

Schubtragfähigkeit von Slim-Floor-Trägern

T 3169

T 3169

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

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

© by Fraunhofer IRB Verlag

2008

ISBN 978-3-8167-7657-4

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

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69

70504 Stuttgart

Nobelstraße 12

70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00

Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

E-Mail irb@irb.fraunhofer.de

www.baufachinformation.de

Im Auftrag des
Deutschen Instituts für Bautechnik

ZP 52-5-17.12-1109/04

Schubtragfähigkeit von Slim-Floor Trägern

Schlussbericht

Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann

Dipl.-Ing. Gunter Hauf

Dipl.-Ing. Matthias Konrad

Dipl.-Ing. Jochen Raichle

Institut für Konstruktion und Entwurf

Universität Stuttgart

Juli 2007



Inhaltsverzeichnis

1	EINLEITUNG.....	3
1.1	Grundsätzliches	3
2	QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT VON SLIM-FLOOR TRÄGERN IN DER LITERATUR.....	4
2.1	Allgemeines	4
2.2	Mechanische Erklärung der Querkraftabtragung in Stahlbeton-querschnitten .4	
2.1.1	Allgemeines.....	4
2.1.2	Überblick über die Modellierung der Querkraftabtragung bei Stahlbeton-querschnitten.....	5
2.1.3	Dreigeteiltes Querkraft-Tragmodell von Specht.....	7
2.2	Mitragende Breite bei Stahlbetonplatten	9
2.2.1	Regelungen nach DASTb Heft 240	9
2.2.2	Untersuchungen von Rombach und Velasco.....	11
2.3	Mitragende Breite bei Verbunddecken	13
2.3.1	Regelungen aus DIN 18800-5.....	13
2.3.2	Ansatz von Däuwel	14
2.4	Mitragende Breite bei Verbundträgern.....	15
2.4.1	Ansatz nach Bode, Stengel, und Künzel.....	15
2.5	Untersuchungen zum Betonquerkraftanteil bei Verbundträgern	16
2.5.1	Ansatz von Zhou	16
2.5.2	Veröffentlