

5.5 Ergebnisse im Grenzzustand der Tragfähigkeit

5.5.1 Allgemeines

In Ergänzung zu den Ergebnissen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, in dem in erster Linie die Verformungen von Interesse sind, wurden anhand nichtlinearer dreidimensionaler FE-Berechnungen Ergebnisse für den Grenzzustand der Tragfähigkeit erzielt. Neben der Berechnung der Tragfähigkeiten verschieden ausgebildeter Träger, die in dieser Arbeit jedoch nur eine untergeordnete Rolle spielen, liegt das Augenmerk hier in der Ermittlung der Querkraftaufteilung unter Berücksichtigung der Rissbildung des Betons. Bislang war eine Mitwirkung der Betongurte zwar generell zulässig, aufgrund fehlender expliziter Angaben zur Aufteilung der Querkraft in der Normung wurde jedoch üblicherweise die gesamte Querkraft dem Stahlquerschnitt zugewiesen ([17], [23]). Mit Hilfe dieser Forschungsergebnisse sollen jedoch erste Vorschläge für eine getrennte Betrachtung und Bemessung von Steg und Gurten erarbeitet werden. Dazu wurden verschiedene Einflussparameter variiert, um für verschiedene Abmessungsverhältnisse Aussagen zum Einfluss der einzelnen Eigenschaften treffen zu können.

5.5.2 Ergebnisse der nichtlinearen 3-D-Modelle

Mit Hilfe der nichtlinearen Berechnungen lassen sich komplette Last-Verformungskurven analog zu den Versuchen ermitteln. Neben dem annähernd linear elastischen Bereich vor Einsetzen der Rissbildung lassen sich daher, im Gegensatz zu den linear berechneten Modellen, auch Aussagen im ausgeprägt gerissenen sowie im Versagensbereich treffen. Die einzelnen Modelle unterscheiden sich dabei erwartungsgemäß sowohl in der erreichbaren Maximallast als auch in den dabei auftretenden Verformungen.

Zum Vergleich sind in der nachfolgenden Abb. 5.26 die Last-Verformungskurven der im Rahmen der Parameteruntersuchungen nichtlinear berechneten Modelle dargestellt (jeweils Verformung in Feldmitte).

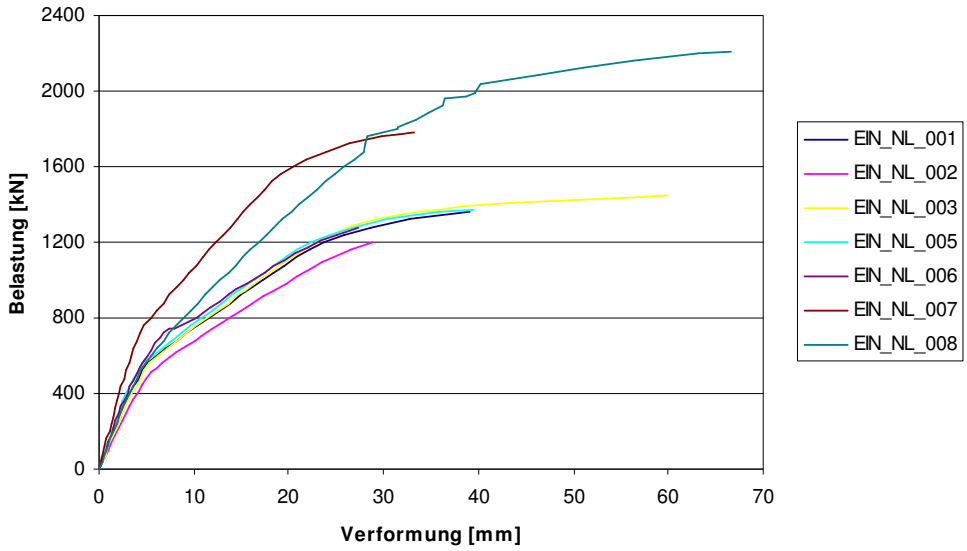


Abb. 5.26: Last-Verformungs-Diagramme aller nichtlinearen Modelle

Das Ausgangsmodell EIN_NL_001 spiegelt dabei, wie bereits dargelegt, die Ergebnisse der Versuchsgeometrie wider. Das Modell 002 mit verminderter Gurtdicke erreicht, in erster Linie durch die dadurch verringerte Gesamthöhe, geringere Lasten als das Ausgangsmodell. Modell 003 mit ebenfalls verringerter Gurtdicke aber unveränderter Gesamthöhe weist annähernd dasselbe Verhalten auf, wie Modell 001. Außerdem ist ersichtlich, dass die verschiedenen Modelle je nach numerischer Stabilität unterschiedlich weit den Bereich des Traglastplateaus abbilden.

Die beiden Modelle mit veränderter Gurtbreite, 005 (Obergurt) und 006 (Untergurt) weichen vom Ausgangsmodell nur gering ab. Das Modell 005 zeigt dabei keine signifikanten Abweichungen. Die Verbreiterung des Druckgurts hat also offenbar keinen nennenswerten Einfluss auf das Tragverhalten bezüglich Tragfähigkeit und Verformung. Die Verbreiterung des Untergurts bewirkt einen starken Steifigkeitssprung im Bereich der Rissbildung. Vor Erreichen der Dekompressionslast wirkt die vergrößerte Betonfläche mit, danach ergibt sich aufgrund der

gleich bleibenden Betonstahlfläche ein vergleichsweise stärkerer Rückgang als bei den übrigen Modellen.

Das Modell 007 mit vergrößerter Steghöhe erreicht aufgrund der gestiegenen Nutzhöhe eine höhere Steifigkeit sowie eine höhere Traglast als die bislang betrachteten Modelle. Modell 008 mit verdoppeltem Bewehrungsgrad des Zuggurtes erreicht ebenfalls wie erwartet eine deutlich höhere Traglast als das Ausgangsmodell. Die Anfangssteifigkeit ist dabei annähernd identisch zu den übrigen Modellen mit gleicher Geometrie, nach Einsetzen der Rissbildung ist sie aufgrund der höheren Stahlfläche deutlich vergrößert.

Auf weitere Betrachtungen zur Tragfähigkeit wird an dieser Stelle verzichtet, da der Hauptgrund der nichtlinearen Berechnungen die Ermittlung der Querkraftaufteilung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit war. In Anlehnung an die linear elastischen Untersuchungen wurden auch hier die Schnitte R1 bis R4 für die Ermittlung der Aufteilung heran gezogen. Auch bei den nichtlinearen Berechnungen ist zu erwarten, dass ohne weitere experimentelle Untersuchungen lediglich für den ungestörten Bereich gesicherte Aussagen getroffen werden können. Für eine erste Einschätzung des Verhaltens an Störstellen wurden die entsprechenden Ergebnisse jedoch dennoch ermittelt und dargestellt.

Im Gegensatz zu den linear elastischen Berechnungen, bei denen eine Auswertung nur für eine Last sinnvoll ist, stellt sich hier die Frage, welches Lastniveau zur Betrachtung heran gezogen werden soll. Aufgrund der unterschiedlichen Tragfähigkeit der einzelnen Modelle ist es nicht zielführend, bei allen Modellen dieselbe Last zu untersuchen, da dann je nach Modell unterschiedliche Zustände verglichen werden. Vielmehr ist darauf zu achten, dass bei jedem Modell dieselben Bereiche im Verlauf der Last-Verformungs-Kurve betrachtet werden.

Des Weiteren ist zu beachten, dass analog zu den linear elastischen Untersuchungen unter anderem auch im ungestörten Bereich des Messschnittes R3 die Ergebnisse betrachtet werden sollen. Um in diesem Schnitt, der ungefähr im Viertelspunkt des Trägers liegt, einen ausgeprägt gerissenen Zustand zu erreichen, muss ein sehr hohes Lastniveau betrachtet werden. Daher wurde für die Untersuchungen innerhalb dieses Kapitels entschieden, die Aufteilung der Querkraft soweit als möglich im Bereich der Traglast zu ermitteln. Im Gegensatz zu den linear elastischen Betrachtungen in Abschnitt 5.2, die im Wesentlichen der Ermittlung von Verformungen dienen und bei denen daher eine Vernachlässigung der Störbereiche als legitim erscheint, ist für den Grenzzustand der Tragfähigkeit jedoch die Sicherheit aller Bereiche zwingend einzuhalten.

Betrachtet man die Ergebnisse der nichtlinearen Berechnungen im Messschnitt R1 bei der jeweils maximal erreichbaren Last, zeigt sich ein gänzlich anderes Verhalten als im linear elastischen Fall (vgl. Abb. 5.5). Während dort der Störbereich zu einer Abnahme des Querkraftanteils im Steg im Vergleich zum ungestörten Bereich führte, ergibt sich hier aufgrund der massiven Zerstörung des Zuggurtes ein hoher Anteil der Querkraft im Steg, siehe hierzu nachfolgende Abb.

5.27. Da es sich hierbei, wie bereits erläutert, um Betrachtungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit handelt, muss der Steg entsprechend in der Lage sein, diese Beanspruchung aufzunehmen.

Die Unterschiede zwischen den einzelnen Modellen fallen vergleichsweise gering aus. Durch die prinzipiell identische Ausbildung der Lasteinleitung verbleibt trotz geänderter Geometrieparameter der einzelnen Modelle beim betrachteten Lastniveau offensichtlich ein ähnliches Tragverhalten. Aufgrund der massiven Zerstörung des Untergurtes in diesem Bereich kann im Prinzip davon ausgegangen werden, dass, unabhängig von der Ausgangsgeometrie, die gesamte im linear-elastischen Zustand im Untergurt befindliche Querkraft in den Steg umgelagert wird.

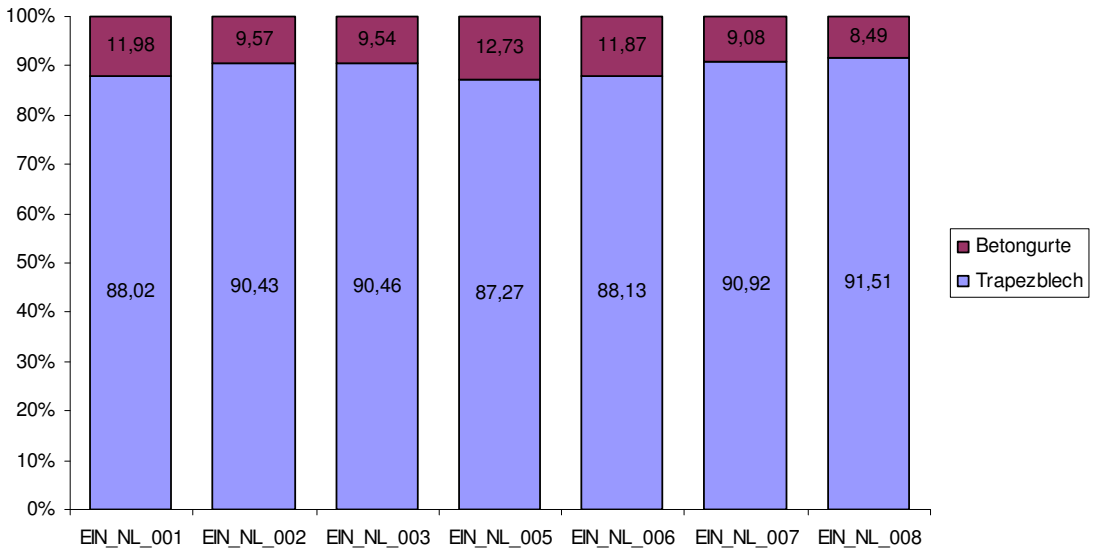


Abb. 5.27: Querkraftaufteilung Schnitt R1; nichtlineare Trägerberechnungen

Zur Beurteilung des Einflusses des Störbereiches auf den gesamten Träger wurde auch für die nichtlineare Betrachtung die Ausbreitung der Störbereiche untersucht (vgl. Abb. 5.28). Die Störung klingt zwar sehr schnell ab, im Vergleich zur linear elastischen Berechnung, bei der sich nach Abklingen des Störbereichs ein konstanter Wert einstellt, sind hier jedoch auch noch im Verlauf des Trägers Schwankungen in der Verteilung der Querkraft zwischen Steg und Gurten erkennbar.

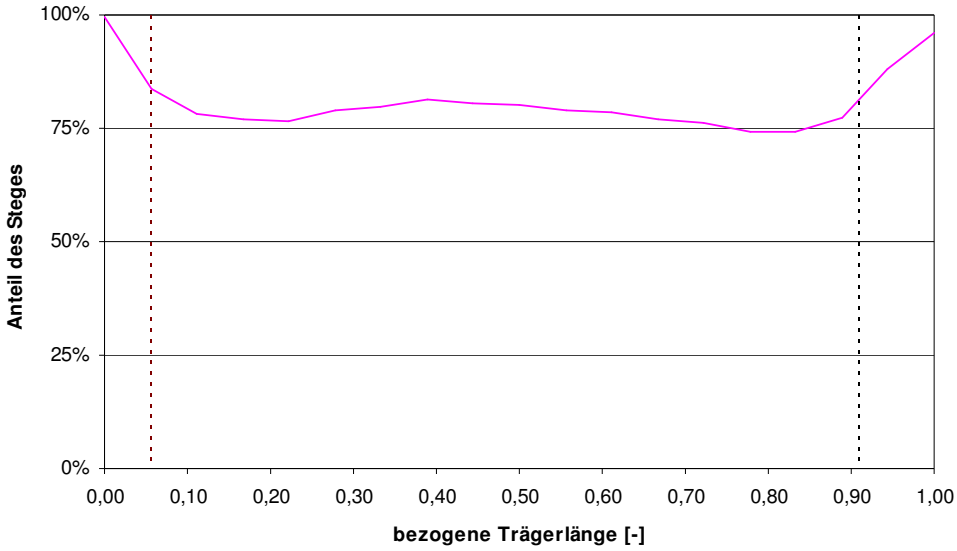


Abb. 5.28: Ausbreitung der Störbereiche bei nichtlinearer Berechnung

Der Vergleich des Ausgangsmodells EIN_NL_001 mit dem geometrisch und materiell identischen Versuchsträger TR2 in den nachfolgenden Abb. 5.29 und Abb. 5.30 zeigt, dass auch dort deutliche Schwankungen im Verlauf des Trägers auftreten, diese sind im Falle des Versuchsträgers noch ausgeprägter. Die Werte an den Störstellen stimmen sowohl an der Lasteinleitung als auch an der Auflagerung gut überein. An den übrigen Messstellen kommt es jedoch infolge der größeren Schwankungen beim Versuch zu deutlichen Abweichungen der Werte.

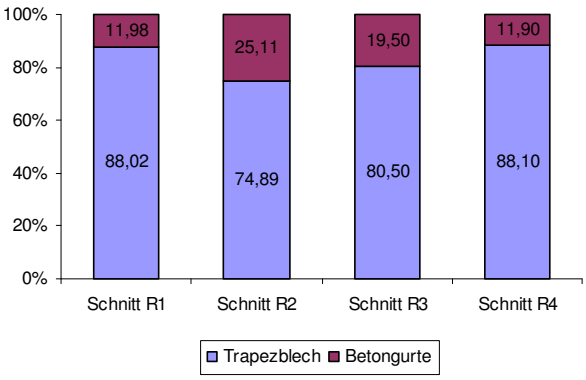


Abb. 5.29: Aufteilung der Querkraft Modell EIN_NL_001

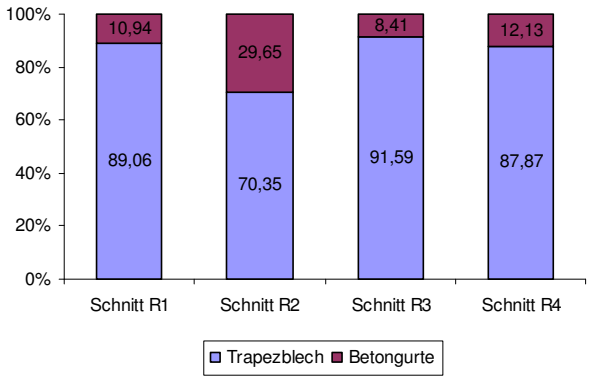


Abb. 5.30: Aufteilung der Querkraft Versuchsträger TR2

Da es sich hier um Betrachtungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit handelt, müssen die daraus abgeleiteten Berechnungs- bzw. Bemessungsvorschläge zwingend auf der sicheren Seite liegen. Der Einfluss der Störstellen, die Schwankungen der Querkraftaufteilung und die Abweichungen zum Versuch müssen bei der Auswertung der Parameter und der Entwicklung der Berechnungs- bzw. Bemessungsvorschläge also berücksichtigt werden.

5.5.3 Einfluss der untersuchten Parameter

Die oben dargelegten Eigenschaften erschweren die Auswertung des Einflusses der verschiedenen variierten Parameter. Betrachtet man die Querkraftaufteilung an allen Schnitten für die untersuchten Modelle in den nachfolgenden Abb. 5.31, Abb. 5.32 und Abb. 5.33 bzw. der obigen Abb. 5.27, wird der unterschiedliche Einfluss der Parameter in den verschiedenen Messschnitten deutlich. Dies war auch bei der linear elastischen Betrachtung der Fall, dort war jedoch der Anteil der Querkraft im Steg im ungestörten Bereich am Größten. Darüber hinaus wurde dort entschieden, die Störbereiche für die Ermittlung der Gesamtverformungen nicht zu berücksichtigen.

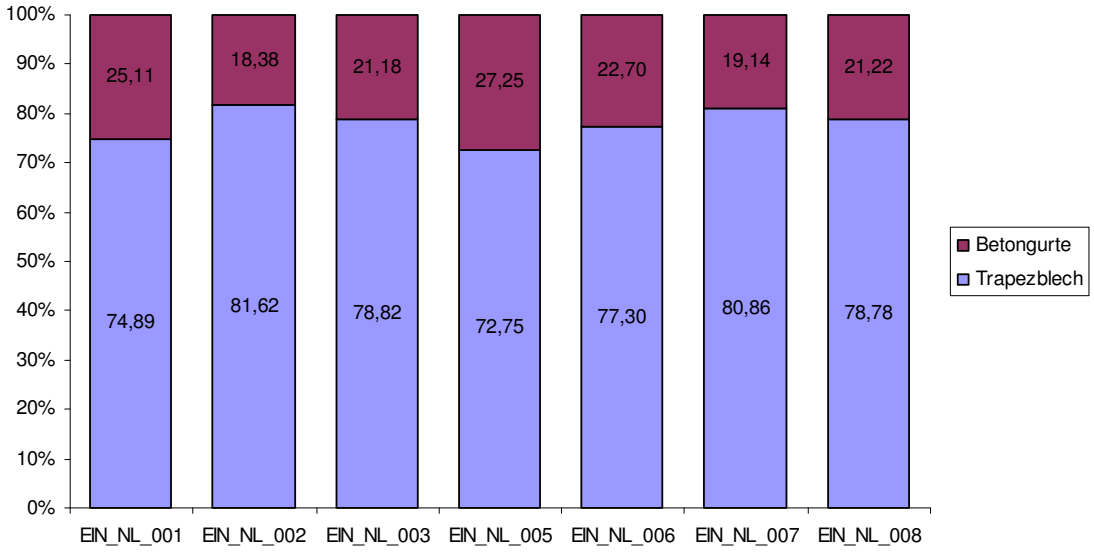


Abb. 5.31: Querkraftaufteilung Schnitt R2; nichtlineare Trägerberechnungen

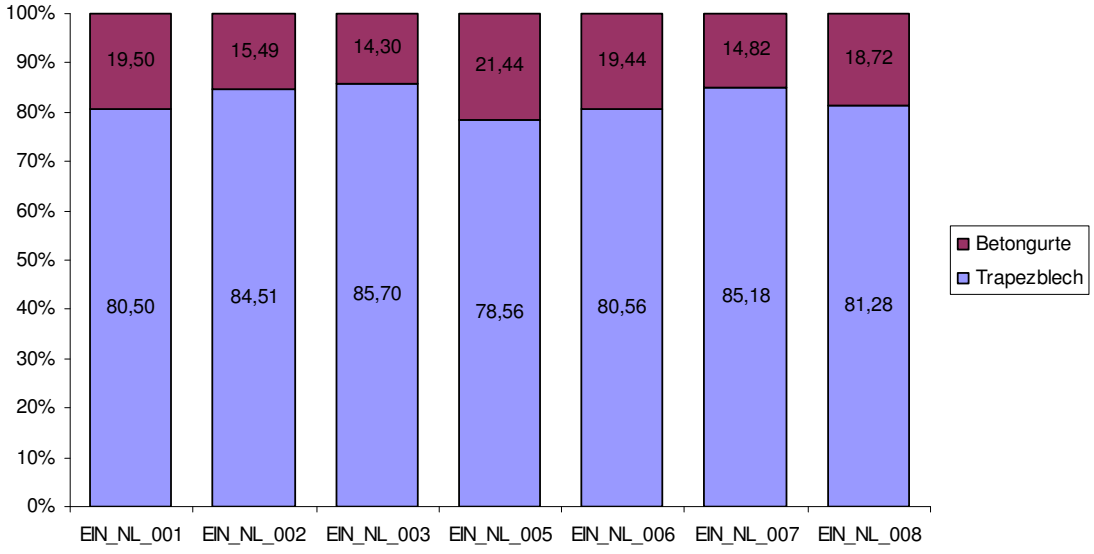


Abb. 5.32: Querkraftaufteilung Schnitt R3; nichtlineare Trägerberechnungen

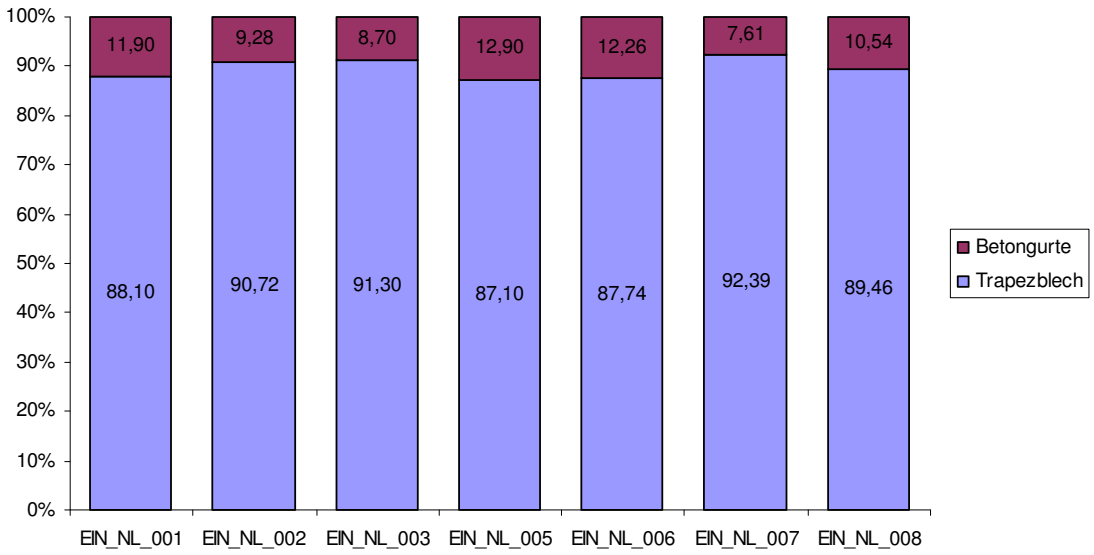


Abb. 5.33: Querkraftaufteilung Schnitt R4; nichtlineare Trägerberechnungen

Noch deutlicher werden die Unterschiede im Parametereinfluss zwischen den einzelnen Messschnitten bei Normierung des Querkraftanteils im Steg auf den jeweiligen Ausgangswert des Referenzmodells EIN_NL_001 (vgl. Abb. 5.34 bis Abb. 5.37). Dabei wird ersichtlich, dass der Anteil der Querkraft im Steg bei der untersuchten Parametervariation bezogen auf den Ausgangswert im direkten Störstellenbereich der Messschnitte R1 und R4 lediglich um ca. 5% schwankt. In den beiden übrigen Messschnitten R2 und R3 betragen die Auswirkungen der Parameter zwischen 6% und 9%.

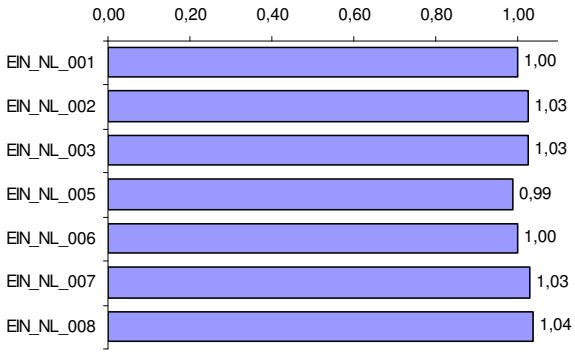


Abb. 5.34: Q-Aufteilung R1, normiert

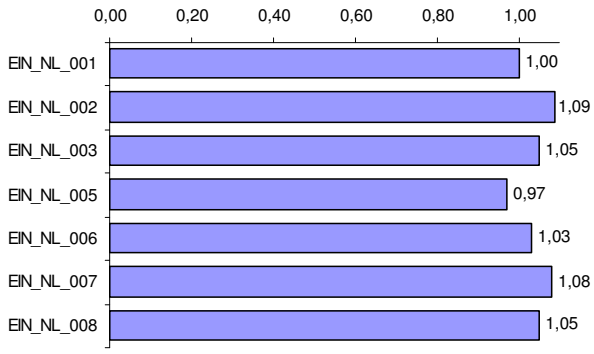


Abb. 5.35: Q-Aufteilung R2, normiert

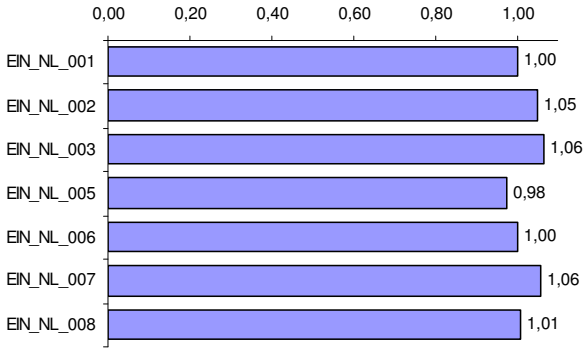


Abb. 5.36: Q-Aufteilung R3, normiert

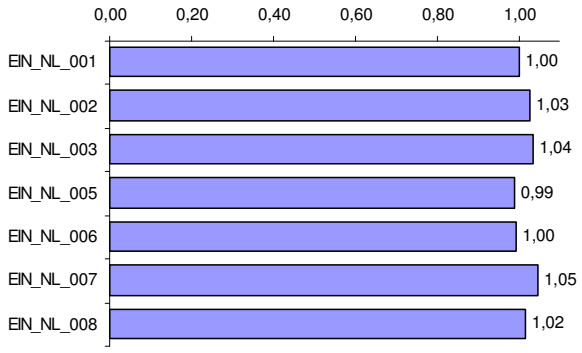


Abb. 5.37: Q-Aufteilung R4, normiert

Für die weitere Untersuchung der Einflussparameter und die Entwicklung entsprechender Näherungsbeziehungen wird die Messstelle R2 nicht weiter betrachtet. Diese befindet sich gerade im Bereich der Schwankung der Querkraftaufteilung, die absoluten Werte des Querkraftanteils im Steg sind hier für alle untersuchten Modelle am geringsten. Daher wird für den ungestörten Bereich auf der sicheren Seite liegend der Messschnitt R3 herangezogen.

Analog zum bereits beschriebenen Vorgehen zur Entwicklung einer Näherungslösung zur Ermittlung der Querkraftaufteilung bei der linear elastischen Betrachtung (vgl. Abschnitt 5.2) wird auch hier vorgegangen. In der nachfolgenden Abbildung sind zur Beurteilung der relevanten Einflussparameter zunächst die Ergebnisse der Querkraftaufteilung für jeden der verbleibenden zu untersuchenden Schnitte R1, R3 und R4 getrennt aufgetragen (wiederum normiert auf das Ausgangsmodell EIN_NL_001).

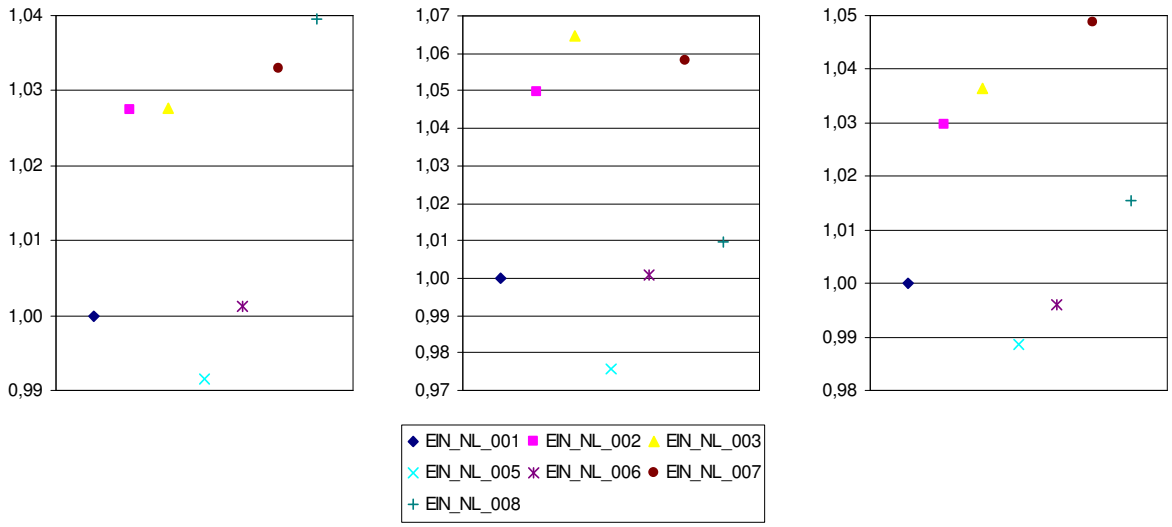


Abb. 5.38: normierter Q-Anteil, links Schnitt R1, Mitte Schnitt R3, rechts Schnitt R4

Es lässt sich, wie bereits oben beschrieben, die unterschiedliche Bandbreite der Ergebnisse in den einzelnen Schnitten erkennen. Insgesamt ist die Bandbreite jedoch aufgrund der nur moderaten Parametervariation recht gering und bewegt

sich teilweise in der Größenordnung der numerischen Genauigkeit der nichtlinearen Berechnung. In allen drei betrachteten Schnitten scheinen die in ihren Höhenverhältnissen geänderten Modelle 002, 003 und 007 die größten Veränderungen des Querkraftanteils im Steg zu erfahren. Die Modelle EIN_NL_005 und 006, die in der Breite des Ober- bzw. Untergurtes geändert wurden, liegen nahe am Ausgangsmodell EIN_NL_001. Wie zu erwarten war, ist der Anteil des Steges an der Querkraft bei Modell 005 hier am geringsten, da bei zerstörtem Untergurt der breitere Obergurt einen geringfügig höheren Anteil an der Querkraft aufnehmen kann als beim Ausgangsmodell. Die Verbreiterung des Untergurtes bringt jedoch keine nennenswerte Änderung, da im betrachteten Lastniveau der Beton des Untergurts weitestgehend geschädigt ist.

Die Verdopplung der Bewehrung im Untergurt in Modell EIN_NL_008 bewirkt eine Erhöhung des Querkraftanteils im Steg. Dies ist damit zu erklären, dass dieses Modell eine deutlich höhere Traglast aufweist als die übrigen Modelle (vgl. Abb. 5.26). Beim betrachteten Lastniveau ist daher der identisch zu den übrigen Modellen bewehrte Obergurt bereits stärker geschädigt und nimmt daher einen kleineren Anteil an der Querkraft auf. Dieser Effekt wird am deutlichsten in Schnitt R1, wo der Obergurt nicht nur durch die globale Biegedruckkraft, sondern auch durch zusätzliche lokale Biegung stark beansprucht wird (vgl. hierzu auch die Beschreibung des Versuchsablaufs in Abschnitt 3.7).

Zunächst ist in den folgenden Abbildungen die Ermittlung einer Näherungslösung für den Schnitt R1 dargestellt. In einem ersten Schritt wird der Einfluss der Obergurtbreite ermittelt. Hierzu werden die Ergebnisse des Ausgangsmodells und des Modells mit veränderter Obergurtbreite in einem Diagramm dargestellt:

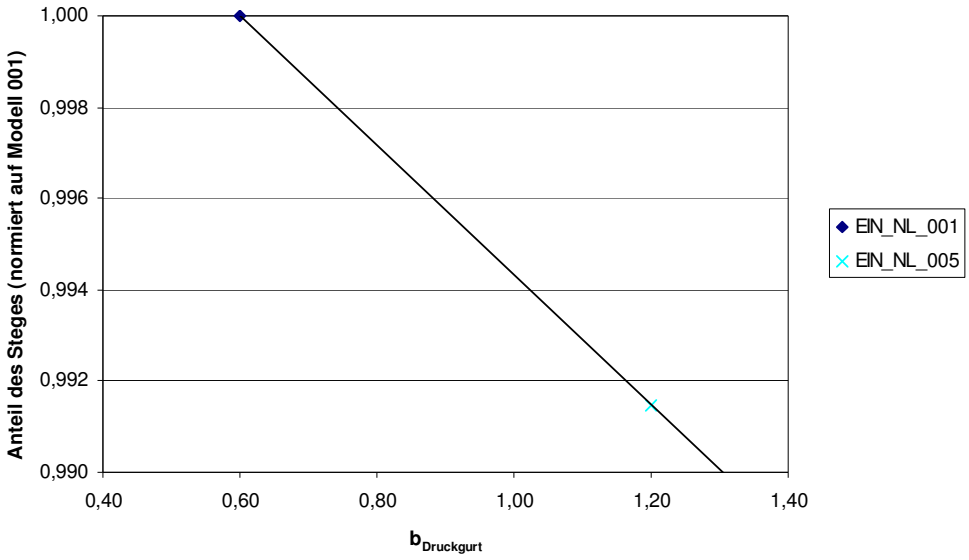


Abb. 5.39: Q-Anteil Steg (normiert) in Abhängigkeit der Obergurtbreite (R1)

Es zeigt sich trotz der Verdopplung der Obergurtbreite bei Modell EIN_NL_005 ein nur sehr geringer Einfluss von unter 1 % für den Schnitt R1. Aus diesem

Grund wird analog zu den aus den linear elastischen Betrachtungen ermittelten Näherungslösungen auch hier auf eine Berücksichtigung des Einflusses der Gurtbreite verzichtet.

Genau wie für die linearen Berechnungen verbleibt also auch für die nichtlinearen Betrachtungen als signifikanter Einflussparameter das Verhältnis von Steg- zu Gesamthöhe, dessen Einfluss über eine entsprechende Regressionskurve beschrieben werden kann.

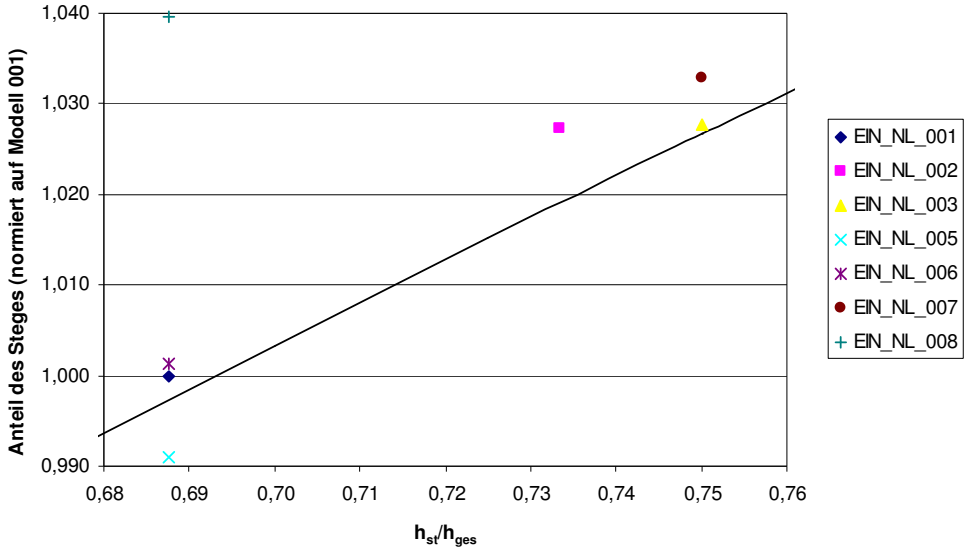


Abb. 5.40: Q-Anteil Steg (normiert) in Abhängigkeit des Höhenverhältnisses (R1)

Die beste Übereinstimmung mit den Ergebnissen der nichtlinearen Berechnung ist dabei mittels einer Potenzfunktion zu erzielen. Damit ergibt sich für den Schnitt R1 die nachfolgende Näherungslösung zur Ermittlung des Querkraftanteils im Steg aus den geometrischen Verhältnissen:

$$\frac{Q_{st}}{Q_{ges\ R1}} = \frac{Q_{st}}{Q_{ges\ Referenz}} \cdot 1{,}13 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_{st}}{h_{ges}}} \qquad \text{Gl. 5-18}$$

Im Gegensatz zu den Näherungslösungen bei der linear elastischen Betrachtung, bei der direkt der Zahlenwert ermittelt wurde, wird hier lediglich das Verhältnis zum Referenzwert des Ausgangsmodells berechnet. Die Gründe hierfür werden an späterer Stelle näher erläutert.

Der Einfluss der Bewehrung des Zuggurtes konnte hier nicht eingebracht werden, da sich der Einfluss nicht direkt ergibt, sondern von vielen weiteren Faktoren abhängt, die den Zustand des Obergurts und damit seine Lastabtragung beim jeweils betrachteten Schnitt und Lastniveau beeinflussen.

Zur Einschätzung der Qualität der Näherungslösung wurden die Differenzen zu den als korrekt angenommenen Referenzwerten aus der nichtlinearen FE-Berechnung ermittelt. Die Sortierung erfolgte dabei mit steigendem Einflusspa-

rameter h_{st}/h_{ges}. Es zeigt sich für den gesamten untersuchten Parameterbereich eine sehr gute Übereinstimmung mit Abweichungen von unter 1 %.

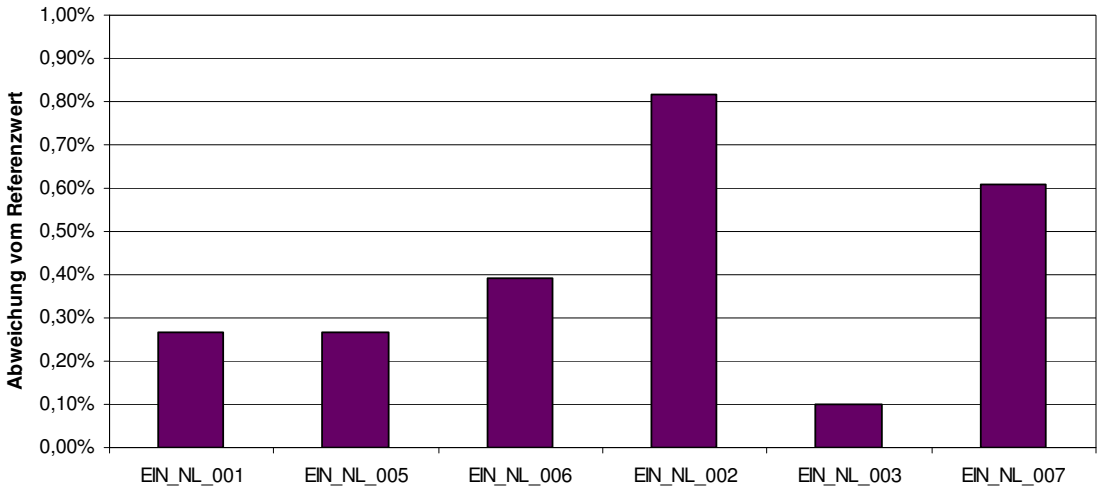


Abb. 5.41: Abweichung der Näherungslösung von Referenzwerten (R1)

Für die beiden übrigen Schnitte wird das oben beschriebene Verfahren auf identische Weise durchgeführt. Die zugehörigen Diagramme sind im Anhang zu finden. Als Ergebnis der Betrachtungen ergeben sich die nachfolgenden Gleichungen, mit denen der Anteil des Steges an der Gesamtquerkraft in Abhängigkeit des Anteils des Referenzmodells und der Geometrie berechnet werden kann.

$$\frac{Q_{st}}{Q_{ges\,R3}} = \frac{Q_{st}}{Q_{ges\,Referenz}} \cdot \sqrt[4]{3 \cdot \left(\frac{h_{st}}{h_{ges}}\right)^3} \qquad \text{Gl. 5-19}$$

$$\frac{Q_{st}}{Q_{ges\,R4}} = \frac{Q_{st}}{Q_{ges\,Referenz}} \cdot \sqrt{1{,}45 \cdot \frac{h_{st}}{h_{ges}}} \qquad \text{Gl. 5-20}$$

Damit liegen Gleichungen vor, mit denen das Verhalten im Lasteinleitungsbereich (Gl. 5-18), dem ungestörten Bereich (Gl. 5-19) sowie dem Auflagerungsbereich (Gl. 5-20) berechnet werden kann. Aufgrund der Unterschiede zwischen dem Referenzmodell und den Versuchen, die in Abschnitt 5.5.2 beschrieben wurden, wurde entschieden, diese Gleichungen verallgemeinert zu halten. Damit kann die Berechnung sowohl mit dem Referenzwert aus der nichtlinearen Berechnung, als auch aus den Versuchen durchgeführt werden bzw. bei Vorliegen neuer Erkenntnisse der Referenzwert entsprechend angepasst werden.

5.5.4 Zusammenfassung der Ergebnisse

Mit Hilfe von nichtlinearen FE-Modellen sowie den Versuchsergebnissen wurde eine Parameterstudie zur Untersuchung verschiedener Einflüsse auf das Querkrafttragverhalten von Verbundträgern mit Trapezblechsteg im Grenzzustand der Tragfähigkeit durchgeführt. Mit Hilfe der Versuchsergebnisse und den entwickel-

ten Näherungslösungen lässt sich die Querkraftaufteilung zwischen den Verbundpartnern abschätzen.

Auch wenn die Mitwirkung der Gurte an der Querkraftabtragung bislang in der Regel nicht ausgenutzt worden ist, sollen diese Ergebnisse das Potential einer getrennten Bemessung aufzeigen und als erste Vorschläge zur Modifizierung der gängigen Verbundträgerbemessung verstanden werden.

Im Hinblick auf die aufgetretenen Streuungen der Ergebnisse und auf zukünftige weitere Untersuchungen wurden die Näherungsformeln allgemein gehalten, um neue Erkenntnisse einfach einfließen lassen zu können. Darüber hinaus ist zu beachten, dass der Parameterumfang der nichtlinearen Untersuchungen bislang sehr gering ist und die erarbeiteten Näherungslösungen nur für Querschnitte mit ähnlichen Geometrieverhältnissen als gesichert angesehen werden können.

Bis zur Absicherung der Ergebnisse auch mit weiteren experimentellen Untersuchungen und der Einarbeitung weiterer Erkenntnisse sollte daher als Bemessungsvorschlag auf der sicheren Seite liegend der ungünstigste Wert der Querkraftaufteilung, der sich aus den oben stehenden Beziehungen ergibt, verwendet werden.

6 Bauwerksmessungen

6.1 Allgemeines

Im Zuge eines am Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren durchgeführten Forschungsvorhaben ergab sich die Möglichkeit, an der einzigen Brücke mit Trapezblechstegen in Deutschland Belastungsmessungen durchzuführen. Mit Hilfe der Ergebnisse dieser Messungen können die anhand der experimentellen und numerischen Untersuchungen gewonnenen Ergebnisse auch für die Praxisanwendung überprüft und verifiziert werden.

Nachfolgend wird lediglich ein kurzer Abriss über das allgemeine Vorgehen bei den Messungen gegeben sowie die für die vorliegende Arbeit relevanten Ergebnisse beschrieben. Ausführlichere Informationen sowie weitere Ergebnisse können dem Abschlussbericht [33] zu den Messungen entnommen werden.

6.2 Die Talbrücke Altwipfergrund

Im Folgenden werden lediglich die wichtigsten Daten zum Bauwerk Talbrücke Altwipfergrund kurz zusammengefasst. Für einen detaillierten Einblick sei auf die weiterführende Literatur ([11], [12]) verwiesen.

Die Talbrücke Altwipfergrund liegt nördlich von Ilmenau in Thüringen und wurde als Bestandteil der Thüringer-Wald-Autobahn A71 im Jahre 2001 erstellt. Der Überbau wurde im Freivorbau ausgeführt, um das Naturschutzgebiet unterhalb der Brücke nicht zu beeinträchtigen. Das Bauwerk umfasst drei Felder mit Stützweiten von ca. 82 m in den Endfeldern und 115 m im Mittelfeld.

Abb. 6.1: Talbrücke Altwipfergrund

Für die Übertragung der Schubkräfte vom Steg in die Fahrbahnplatte sind herkömmliche Kopfbolzendübel vorhanden, welche auf dem Stahlobergurt aufgeschweißt sind. Die Einleitung der Querbiegemomente aus der Fahrbahnplatte in die Trapezbleche erfolgt über Stahlschlaufen, die am Stahlobergurt über jeder Innen- und Außensicke angeordnet sind und bis in die obere Bewehrungslage der

Platte reichen. Der Steg läuft, im Gegensatz zu vielen anderen Bauwerken, bei der Talbrücke Altwipfergrund bis zur Unterkante des Betongurtes durch (vgl. Abb. 6.1). Der Betonuntergurt ist seitlich mittels Kopfbolzendübeln an den Stahlsteg angeschlossen.

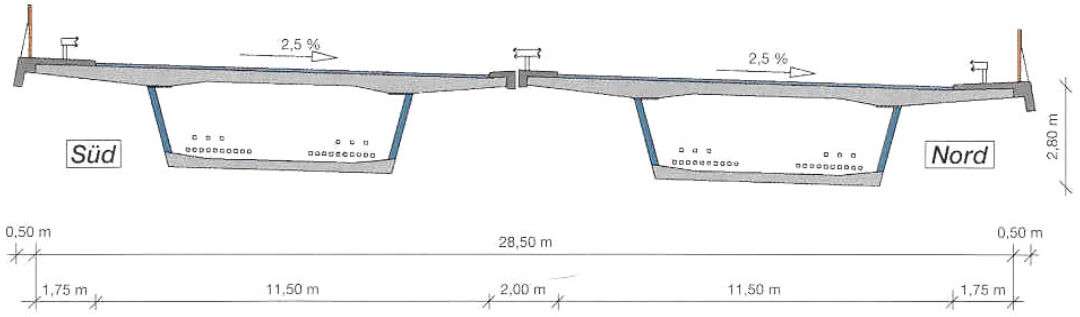


Abb. 6.2: Regelquerschnitt des Überbaus in Feldmitte, aus [11]

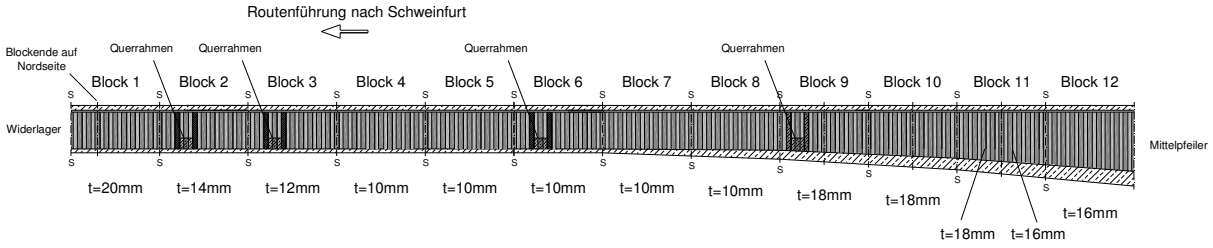


Abb. 6.3: Längsschnitt des nördlichen Überbaus im Endfeld

Die Blechdicke der Trapezblechstege beträgt in Abhängigkeit der Querkraftbeanspruchung zwischen 10 und 20 mm. Zur Umlenkung der externen Spannglieder sowie zur Queraussteifung sind massive Querrahmen angeordnet.

6.3 Durchgeführte Messungen

6.3.1 Allgemeines

Die Messungen wurden im Endfeld des nördlichen Überbaus durchgeführt, da hier die Temperatureinflüsse infolge Sonneneinstrahlung geringer sind als im südlichen Überbau. Das Endfeld wurde für die Messungen gewählt, da hier im Gegensatz zum durchgängig gevouteten Mittelfeld ein Bereich mit konstanten Querschnittsabmessungen vorhanden ist (vgl. Abb. 6.3).

Die Messungen umfassten geodätische Verformungsmessungen auf der Brücke sowie Dehnungsmessungen mittels DMS bzw. DMS-Rosetten an den Trapezblechstegen. Die Belastung erfolgte durch zwei Autokräne mit einem Gewicht von jeweils ca. 60 t. Untersucht wurden verschiedene Laststellungen der Kräne und die daraus resultierenden Verformungen des Bauwerks und Beanspruchungen

des Trapezblechstegs. Um einen Einfluss der Querrahmen weitest möglich auszuschließen, wurden die Beanspruchungen des Trapezblechs in den Bereichen zwischen den Querrahmen gemessen.

6.3.2 Belastungsprogramm

Insgesamt wurden sieben unterschiedliche Laststellungen untersucht, von denen jedoch nicht alle für die vorliegende Arbeit relevant sind. Die verschiedenen Laststellungen zielten dabei auf die Untersuchung diverser Aspekte des Trag- und Verformungsverhaltens. Der Vollständigkeit halber werden kurz alle durchgeführten Laststellungen und die dabei untersuchten Aspekte aufgeführt:

Messung 1: Tragwerksverformungen und Querkraftverteilung infolge Belastung in Widerlagernähe

Messung 2: Tragwerksverformungen und Querkraftverteilung infolge Belastung im Feldbereich

Messung 3a: Querrahmensteifigkeit des Trapezblechs bei Biegebeanspruchung des Obergurts im Feld.

Messung 3b: Querrahmensteifigkeit des Trapezblechs bei Biegebeanspruchung des Obergurts in der Nähe des Pfeilers.

Messung 4a: Querrahmensteifigkeit und Längsbiegesteifigkeit bei exzentrischer Belastung im Feld

Messung 4b: Querrahmensteifigkeit und Längsbiegesteifigkeit bei exzentrischer Belastung in der Nähe des Pfeilers

Messung 5a: Lastausbreitung im Steg bei einer konzentrierten Belastung

Für die vorliegende Arbeit von Interesse sind hierbei die Ergebnisse der Messungen 1 und 2. Aus diesen Messungen lassen sich die Querkraftaufteilung sowie die daraus resultierende Tragwerksverformung inklusive der Schubverformung an einem realen Bauwerk ermitteln und mit den Ergebnissen der experimentellen und numerischen Untersuchungen vergleichen.

Die Stellung der Belastungsfahrzeuge für die Messungen 1 und 2 ist den Abb. 6.4 und Abb. 6.5 zu entnehmen. In Querrichtung wurden die Belastungsfahrzeuge direkt über den Stegen positioniert, um eine möglichst geringe Querbiegebeanspruchung zu erreichen. Hierdurch kann für die Stege von einer konstanten Spannung über die Trapezblechdicke hinweg ausgegangen werden.

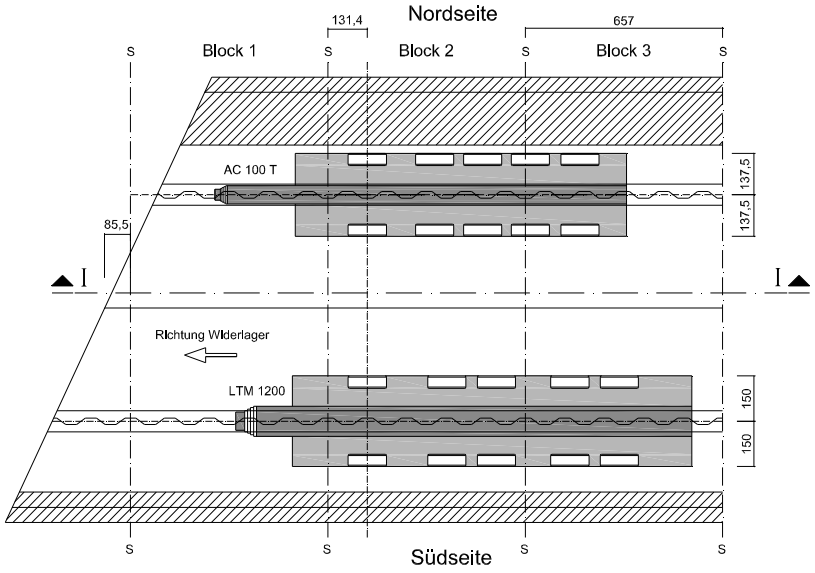


Abb. 6.4: Belastungsanordnung Messung 1

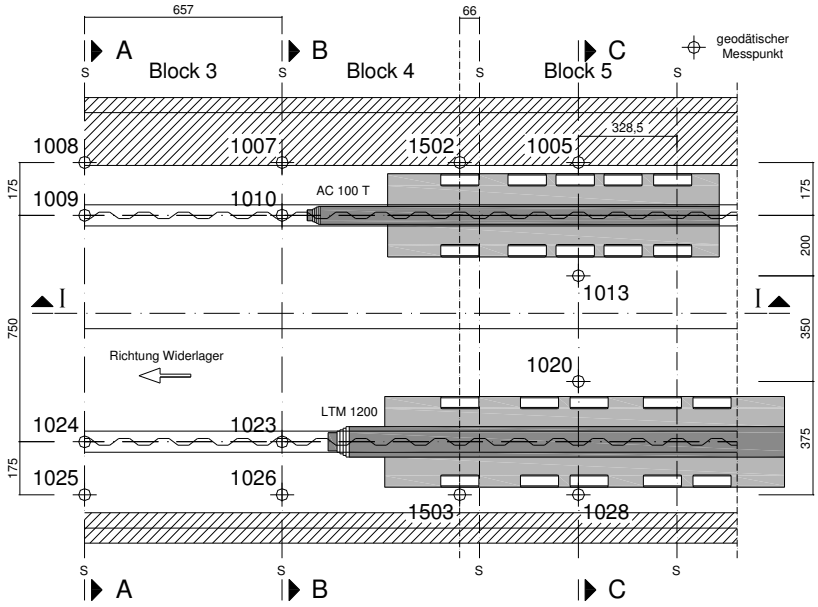


Abb. 6.5: Belastungsanordnung Messung 2

6.3.3 Geodätische Messungen

Die Messungen zur Verformungsermittlung der Fahrbahnoberfläche wurden vom Institut für Anwendung der Geodäsie im Bauwesen (IAGB) der Universität Stuttgart durchgeführt. Für die beiden Messbereiche des Feld- und Pfeilerbereiches wurde ein Messraster entwickelt, dessen Messpunkte im Vorfeld der Höhenmessungen mittels tachymetrischer Aufnahme abgesteckt werden mussten. Die obige Abb. 6.5 zeigt neben der Belastungsanordnung auch die für die Messung 2 verwendeten Messstellen. An den dargestellten Messpunkten wurde mittels eines Präzisionsnivellements die Höhenlage vor und während der Belastung aufgenommen und aus der Differenz die Vertikalverformung berechnet. Für die Mes-

sung 1 wurden keine Messpunkte zur Verformungsmessung eingerichtet, da aufgrund der Widerlagernähe der Belastung keine messbare Verformung erwartet wurde.

6.3.4 Messungen mit DMS

Bei den für die vorliegende Arbeit relevanten Messungen kamen DMS-Rosetten zum Einsatz, da sich diese Messungen in erster Linie mit den Schubspannungen und der daraus resultierenden Querkraftaufteilung befassten. Die mit den DMS-Rosetten gemessenen Verzerrungen können mit Hilfe der Gesetzmäßigkeiten der Elastizitätstheorie [42] unter Verwendung der Materialeigenschaften des Stahles in die lokalen Spannungen in Vertikal- und Horizontalrichtung sowie Schubspannungen umgerechnet werden.

Bei jeder Messung konnten aufgrund der beschränkten Zahl an Messverstärkern maximal 32 Kanäle belegt werden. Aus diesem Grund kamen für die hier betrachtete Messung 1 und 2 jeweils 10 DMS-Rosetten mit jeweils drei Kanälen zum Einsatz. Aufgrund dieser Randbedingungen kam es zu der in den nachfolgenden Abbildungen gezeigten Anordnung der Messeinrichtung. Auf dem nördlichen Steg wurden je Messung zwei Reihen DMS-Rosetten über die Höhe verteilt angeordnet. Auf dem südlichen Steg kam eine spiegelbildliche Anordnung zum Einsatz, hier musste jedoch aufgrund der beschränkten Kanalzahl auf die untersten DMS-Rosetten verzichtet werden.

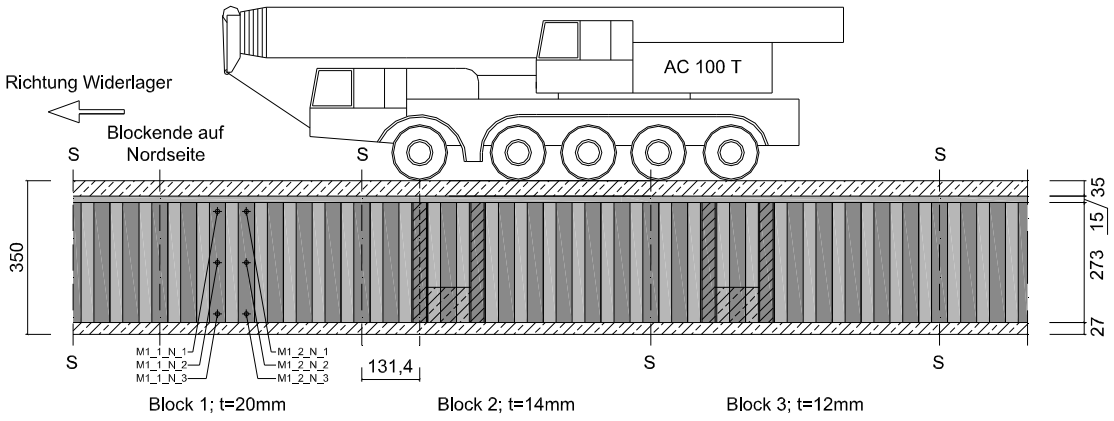


Abb. 6.6: Lage der DMS am nördlichen Steg, Messung 1

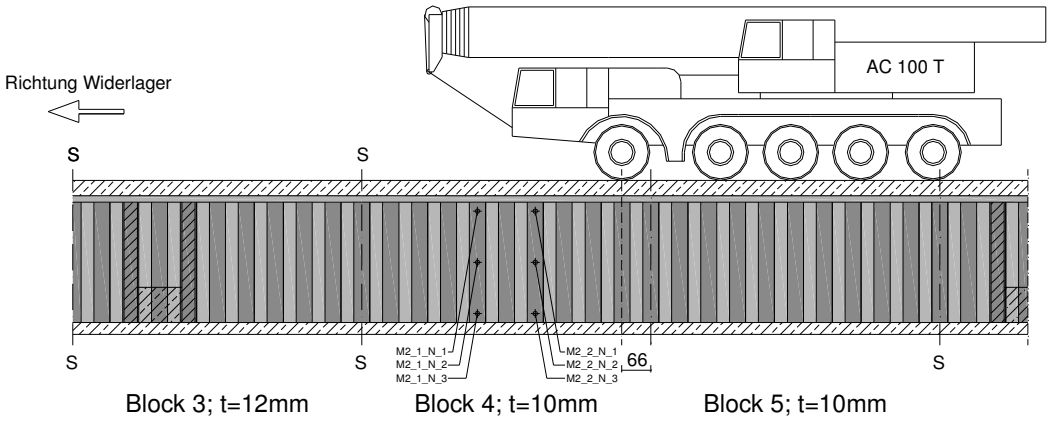


Abb. 6.7: Lage der DMS am nördlichen Steg, Messung 2

6.4 Ergebnisse der Messungen

6.4.1 Messung 1

Für die Messung 1 wurden lediglich die Verzerrungen mittels DMS-Rosetten gemessen. Eine Messung der Verformung fand nicht statt. Aus den gemessenen Verzerrungen lassen sich die nachfolgend dargestellten Spannungen berechnen. Zusätzlich zu den Spannungen sind die Integrale über die Blechdicke angegeben, wobei von einer konstanten Spannungsverteilung über die Blechdicke ausgegangen wird. Dies erleichtert den Vergleich verschiedener Messergebnisse an unterschiedlich dicken Blechbereichen.

Tab. 6.1: Spannungen und Spannungsintegrale Messung 1

	M1_1_N_1	M1_1_N_2	M1_1_N_3	M1_2_N_1	M1_2_N_2	M1_2_N_3
σ_{R1}[N/mm²]	-0,83	-0,69	1,05	-0,51	-0,47	-0,92
σ_{R2} [N/mm²]	0,75	0,30	-1,23	0,96	-0,09	-0,84
$\tau_{1,2}$[N/mm²]	7,09	7,64	7,19	8,63	7,73	8,02
S_{R1} [N/mm]	-16,51	-13,71	21,02	-10,12	-9,50	-18,37
S_{R2} [N/mm]	14,92	6,01	-24,61	19,18	-1,78	-16,86
T [N/mm]	141,82	152,84	143,82	172,60	154,58	160,41

	M1_1_S_1	M1_1_S_2
σ_{R1}[N/mm²]	-1,58	-0,45
σ_{R2} [N/mm²]	-2,64	-0,60
$\tau_{1,2}$[N/mm²]	-5,23	-5,36
S_{R1} [N/mm]	-31,66	-8,98
S_{R2} [N/mm]	-52,77	-12,09
T [N/mm]	-104,55	-107,28

M1_2_S_1	M1_2_S_2
-0,90	-1,29
-0,02	-1,18
-6,10	-5,63
-18,01	-25,78
-0,31	-23,50
-121,93	-112,60

Aus den in Tab. 6.1 dargestellten Messergebnissen lassen sich die für eine weitere Auswertung erforderlichen Werte entnehmen. Auf die Ermittlung der Querkraftaufteilung sowie den Vergleich der Messergebnisse mit den bislang gewonnenen Erkenntnissen wird an späterer Stelle detailliert eingegangen.

6.4.2 Messung 2

Im Zuge der Messung 2 wurden sowohl Verformungs- als auch Verzerrungsmessungen durchgeführt. Die nachfolgende Tabelle zeigt die vertikalen Verschiebungen der in dieser Messung verwendeten Messpunkte (vgl. auch Abb. 6.5).

Tab. 6.2: Vertikale Verschiebungen Messung 2

Messpunkt:	1008	1009	1024	1025
Verschiebung [mm]:	-7,9	-8,1	-9,9	-10,6

Messpunkt:	1007	1010	1023	1026
Verschiebung [mm]:	-11,6	-12,0	-13,5	-14,1

Messpunkt:	1005	1013	1020	1028
Verschiebung [mm]:	-15,8	-15,8	-16,7	-17,5

Die analog zur Messung 1 ermittelten Spannungen und Spannungsintegrale sind der nachfolgenden Tabelle zu entnehmen. Die Auswertung und der Vergleich der Werte erfolgt auch hier an späterer Stelle.

Tab. 6.3: Spannungen und Spannungsintegrale Messung 2

	M2_1_N_1	M2_1_N_2	M2_1_N_3	M2_2_N_1	M2_2_N_2	M2_2_N_3
σ_{R1}[N/mm²]	0,08	-0,86	-2,89	-1,46	-1,52	-2,40
σ_{R2} [N/mm²]	-0,49	-1,53	-2,01	-2,51	-1,64	-2,29
$\tau_{1,2}$[N/mm²]	11,14	10,78	12,01	11,02	10,80	9,94
S_{R1} [N/mm]	0,76	-8,56	-28,86	-14,58	-15,19	-23,97
S_{R2} [N/mm]	-4,86	-15,25	-20,13	-25,10	-16,38	-22,94
T [N/mm]	111,40	107,77	120,08	110,17	108,00	99,44

	M2_1_S_1	M2_1_S_2
σ_{R1}[N/mm²]	0,04	-0,93
σ_{R2} [N/mm²]	-2,32	-1,47
$\tau_{1,2}$[N/mm²]	-7,74	-7,55
S_{R1} [N/mm]	0,41	-9,27
S_{R2} [N/mm]	-23,22	-14,68
T [N/mm]	-77,40	-75,53

M2_2_S_1	M2_2_S_2
-0,81	-1,45
-4,18	-1,89
-7,44	-7,24
-8,10	-14,51
-41,84	-18,88
-74,38	-72,44

6.5 Vergleich der Messergebnisse mit bisherigen Erkenntnissen

6.5.1 Allgemeines

Mit Hilfe der oben dargestellten Messergebnisse lassen sich Vergleiche mit den Erkenntnissen aus den experimentellen und numerischen Untersuchungen dieser Arbeit durchführen. Verglichen werden soll zunächst die Querkraftaufteilung, die sich anhand der in dieser Arbeit entwickelten Näherungsformel berechnen lässt, mit der tatsächlich an einem realen Bauwerk auftretenden Querkraftaufteilung. Hierfür sind jedoch bei den Messergebnissen noch verschiedene Zwischenberechnungen durchzuführen und die Randbedingungen der Messungen zu beachten.

Zusätzlich kann mit Hilfe der bei der Messung 2 ermittelten Verformungswerte untersucht werden, ob unter Verwendung des in Abschnitt 5.3.1 beschriebenen Verfahrens zur vereinfachten Verformungsberechnung mittels Stabstatik ein realitätsnahes Ergebnis erzielt werden kann.

6.5.2 Aufbereitung der DMS-Messergebnisse

Die in Tab. 6.1 und Tab. 6.3 dargestellten Ergebnisse der DMS-Messungen spiegeln zunächst die Spannungen im Trapezblechsteg wider. Für die Ermittlung der Querkraftaufteilung ist daraus die Querkraft innerhalb des Steges zu ermitteln. Hierfür sind aus den obigen Tabellen lediglich die Werte der Schubspannungen $\tau_{1,2}$ von Interesse.

Aufgrund der geringen Anzahl der Messstellen über die Höhe des Steges ist keine gesicherte Aussage über die Form des Schubspannungsverlaufs möglich. Die Betrachtung der Messwerte der Schubspannungen zeigt jedoch, dass diese über die Höhe nur geringfügig voneinander abweichen. Für die Aufsummierung der Schubbeanspruchung zur Querkraft kann also in erster Näherung von einem konstanten Verlauf über die Steghöhe ausgegangen werden. In Dickenrichtung des Bleches wird, wie oben schon beschrieben, ebenfalls von einem konstanten Wert ausgegangen, da durch die Stellung der Last eine Querbiegebeanspruchung vermieden wurde.

Der Vergleich der jeweils gegenüberliegenden Werte zeigt starke Abweichungen zwischen dem nördlichen und dem südlichen Steg. Dies ist in erster Linie auf das schräge Widerlager zurückzuführen (vgl. hierzu auch die schematische Darstellung in Abb. 6.4). Hierdurch ergeben sich für die gegenüberliegenden Messstellen unterschiedliche Abstände zum Widerlager und daraus resultierend unterschiedliche Querkraftwerte.

Aus diesem Grund werden die Querkräfte aus den Schubspannungen für beide Stege getrennt ermittelt. Unter Berücksichtigung der Schrägstellung der Stege, wie sie bei der Talbrücke Altwipfergrund vorhanden ist, ergibt sich die Querkraft einer Seite wie folgt:

$$Q_{st} = \tau_{1,2} \cdot \cos\varphi \cdot H \cdot t_w \qquad \text{Gl. 6-1}$$

Die gemessene Gesamtquerkraft im Trapezblechsteg ergibt sich durch Summation der beiden Seiten. Für eine Beurteilung der Querkraftaufteilung zwischen Stegen und Betongurten sowie den Vergleich mit der rechnerischen Näherungslösung nach Kapitel 5 ist die Kenntnis der Gesamtquerkraft im Brückenträger während der Messungen erforderlich. Da eine Messung der an den Messstellen durch die Belastung auftretenden Querkraft am realen Bauwerk nicht möglich war, wurde diese mit Hilfe einer Stabstatikberechnung ermittelt.

Mit Kenntnis der bei den einzelnen Messungen jeweils angreifenden Gesamtquerkraft und der aus den gemessenen Schubspannungen berechneten Querkraft in den Stegen lassen sich schließlich Vergleiche mit den Näherungslösungen durchführen.

6.5.3 Vergleich der Querkraftaufteilung

Die einzelnen Zwischenergebnisse gemäß den oben dargelegten Berechnungen sowie die letztendlich sich ergebenden Querkraftaufteilungen bei den Messungen sind der nachfolgenden Tabelle zu entnehmen:

Tab. 6.4: Querkraftaufteilung bei den Messungen

Messstelle	M1_1		M1_2		M2_1		M2_2	
	Nord	Süd	Nord	Süd	Nord	Süd	Nord	Süd
τ_{mittel} [N/mm²]	7,31	5,30	8,13	5,83	11,31	7,65	10,59	7,34
Q_{st} [kN]	380,1	275,6	422,8	303,2	294,1	198,9	275,3	190,8
	655,7		725,9		493,0		466,2	
Q_{ges} [kN]	981,5		981,5		610,8		610,8	
Q-Anteil Steg	67%		74%		81%		76%	

Es zeigt sich, dass der Anteil des Steges am Querkraftabtrag stark variiert. Bei der Messung 1 muss aufgrund der Nähe zum Auflager sowie zur Belastung davon ausgegangen werden, dass sich keine der beiden Messstellen in einem ungestörten Bereich befindet. Im Falle der Messung 2 befinden sich beide Messstellen ausreichend weit vom Auflager entfernt. Der Abstand der Messstelle M2_2 zur Belastung beträgt jedoch weniger als die Querschnittshöhe, so dass auch hier

von einer Beeinflussung durch die Belastung auszugehen ist (Vergleiche auch die Betrachtungen zum Abklingverhalten von Störungen in Abschnitt 5.2.1).

Für einen Vergleich mit den nur für ungestörte Bereiche geltenden Näherungsverfahren verbleibt also lediglich die Messstelle M2_1. Für die an dieser Stelle vorhandene Geometrie ergibt sich mit Hilfe der Näherungslösung nach Gleichung Gl. 5-3 ein Querkraftanteil des Steges von 85%.

Gegenüber dem aus der Messung an der Messstelle M2_1 ermittelten Querkraftanteil von 81% ergibt dies eine Abweichung der Werte zueinander von ca. 5%. Allerdings ist zu berücksichtigen, dass bei der Messung Randbedingungen vorhanden waren, die von der Näherungsformel nicht erfasst werden können, wie z.B. die Krümmung im Grundriss und das schräge Widerlager. Zudem ist nicht zweifelsfrei zu beurteilen, ob sich die Messstelle M2_1 bereits ausreichend weit von der Lasteinleitung entfernt befindet. Darüber hinaus musste die Gesamtquerkraft, auf welche die aus den gemessenen Schubspannungen berechnete Querkraft im Steg bezogen wurde, rechnerisch mit Hilfe einer vereinfachten Stabstatik ermittelt werden. Berücksichtigt man all diese Faktoren, ist die Übereinstimmung der Näherungsformel mit der Messung am realen Bauwerk als durchaus zufrieden stellend zu betrachten.

6.5.4 Vergleich der Verformungen

Für einen Vergleich der am realen Bauwerk gemessenen Verformungen mit dem im Rahmen dieser Arbeit entwickelten und in Abschnitt 5.3.1 beschriebenen vereinfachten Verfahren ist zunächst die Anwendung eben dieses Verfahrens auf die Talbrücke Altwipfergrund erforderlich. Hierfür ist die Modellierung des Bauwerks mittels Stabstatik durchzuführen, mit der dann unter Anwendung der Näherungsformel zur Berechnung der Schubfläche A_S (Gl. 5-16 bzw. Gl. 5-17) und Berücksichtigung der Schubverformung die Gesamtverformung berechnet werden kann.

Aus diesem Grund wurde mit dem Programmsystem SOFiSTiK eine entsprechende Modellierung und Berechnung durchgeführt. Die Querschnittswerte des Brückenquerschnitts wurden aus der vorliegenden statischen Berechnung der Talbrücke Altwipfergrund übernommen. Dabei wurden die Werte bereits unter Vernachlässigung des Steganteils als reiner Zweipunktquerschnitt ermittelt, wie es auch im Rahmen der vorliegenden Arbeit empfohlen wird. Die Schubfläche A_S zur korrekten Berücksichtigung der Schubverformung wurde nach Gl. 5-16 bzw. Gl. 5-17 ermittelt. Als Bezugsmaterial für die Stabstatikberechnung wurde Beton angesetzt. Die Umrechnung der Stege auf das in der Stabstatik verwendete Material ist unter gleichzeitiger Berücksichtigung der Faltung bereits in die Gl. 5-16 und Gl. 5-17 implementiert.

Das Brückenbauwerk wurde im Grundriss gekrümmt und unter Berücksichtigung der Voutung modelliert. Die Belastung durch die Autokräne wurde getrennt für jede Achse aufgebracht. Die Exzentrizität der Beanspruchung in Querrichtung wurde ebenfalls berücksichtigt.

Die sich aus der Berechnung ergebenden Verformungen an den Knoten, die der Lage der bei den Messungen verwendeten Messschnitten entsprechen, sind in nachfolgender Tabelle aufgetragen.

Tab. 6.5: Vergleich der Verformungen

Messschnitt	Berechnung mit vereinfachtem Verfahren nach Abschnitt 5.3	Mittelwert der Messung	Abweichung
A-A	9,79	9,13	7%
B-B	13,97	12,80	9%
C-C	17,44	16,45	6%

Naturgemäß ist bei der Berechnung mittels Stabstatik lediglich ein Verformungswert je Messschnitt vorhanden. Zum Vergleich mit der Messung, bei der über die gesamte Breite des Querschnitts Werte aufgenommen werden konnten, wird aus diesen Werten der Mittelwert gebildet und dieser zum Vergleich herangezogen. Der Mittelwert sowie die sich aus dem Vergleich ergebenden Abweichungen sind ebenfalls in Tab. 6.5 dargestellt.

Mit Abweichungen von knapp 10% ist die Übereinstimmung der Verformungen noch ausreichend genau. Auch hier gilt, wie bereits beim Vergleich der Querkraftaufteilung beschrieben, dass bei der vereinfachten Modellierung mittels Stabstatik nicht sämtliche am realen Bauwerk auftretenden Effekte abgebildet werden können. Insgesamt kann damit das im Rahmen dieser Arbeit beschriebene Verfahren zur vereinfachten Ermittlung der Schubfläche als in der Praxis verifiziert angesehen werden.

6.6 Zusammenfassung

Der Vergleich der im Rahmen dieser Arbeit entwickelten Näherungsverfahren mit Messungen an einem realen Bauwerk hat deren Gültigkeit und Genauigkeit hinreichend bewiesen. Gleichzeitig hat sich aber auch gezeigt, dass mit den Näherungslösungen komplexe Randbedingungen, wie z.B. der seitlich weiterlaufende Steg, nicht vollständig abgebildet werden können. Hier herrscht also noch weiterer Forschungsbedarf, um die Anwendungsgrenzen der Näherungslösungen zu erweitern bzw. deren Genauigkeit zu erhöhen.

7 Zusammenfassung und Ausblick

7.1 Zusammenfassung

Die Möglichkeit, das Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit Trapezblechstegen auf einfache Weise erfassen und berechnen zu können, stellt für das Potential dieser Bauweise eine wesentliche Voraussetzung dar, die mit Hilfe dieser Arbeit geschaffen werden sollte. Dabei war ein praxistaugliches Vorgehen zu erzielen, welches in der Lage ist, das Verhalten auf einfache Art und Weise zu berücksichtigen, um den Planungs- und Berechnungsaufwand von Brückenbauwerken mit Trapezblechstegen gegenüber klassischen Verbundquerschnitten nicht mehr als erforderlich zu vergrößern und die Akzeptanz der Bauweise somit zu erhöhen.

Hierzu wurden zunächst die wissenschaftlichen Grundlagen und bestehenden Arbeiten zum Tragverhalten von Trapezblechstegen betrachtet. Ergänzt durch die Beleuchtung ausgeführter Bauwerke sowie des Vorgehens bei ihrer Berechnung und Bemessung, wurden damit bereits existierende und erprobte Methoden identifiziert und auf ihre Erweiterungsmöglichkeiten hin analysiert.

Durch die Durchführung von zwei großmaßstäblichen Versuchen wurde das grundsätzliche Tragverhalten von Verbundträgern mit Trapezblechsteg realitätsnah untersucht und gleichzeitig die Grundlage für eine anschließende numerische Modellierung geschaffen. Mit Hilfe dieser numerischen Berechnungen konnte der Erkenntnis- und Parameterumfang sowohl für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit als auch für den Grenzzustand der Tragfähigkeit erweitert werden.

Ausgehend von den Ergebnissen der Versuche und der Parameterstudien konnte für die Berechnung der Verformungen ein Näherungsverfahren für die Anwendung der Stabstatik entwickelt werden. Dieses basiert auf einer Modifikation der Schubfläche und ermöglicht eine realistische Ermittlung der Schubverformung auch bei Verbundträgern mit Trapezblechstegen. Die übrigen untersuchten Berechnungsmethoden wie z.B. die 3D-FE-Modellierung bedürfen teilweise keiner Erweiterung, um eine wirklichkeitsgetreue Berechnung zu ermöglichen, sind damit aber meist so aufwändig, dass sie nur in Ausnahmefällen für die praktische Anwendung geeignet erscheinen.

Ergänzend zu den Näherungslösungen für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wurden auch für den Grenzzustand der Tragfähigkeit erste Entwürfe von Näherungsformeln angegeben, die die Berechnung der Querkraftaufteilung zwischen den einzelnen Verbundpartnern ermöglichen. Diese sind als Ausgangspunkt und Vorschlag für die Berücksichtigung der Mitwirkung der Gurte am Querkraftabtrag von Doppelverbundbrücken mit Trapezblechstegen zu verstehen, die bislang meist noch nicht angesetzt worden ist. Für die Zukunft ist hier eine entsprechende Änderung des Vorgehens auf Basis der in dieser und anderer Arbeiten erarbeiteten Erkenntnisse wünschenswert.

Insbesondere die bislang für den Grenzzustand der Tragfähigkeit durchgeführten nichtlinearen numerischen Untersuchungen weisen einen begrenzten Parameterumfang auf, der durch experimentelle Untersuchungen erweitert werden sollte. Auch der Themenbereich der Störstellen ist bislang nur eng begrenzt beleuchtet worden, da die untersuchten Querschnitte auf den getesteten Versuchsträgern basieren und damit nur der dort auftretende Störstellentyp der ausgesteiften Lasteinleitung untersucht werden konnte. Auch Gleichstreckenbelastungen wurden bislang nicht berücksichtigt, diese müssen im Hinblick auf ihr überwiegendes Auftreten im Brückenbau ebenfalls näher untersucht werden.

Der Vergleich der erarbeiteten Näherungsverfahren mit Messungen an einem realen Bauwerk zeigte schließlich die Gültigkeit der Verfahren, bestätigte aber gleichzeitig den noch beschränkten Anwendungsbereich sowie den Bedarf an weiteren Untersuchungen.

7.2 Ausblick

Die im Rahmen dieser Arbeit entwickelten Näherungslösungen zeigen eine Möglichkeit auf, das Verhalten von Verbundquerschnitten mit Trapezblechstegen mit Hilfe von Näherungsverfahren ausreichend genau zu erfassen, ohne den Berechnungsaufwand mehr als notwendig zu erhöhen. Die beschriebenen Berechnungsvorschläge beruhen dabei größtenteils auf numerischen Untersuchungen, die lediglich an einer geringen Anzahl von Versuchen mit beschränkter Parametervariation verifiziert wurden. Der Anwendungsbereich musste daher auf ungestörte Trägerbereiche beschränkt werden, wobei gleichzeitig deutlich wurde, dass die Störungen gerade im Grenzzustand der Tragfähigkeit erheblichen Einfluss haben können.

Aus diesen Gründen sind für weitere Forschungstätigkeiten eine Erweiterung des Anwendungsbereiches sowie eine weitere Verifikation der bislang erhaltenen Ergebnisse vor allem mit experimentellen Mitteln dringend zu empfehlen. Hierzu gehören ein erweitertes Spektrum an untersuchten Blechgeometrien, Verbundmittelkonfigurationen und Verdübelungsgraden, Beanspruchungs- und Lagerungsarten und sonstiger brückenspezifischer Ausführungsdetails. Zu nennen sind hier z.B. verschiedene Ausführungen geneigter Stege, Mischformen von Stegen (vgl. Koinumarukawabrücke) oder sonstige Besonderheiten.

Literaturverzeichnis

[1] Anderheggen, E.: Lineare Finite-Element-Methoden: Eine Einführung für Ingenieure. Institut für Baustatik und Konstruktion, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, 1993.

[2] Anderheggen, E.; Elmer, H.; Maag, H.: Nichtlineare Finite Element Methoden: Eine Einführung für Ingenieure. Institut für Informatik, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, 1986.

[3] Aschinger, R.; Lindner, J.: Zu Besonderheiten bei Trapezstegträgern. Stahlbau 66, Heft 3, S. 136-142, 1997.

[4] Aschinger, R.: Tragverhalten von geschweißten I-Trägern mit trapezförmig profilierten Stegen bei Torsion, Biegung, Biegedrillknicken und Normalkraft. Dissertation, Technische Universität Berlin, 1995.

[5] Baehre, R.; Wolfram, R.: Zur Schubfeldberechnung von Trapezprofilen. Stahlbau 55, Heft 6, S. 175-179, 1986.

[6] Bergfelt, A.; Edlund, B.; Leiva, L.: Trapezoidally corrugated girder webs. Shear buckling. Patch Loaing; Ingénieurs et architectes suisses; Nr. 1-2, Januar 1985, S. 22-27.

[7] Bergfelt, A.; Leiva, L.: Shear buckling of trapezoidally corrugated girder webs; Report 2, Chalmers University of Technology, Schweden, Februar 1984.

[8] Breuninger, U.: Zum Tragverhalten liegender Kopfbolzendübel unter Längsschubbeanspruchung. Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2003. Nr. 2000-1.

[9] CEB-FIP Model Code 1990, Comite Euro-International Du Beton, Thomas Telford, London 1990.

[10] DASt-Richtlinie 015: Träger mit schlanken Stegen. Deutscher Ausschuss für Stahlbau (DASt), Stahlbau-Verlagsgesellschaft mbH, Köln 1990.

[11] DEGES: 4 Großbrücken an der A71 im Thüringer Wald. Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, 2001.

[12] Denzer, G.: The prestressed concrete Bridge Altwipfergrund with corrugated steel webs. FIB Congress Osaka, 2002.

[13] DIANA User's Manual, Vol. Element Library, Release 9, TNO DIANA, März 2005.

[14] DIANA User's Manual, Vol. Material Library, Release 9, TNO DIANA, März 2005.

[15] DIANA User's Manual, Vol. Analysis Procedures, Release 9, TNO DIANA, März 2005.

[16] DIN EN 10002-1: Zugversuch, Teil 1; Ausgabe 2001-12.

[17] DIN 18800-5: Stahlbauten – Teil 5: Verbundtragwerke aus Stahl und Beton. Ausgabe 2007-03. Beuth Verlag, Berlin, 2007.

[18] DIN 18809: Stählerne Straßen- und Wegbrücken. Ausgabe 1987-09. Beuth Verlag, Berlin, 1987.

[19] DIN EN 10025: Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen, Teil 1 bis Teil 6. Ausgabe 2005-02. Beuth Verlag, Berlin, 2005.

[20] DIN EN 1993-1-1: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, in Verbindung mit DIN EN 1993-1-1/NA (Nationaler Anhang). Ausgabe 2010-12. Beuth Verlag, Berlin, 2010.

[21] DIN EN 1993-1-5: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-5: Plattenförmige Bauteile, in Verbindung mit DIN EN 1993-1-5/NA (Nationaler Anhang). Ausgabe 2010-12. Beuth Verlag, Berlin, 2010.

[22] DIN EN 1993-1-10: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-10: Stahlsortenwahl im Hinblick auf Bruchzähigkeit und Eigenschaften in Dickenrichtung, in Verbindung mit DIN EN 1993-1-10/NA (Nationaler Anhang). Ausgabe 2010-12. Beuth Verlag, Berlin, 2010.

[23] DIN-Fachbericht 104: Verbundbrücken. Ausgabe 2009-03. Beuth Verlag, Berlin, 2009.

[24] Ikeda, H. et al.: A study on design method of shear buckling and bending moment for prestressed concrete bridges with corrugated steel webs. FIB Congress Osaka, 2002.

[25] Ikeda, H. et al.: Design of PC corrugated steel web box girders of Nabeta-West project in New Meishin Express Way. FIB Congress Osaka, 2002.

[26] Kadotani, T. et al.: A study of the ultimate strength prestressed concrete bridges with corrugated steel webs with a entirely external cable structure. FIB Congress Osaka, 2002.

[27] Kürschner, K.: Trag- und Ermüdungsverhalten liegender Kopfbolzen im Verbundbau. Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2003. Nr. 2003-4.

[28] Leiva, L: Trapezoidally corrugated panels. Buckling behaviour under axial compression and shear, Chalmers University of Technology, Schweden, Januar 1987.

[29] Leonhardt, F. u. a.: Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit. Beton- und Stahlbetonbau 82, S.325-330, 1987.

[30] Lindner, J.: Zur Bemessung von Trapezstegträgern. Stahlbau 61, Heft 10, S. 311-318, 1992.

[31] Maeda, Y., Agawa, K., Fujiki, Y., Miura, Y.: Design and construction of the Maetani bridge with corrugated steel webs and entirely external tendons. FIB Congress Osaka, 2002

[32] Müller, A.: Hybride Konstruktionen mit trapezförmig gefalteten Stahlstegen für Straßenbrücken. Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau 7/99, Technische Universität München, 1999.

[33] Novák, B.; Reichert, F.: Großversuche an der Talbrücke Altwipfergrund - Versuchsauswertung und numerische Modellierung. Forschungsprojekt im Auftrag der DEGES, Abschlussbericht, 2007.

[34] Novák, B.; Denzer, G.; Reichert, F.: Überprüfung des Tragverhaltens der Talbrücke Altwipfergrund. Bautechnik 84, Heft 5, S. 289-300, 2007.

[35] Novák, B.; Kuhlmann, U.; Braun, B.; Günther, H.; Raichle, J.; Reichert, F.; Röhm, J.: Berechnungs- und Konstruktionsgrundlagen für sandwichähnliche Verbundträger mit Trapezblechstegen im Brückenbau. Forschungsbericht P 645, Forschungsvereinigung Stahlanwendung, Düsseldorf, 2008.

[36] Pasternak, H.; Hannebauer, D.: Träger mit profilierten Stegen. In: Stahlbaukalender 2004. Verlag Ernst & Sohn, Berlin, S. 449-492, 2004.

[37] Reinhardt, H. W.: Fracture mechanics of an elastic softening material like concrete. Heron 29, 2, 1984.

[38] Röhm, J.: Untersuchungen zum Tragverhalten von strukturintegrierten Verbindungsmitteln bei Stahlverbundträgern mit Trapezblechstegen im Brückenbau. Dissertation, Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren , Universität Stuttgart, 2009.

[39] Scheer, J.; Pasternak, H.: Trapezträger geschweißt, Bericht Nr. 6203/1, Technische Universität Braunschweig, 1991.

[40] Scheer, J.; Pasternak, H.: Trapezträger geschweißt, Bericht Nr. 6203/2, Technische Universität Braunschweig, 1993.

[41] Scheer, J.: Versuche an Trägern mit Trapezblechstegen, Bericht Nr. 8127, Technische Universität Braunschweig, 1984.

[42] Schnell, W.; Gross, D.; Hauger, W.: Technische Mechanik 2, Elastostatik. Springer-Verlag, Berlin 2002.

[43] Shiratani, H. et al.: Behavior of corrugated steel web girder around middle support. FIB Congress Osaka, 2002.

[44] Shirozu, A. et al.: Application of the beam-analysis with shear flow panels in case of the composite bridges with corrugated steel webs. 5th Japanese-German Joint Symposium on Steel and Composite Bridges, Osaka 2003.

[45] Shito, K. et al.: Study on transverse behavior of connection between concrete slab and corrugated steel web. FIB Congress Osaka, 2002.

[46] Sogo, F. et al.: Design and construction of Koinumarukawa corrugated steel web bridge. FIB Congress Osaka, 2002.

[47] Stamm, K., Witte, H.: Sandwichkonstruktionen: Berechnung, Fertigung, Ausführung; Springer-Verlag, Wien 1974.

[48] Volke, E.: Zur Aussteifung stählerner Kastenträger im Brückenbau. Bauingenieur 77, S. 117-125, 2002.

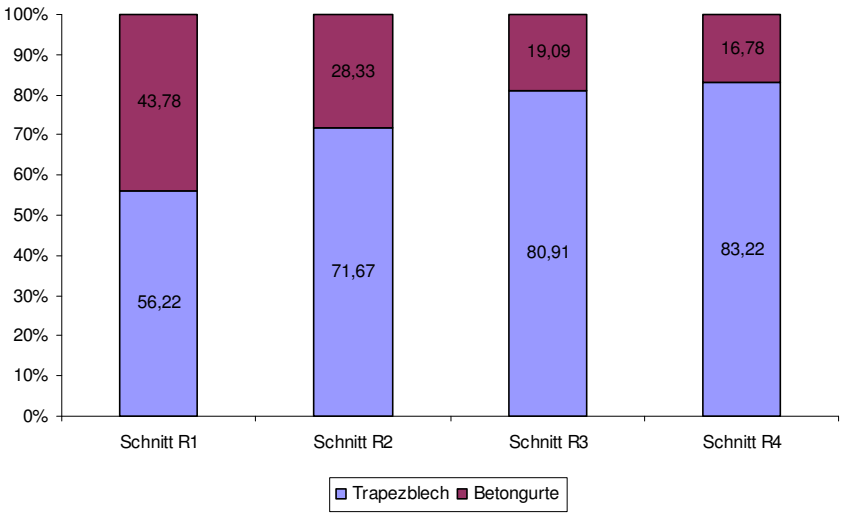
[49] Volke, E.: Zur Aussteifung stählerner Kastenträger im Brückenbau - Beispiel. Bauingenieur 77, S. 207-210, 2002.

[50] Volke, E.: Die Beanspruchung stählerner Brückentragwerke nach üblichen Modellannahmen und nach genaueren Untersuchungen. Dissertation, Technische Universität Wien, 1999.

[51] Weißbach, M: Entwerfen und Konstruieren hybrider Bogenbrücken aus Stahl und Beton. Bauwerk Verlag, Berlin 2006.

[52] Yoshida, N. et al.: A beam element for finite element analysis of corrugated steel web. The Ninth East-Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction, Bali 2003.

Anhang

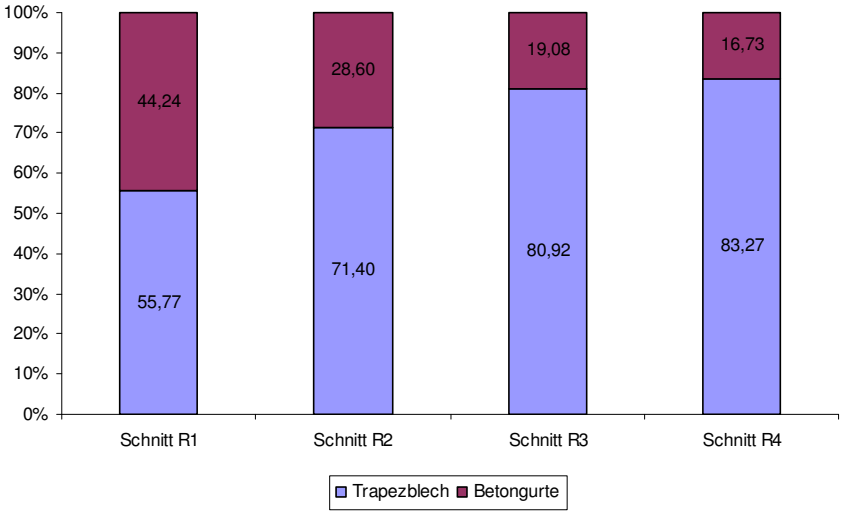


Modelleigenschaften:

EIN_LIN_001

E_a:	196.000 N/mm²
E_c:	30.796/31.646 N/mm²
t_w:	6,48 mm
h_{st}:	1,10 m
t_o:	0,25 m
b_o:	0,60 m
t_u:	0,25 m
b_u:	0,60 m
L:	9,44 m

Abb. A1: Aufteilung der Querkraft Modell EIN_LIN_001

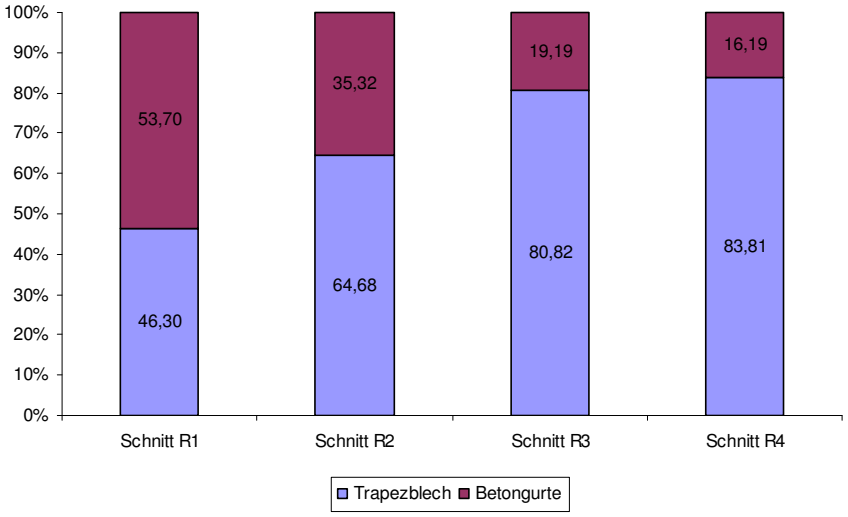


Modelleigenschaften:

EIN_LIN_002

E_a:	210.000 N/mm²
E_c:	32.000 N/mm²
t_w:	6,00 mm
h_{st}:	1,10 m
t_o:	0,25 m
b_o:	0,60 m
t_u:	0,25 m
b_u:	0,60 m
L:	9,44 m

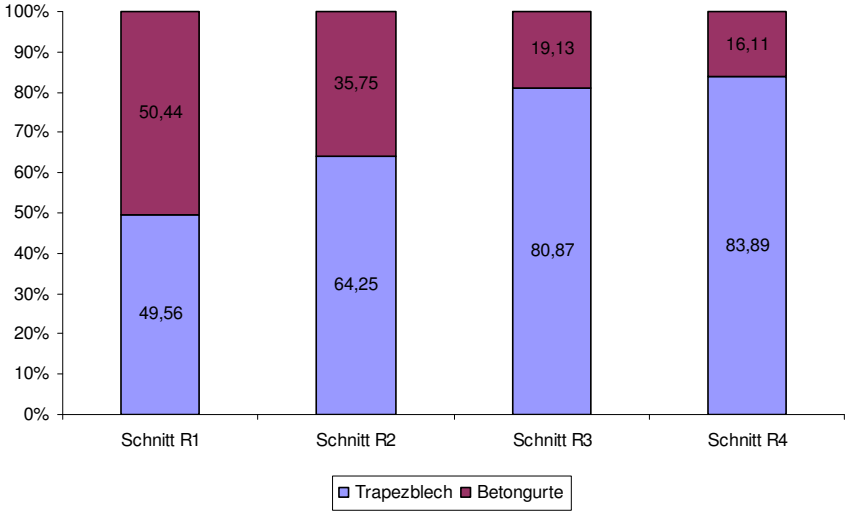
Abb. A2: Aufteilung der Querkraft Modell EIN_LIN_002



Modelleigenschaften:
EIN_LIN_003

E_a:	210.000 N/mm²
E_c:	64.000 N/mm²
t_w:	6,00 mm
h_{st}:	1,10 m
t_o:	0,25 m
b_o:	0,60 m
t_u:	0,25 m
b_u:	0,60 m
L:	9,44 m

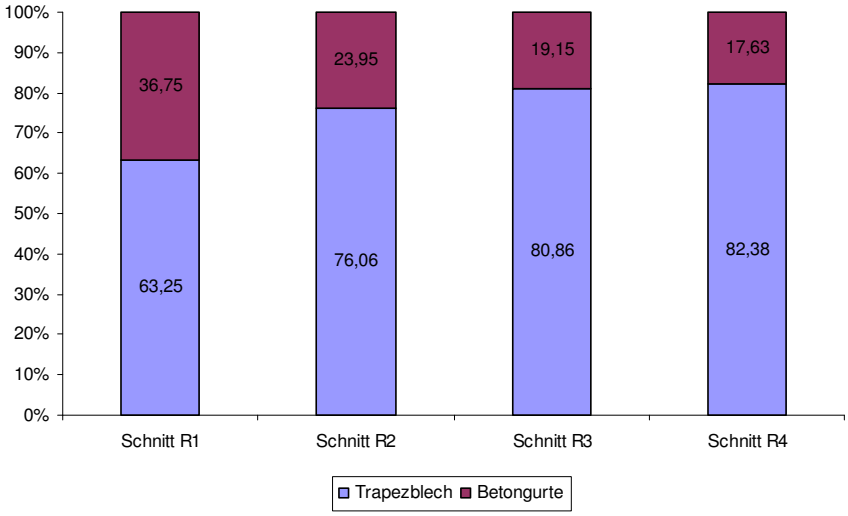
Abb. A3: Aufteilung der Querkraft Modell EIN_LIN_003



Modelleigenschaften:
EIN_LIN_004

E_a:	210.000 N/mm²
E_c:	32.000 N/mm²
t_w:	6,00 mm
h_{st}:	1,10 m
t_o:	0,25 m
b_o:	1,20 m
t_u:	0,25 m
b_u:	1,20 m
L:	9,44 m

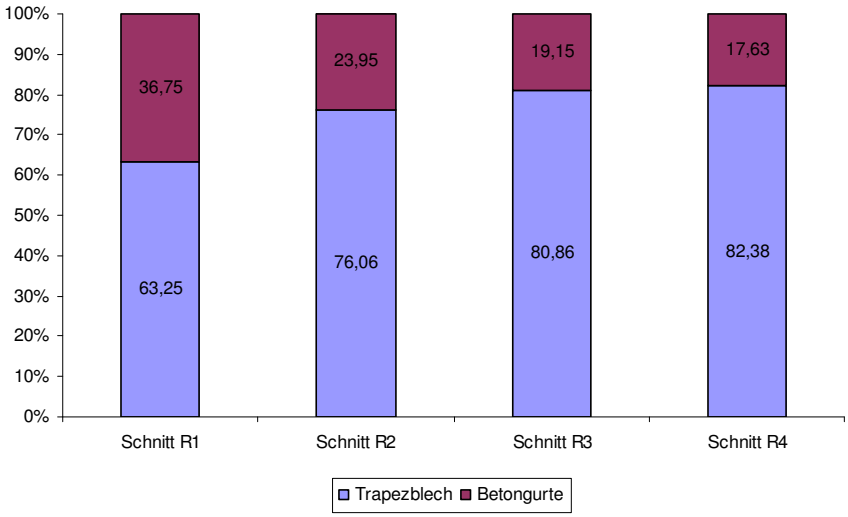
Abb. A4: Aufteilung der Querkraft Modell EIN_LIN_004



Modelleigenschaften:
EIN_LIN_005

E_a:	210.000 N/mm²
E_c:	32.000 N/mm²
t_w:	12,00 mm
h_{st}:	1,10 m
t_o:	0,25 m
b_o:	0,60 m
t_u:	0,25 m
b_u:	0,60 m
L:	9,44 m

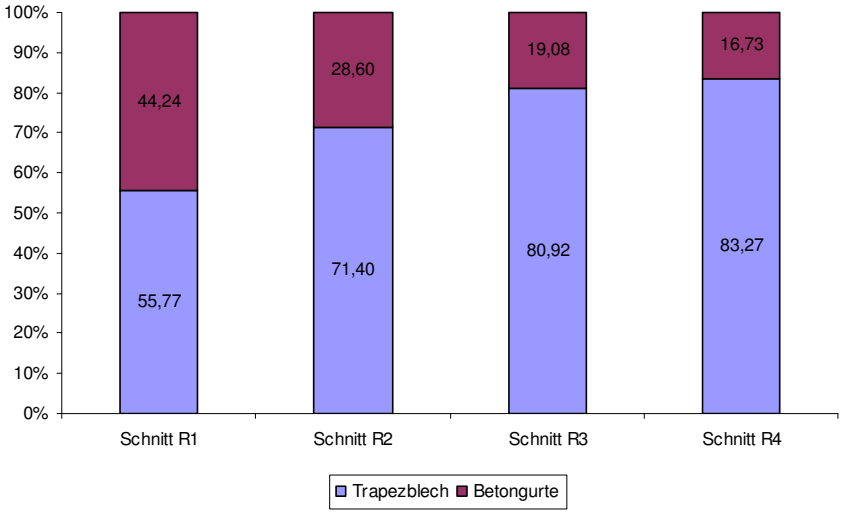
Abb. A5: Aufteilung der Querkraft Modell EIN_LIN_005



Modelleigenschaften:
EIN_LIN_006

E_a:	210.000 N/mm²
E_c:	32.000 N/mm²
t_w:	4,40 mm
h_{st}:	1,50 m
t_o:	0,25 m
b_o:	0,60 m
t_u:	0,25 m
b_u:	0,60 m
L:	9,44 m

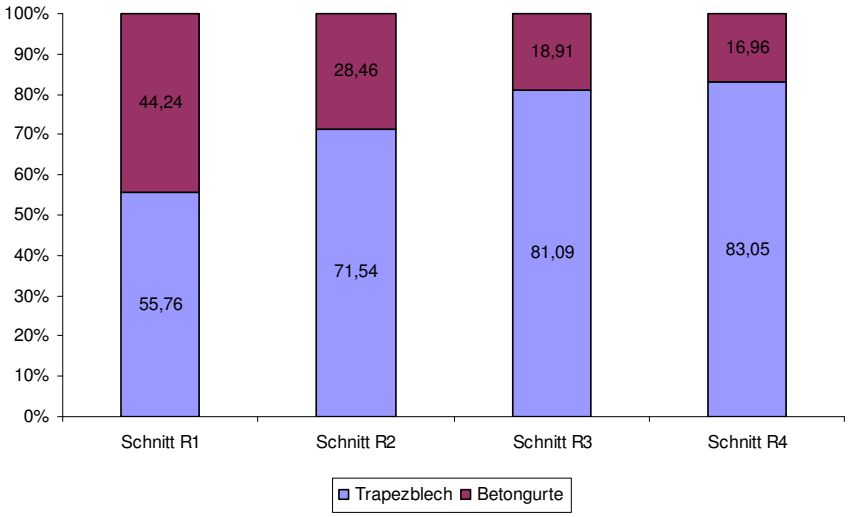
Abb. A6: Aufteilung der Querkraft Modell EIN_LIN_006



Modelleigenschaften:
EIN_LIN_101

E_a:	210.000 N/mm²
E_c:	32.000 N/mm²
t_w:	6,00 mm
h_{st}:	1,10 m
t_o:	0,25 m
b_o:	0,60 m
t_u:	0,25 m
b_u:	0,60 m
L:	9,44 m

Abb. A7: Aufteilung der Querkraft Modell EIN_LIN_101



Modelleigenschaften:
EIN_LIN_201

E_a:	210.000 N/mm²
E_c:	32.000 N/mm²
t_w:	6,00 mm
h_{st}:	1,10 m
t_o:	0,25 m
b_o:	0,60 m
t_u:	0,25 m
b_u:	0,60 m
L:	9,44 m

Ebenes Blech

Abb. A8: Aufteilung der Querkraft Modell EIN_LIN_201

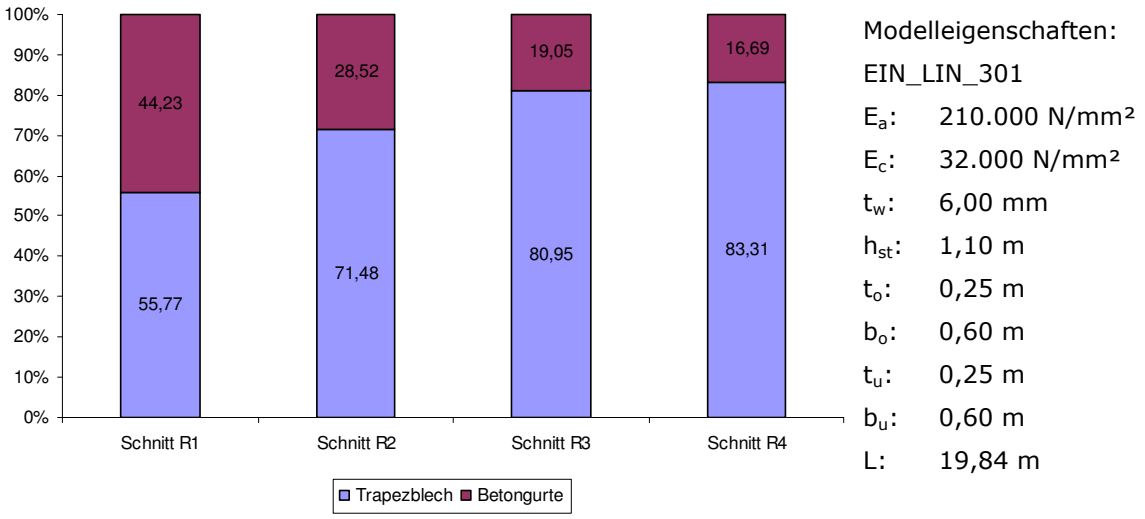


Abb. A9: Aufteilung der Querkraft Modell EIN_LIN_301

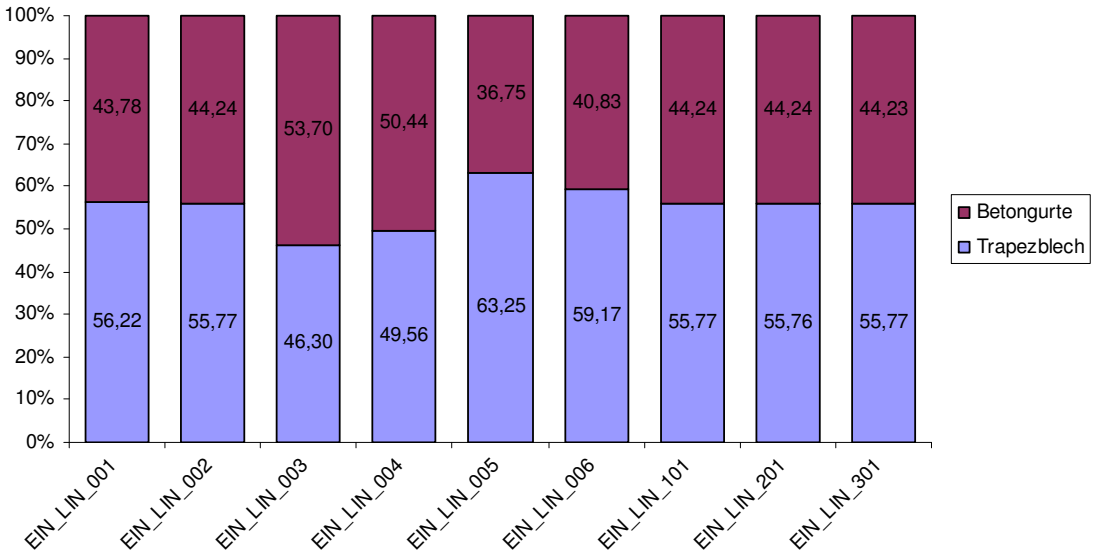


Abb. A10: Querkraftaufteilung Schnitt R1; linear elastische Trägerberechnungen

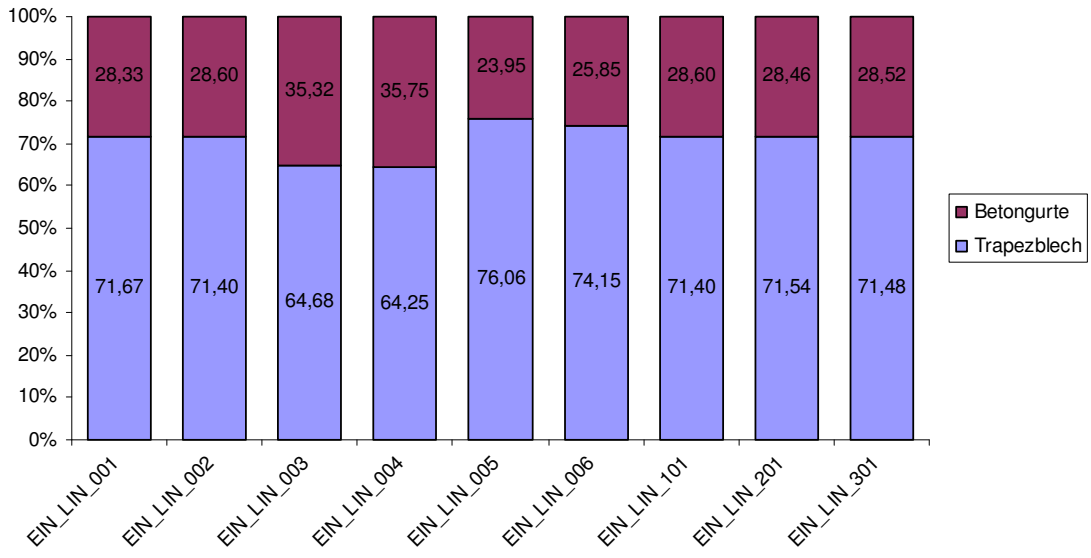


Abb. A11: Querkraftaufteilung Schnitt R2; linear elastische Trägerberechnungen

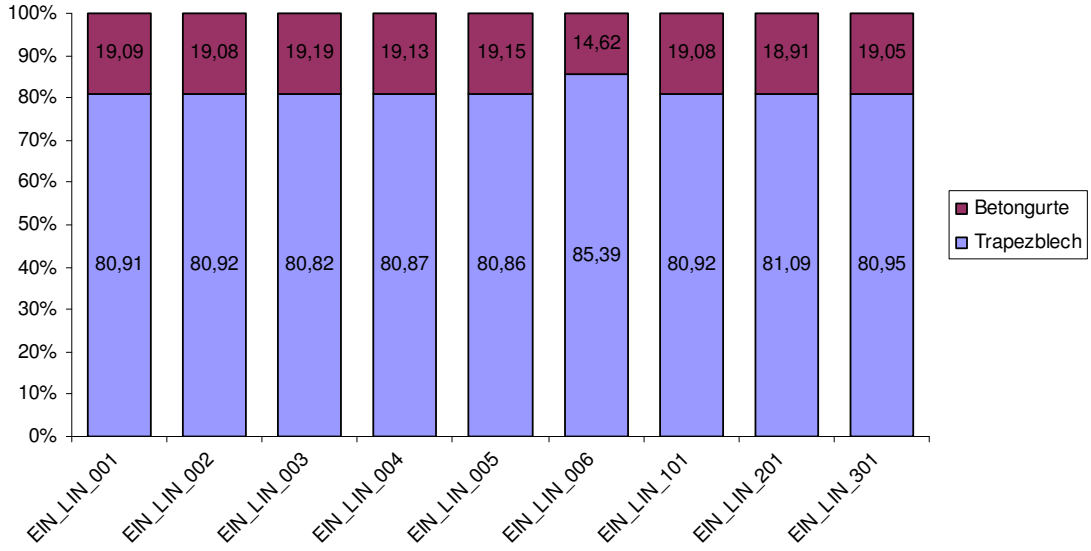


Abb. A12: Querkraftaufteilung Schnitt R3; linear elastische Trägerberechnungen

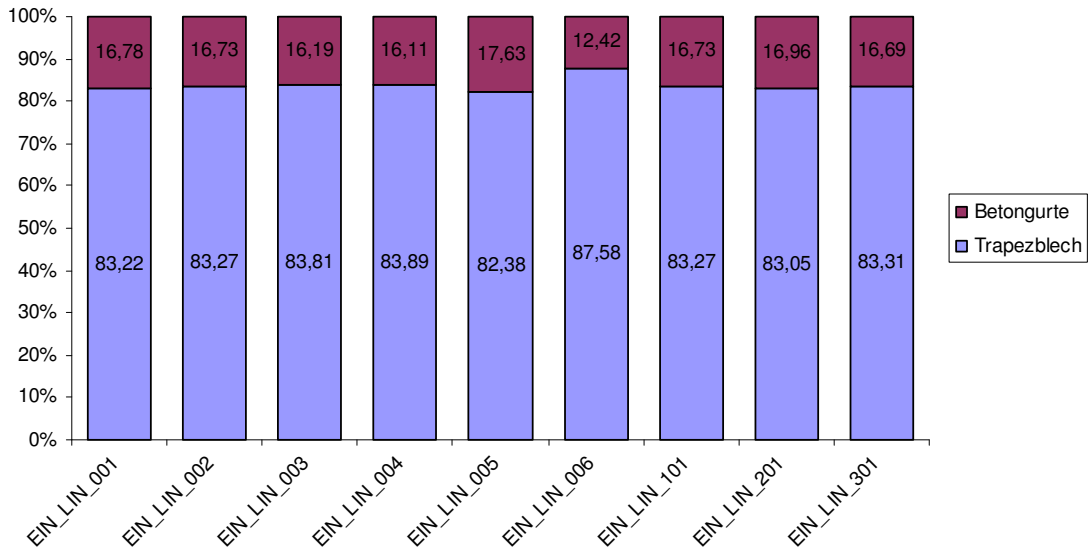


Abb. A13: Querkraftaufteilung Schnitt R4; linear elastische Trägerberechnungen

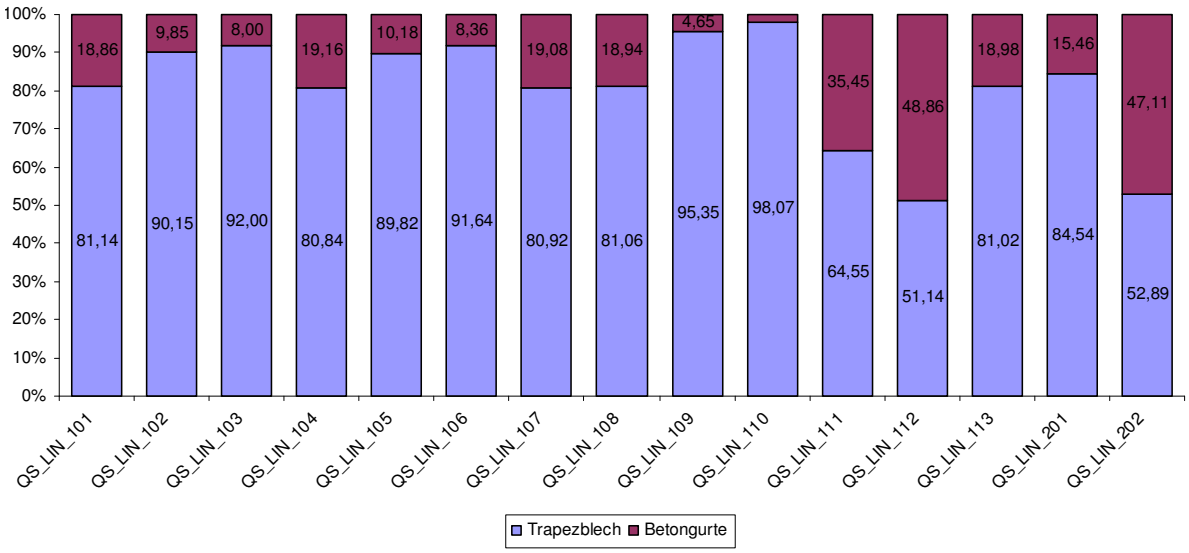
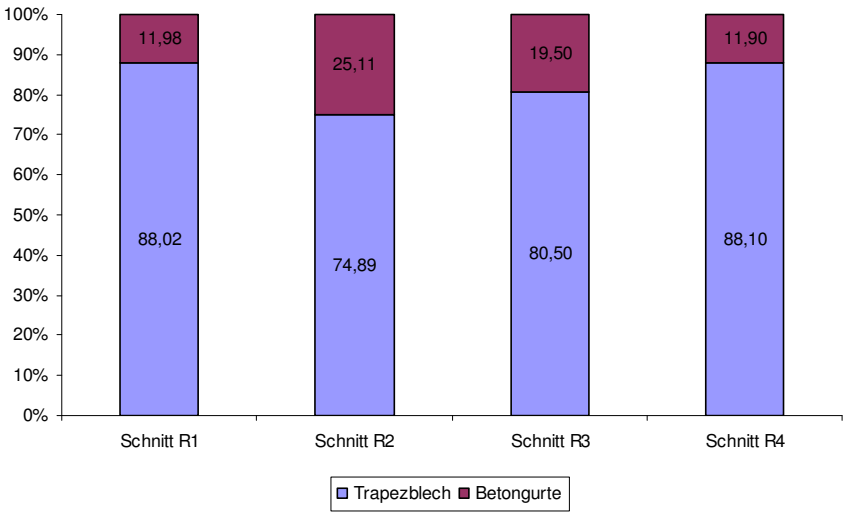


Abb. A14: Querkraftaufteilung aus Querschnittsberechnungen

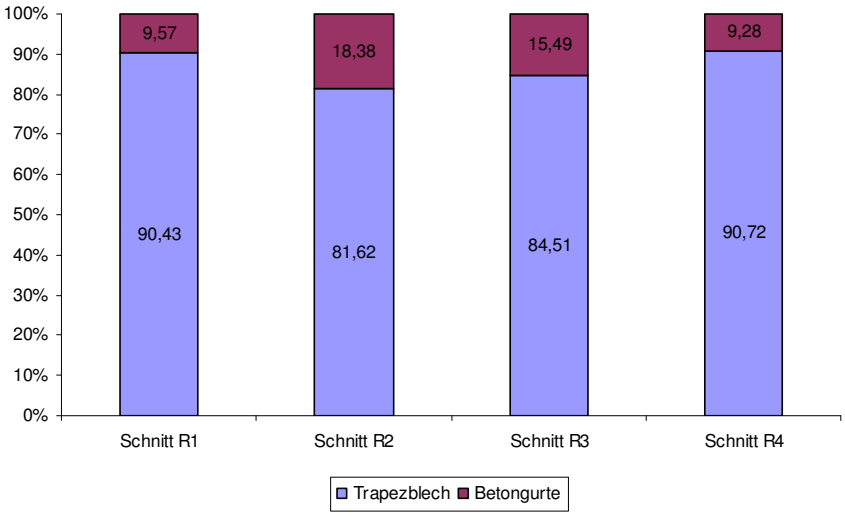


Modelleigenschaften:

EIN_NL_001

E_a:	210.000 N/mm²
E_c:	30.796/31.646 N/mm²
t_w:	6,48 mm
h_{st}:	1,10 m
t_o:	0,25 m
b_o:	0,60 m
t_u:	0,25 m
b_u:	0,60 m
L:	9,44 m

Abb. A15: Aufteilung der Querkraft Modell EIN_NL_001

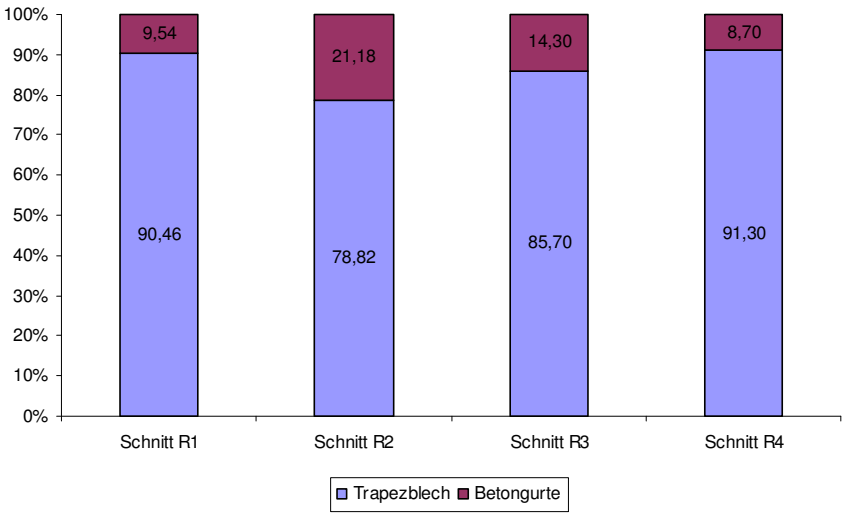


Modelleigenschaften:

EIN_NL_002

E_a:	210.000 N/mm²
E_c:	30.796/31.646 N/mm²
t_w:	6,48 mm
h_{st}:	1,10 m
t_o:	0,20 m
b_o:	0,60 m
t_u:	0,20 m
b_u:	0,60 m
L:	9,44 m

Abb. A16: Aufteilung der Querkraft Modell EIN_NL_002

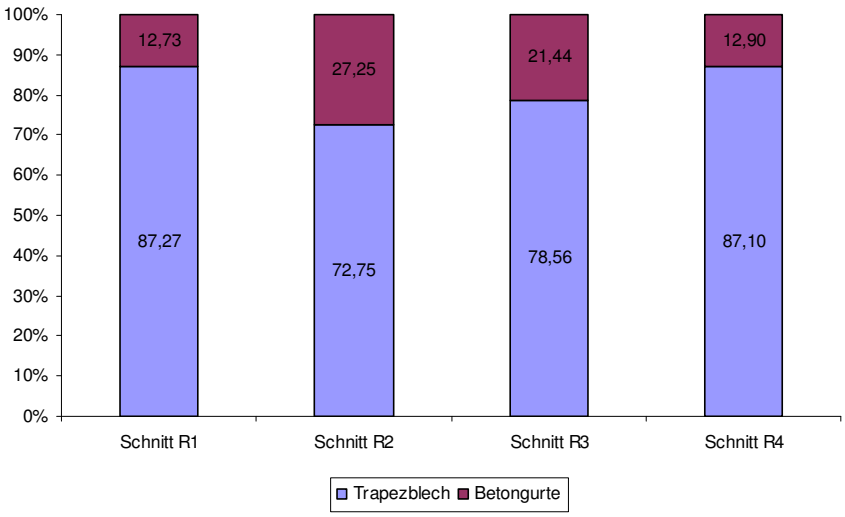


Modelleigenschaften:

EIN_NL_003

E_a:	210.000 N/mm²
E_c:	30.796/31.646 N/mm²
t_w:	6,48 mm
h_{st}:	1,20 m
t_o:	0,20 m
b_o:	0,60 m
t_u:	0,20 m
b_u:	0,60 m
L:	9,44 m

Abb. A17: Aufteilung der Querkraft Modell EIN_NL_003

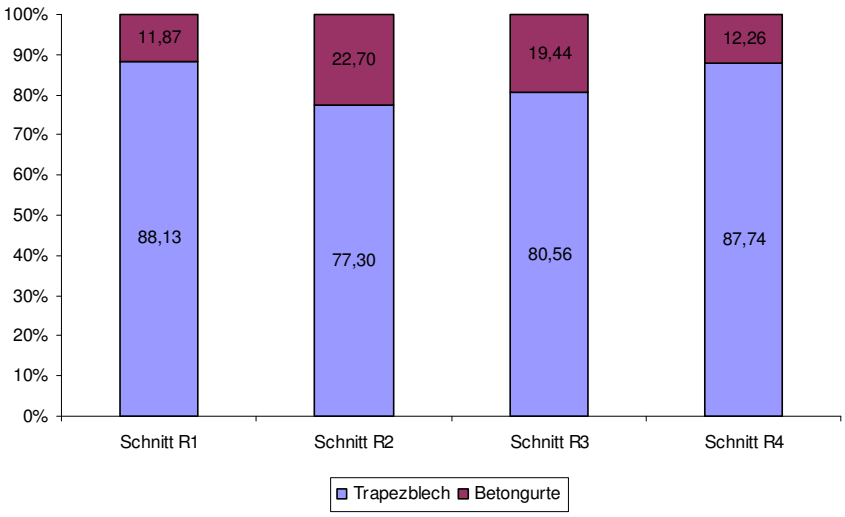


Modelleigenschaften:

EIN_NL_005

E_a:	210.000 N/mm²
E_c:	30.796/31.646 N/mm²
t_w:	6,48 mm
h_{st}:	1,10 m
t_o:	0,25 m
b_o:	1,20 m
t_u:	0,25 m
b_u:	0,60 m
L:	9,44 m

Abb. A18: Aufteilung der Querkraft Modell EIN_NL_005

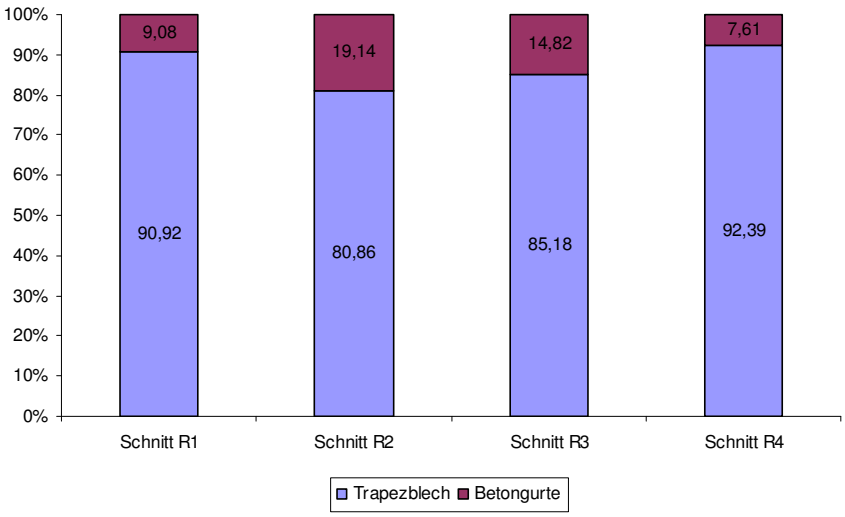


Modelleigenschaften:

EIN_NL_006

E_a:	210.000 N/mm²
E_c:	30.796/31.646 N/mm²
t_w:	6,48 mm
h_{st}:	1,10 m
t_o:	0,25 m
b_o:	0,60 m
t_u:	0,25 m
b_u:	1,20 m
L:	9,44 m

Abb. A19: Aufteilung der Querkraft Modell EIN_NL_006

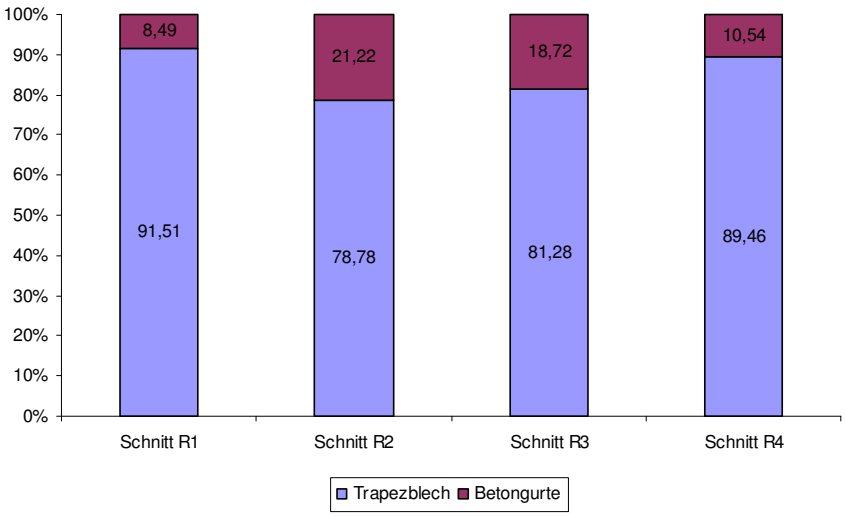


Modelleigenschaften:

EIN_NL_007

E_a:	210.000 N/mm²
E_c:	30.796/31.646 N/mm²
t_w:	6,48 mm
h_{st}:	1,50 m
t_o:	0,25 m
b_o:	0,60 m
t_u:	0,25 m
b_u:	0,60 m
L:	9,44 m

Abb. A20: Aufteilung der Querkraft Modell EIN_NL_007



Modelleigenschaften:

EIN_NL_008

E_a: 210.000 N/mm²

E_c: 30.796/31.646 N/mm²

t_w: 6,48 mm

h_{st}: 1,10 m

t_o: 0,25 m

b_o: 0,60 m

t_u: 0,25 m

b_u: 0,60 m

L: 9,44 m

Doppelte Bewehrung UG

Abb. A21: Aufteilung der Querkraft Modell EIN_NL_008

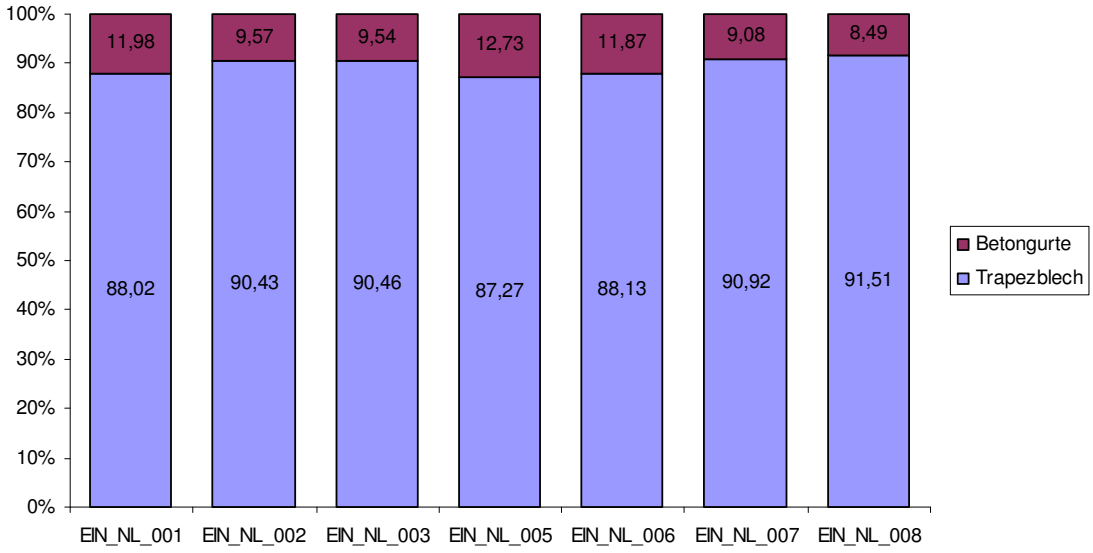


Abb. A22: Querkraftaufteilung Schnitt R1; nichtlineare Trägerberechnungen

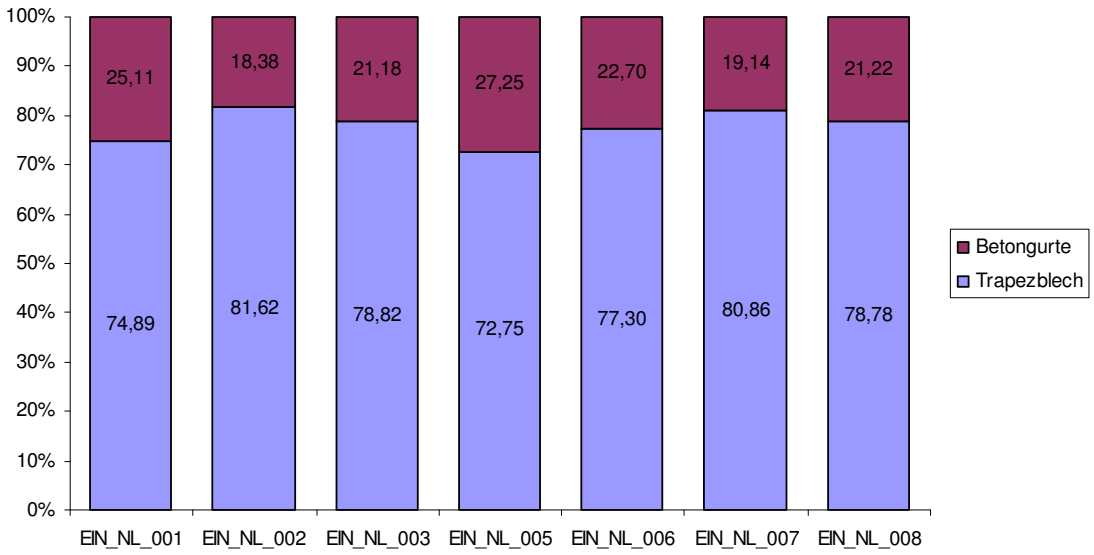


Abb. A23: Querkraftaufteilung Schnitt R2; nichtlineare Trägerberechnungen

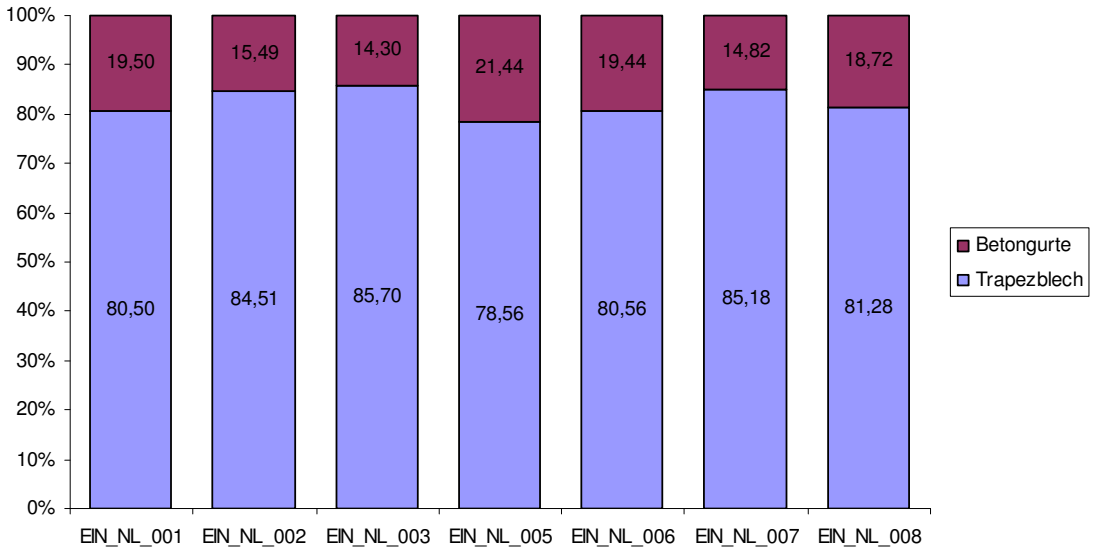


Abb. A24: Querkraftaufteilung Schnitt R3; nichtlineare Trägerberechnungen

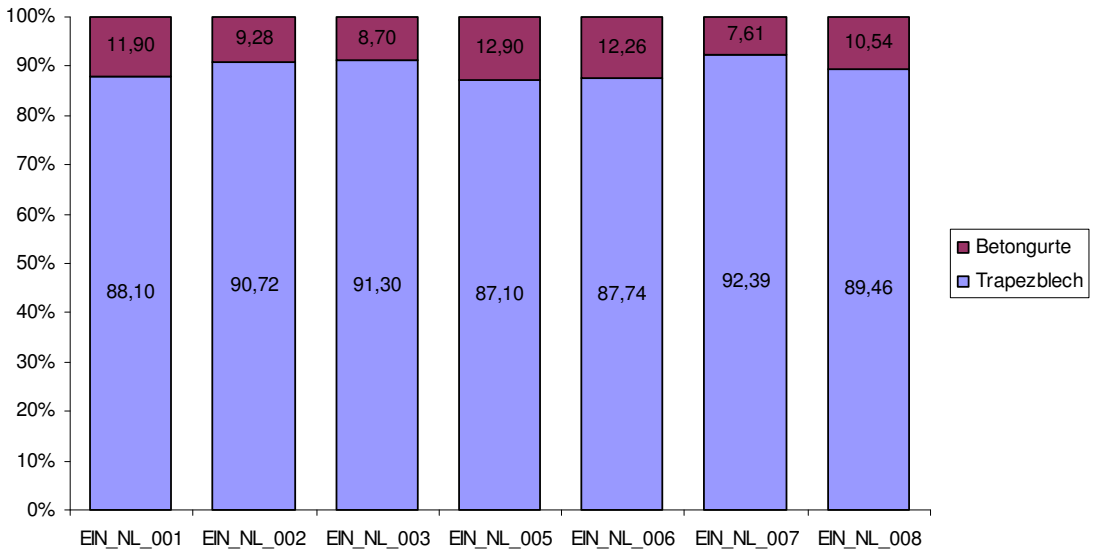


Abb. A25: Querkraftaufteilung Schnitt R4; nichtlineare Trägerberechnungen

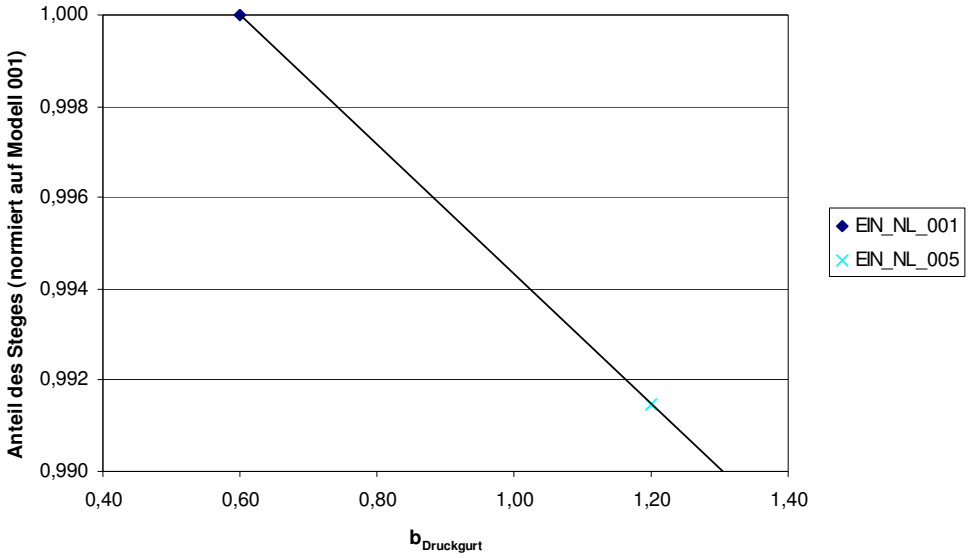


Abb. A26: Q-Anteil Steg (normiert) in Abhängigkeit der Obergurtbreite (R1)

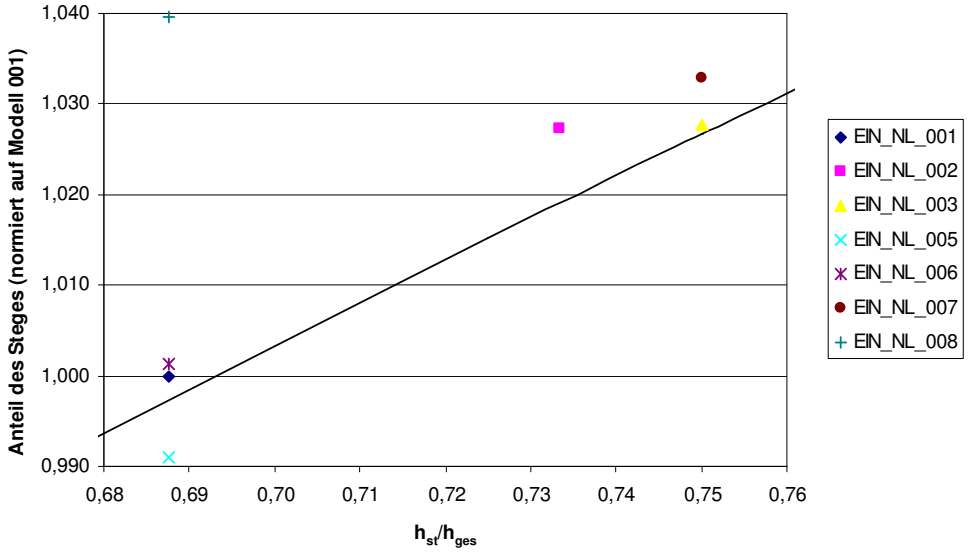


Abb. A27: Q-Anteil Steg (normiert) in Abhängigkeit des Höhenverhältnisses (R1)

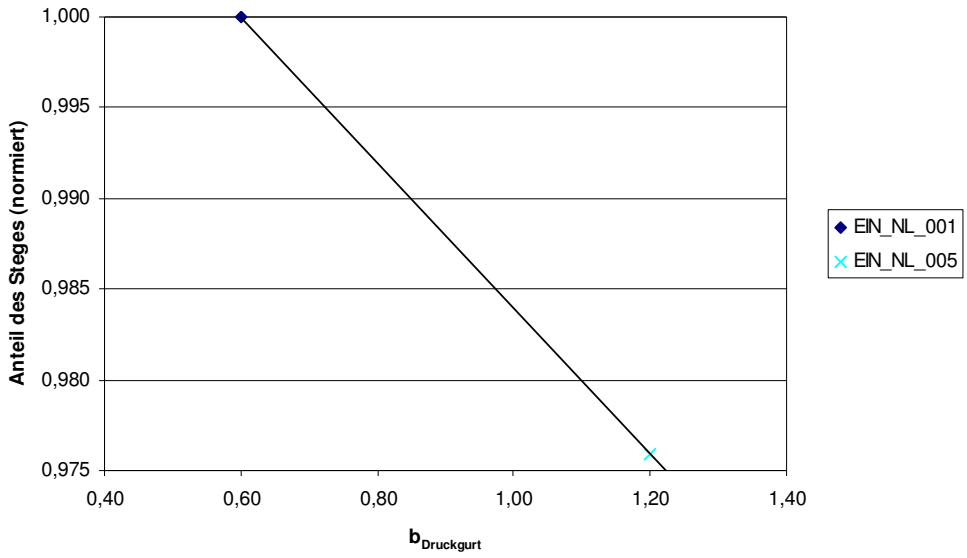


Abb. A28: Q-Anteil Steg (normiert) in Abhängigkeit der Obergurtbreite (R3)

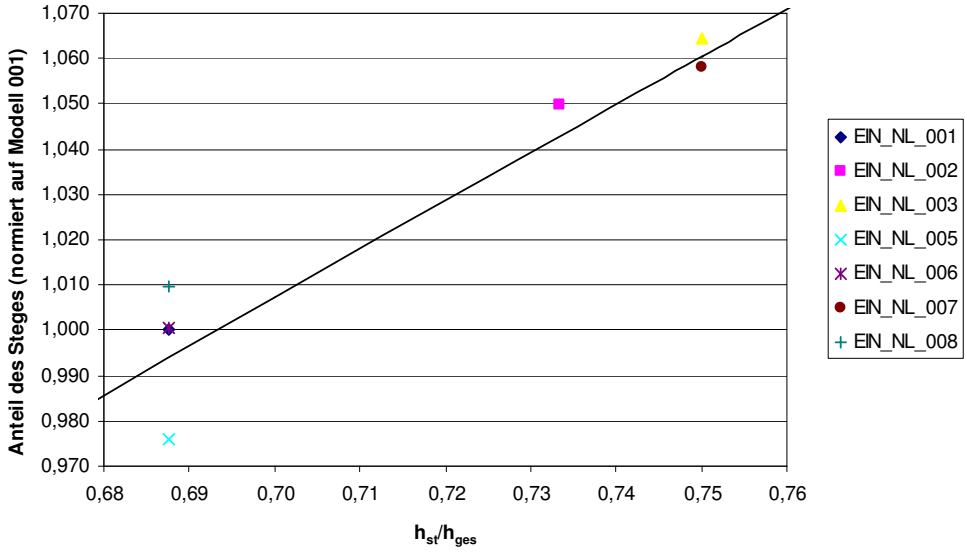


Abb. A29: Q-Anteil Steg (normiert) in Abhängigkeit des Höhenverhältnisses (R3)

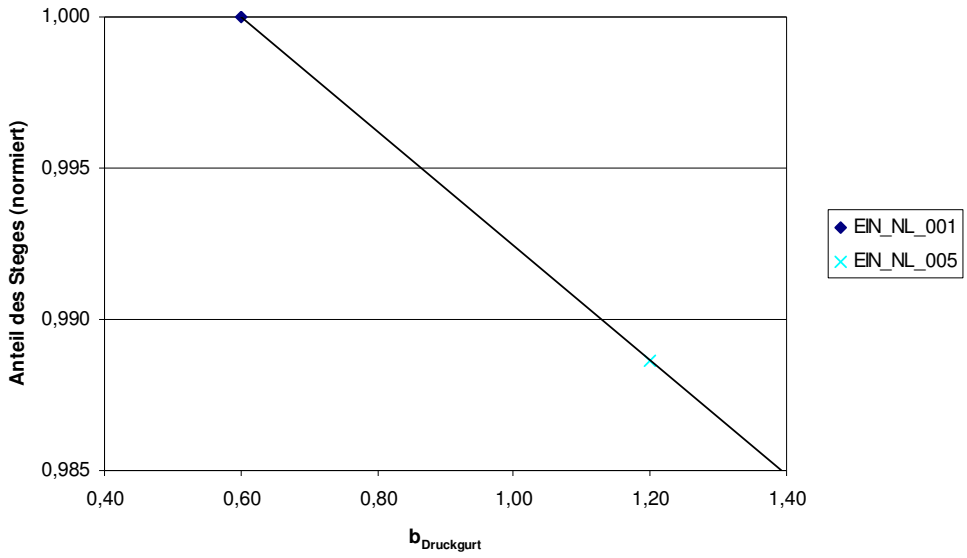


Abb. A30: Q-Anteil Steg (normiert) in Abhängigkeit der Obergurtbreite (R4)

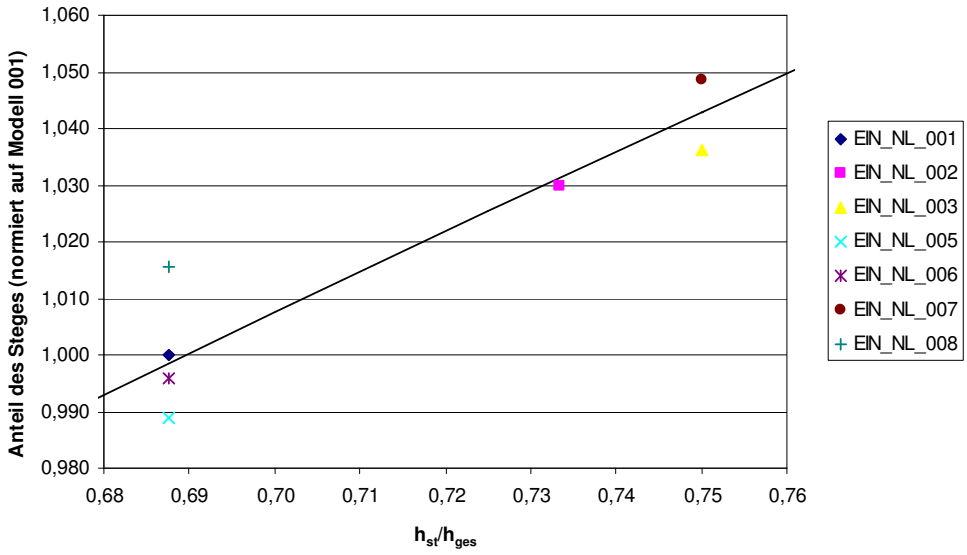


Abb. A31: Q-Anteil Steg (normiert) in Abhängigkeit des Höhenverhältnisses (R4)

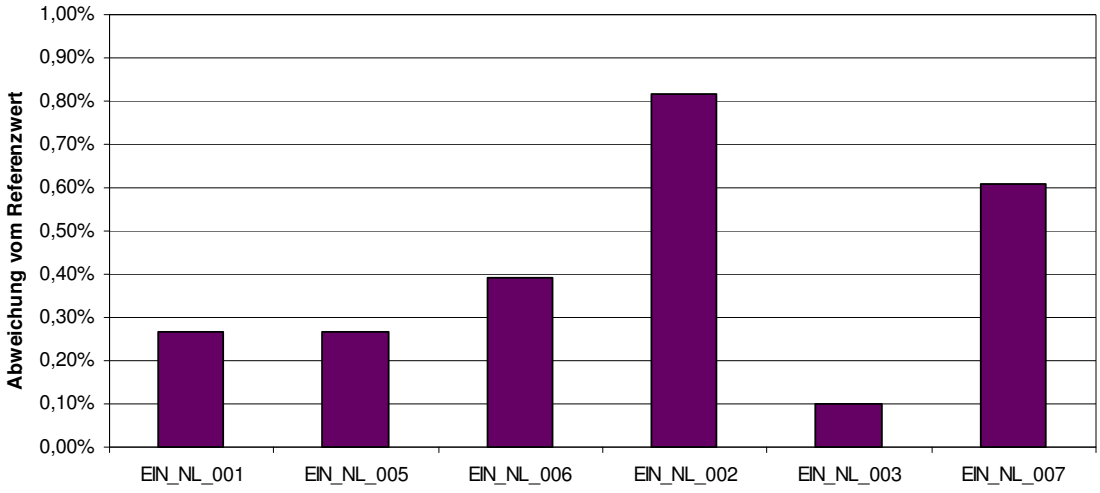


Abb. A32: Abweichung der Näherungslösung von Referenzwerten (R1)

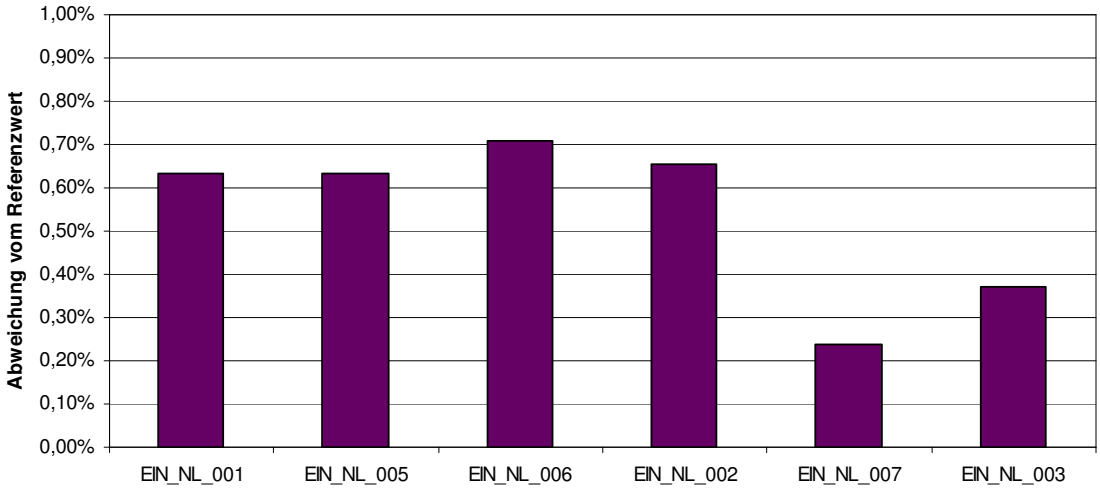


Abb. A33: Abweichung der Näherungslösung von Referenzwerten (R3)

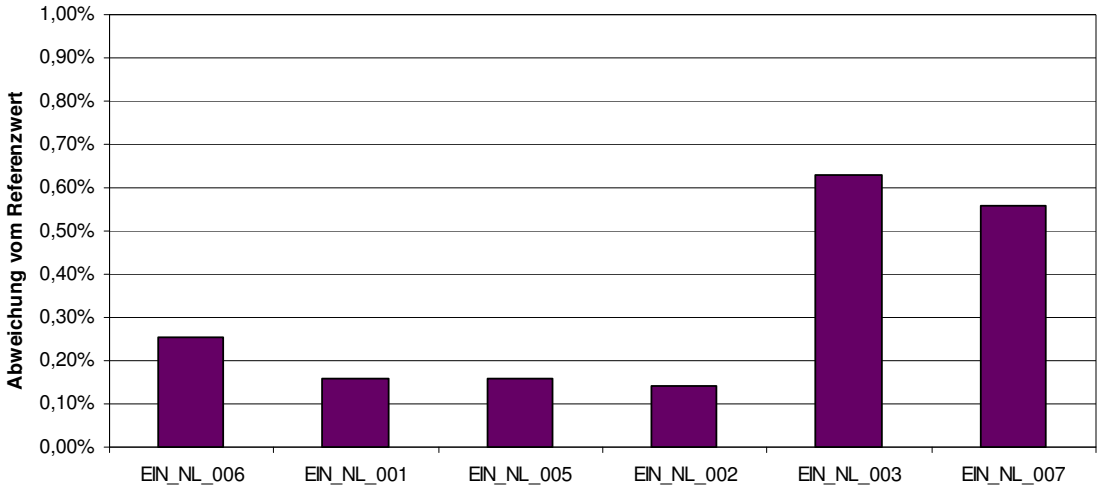


Abb. A34: Abweichung der Näherungslösung von Referenzwerten (R4)

Lebenslauf

Frank Reichert

*15. November 1972 in Tübingen

Familienstand ledig

1979 – 1983	Grundschule Seebronn
1983 – 1992	Eugen Bolz Gymnasium Rottenburg a.N.
1992 – 1993	Ersatzdienst beim Mobilen Sozialen Hilfsdienst des DRK Tübingen
10/1993 – 02/1998	Studium des Bauingenieurwesens an der Universität Stuttgart
05/1998 – 08/2000	Tragwerksplaner im Bereich Konstruktiver Ingenieurbau bei der Weidleplan Consulting GmbH, Stuttgart
09/2000 – 02/2006	Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren (ILEK) der Universität Stuttgart
05/2006 – 12/2010	Freier Mitarbeiter bei verschiedenen Ingenieurbüros
01/2011 – 05/2012	Mitarbeiter bei der MSIng GmbH, Stuttgart
seit 06/2012	Geschäftsführer der MSIng GmbH, Ettlingen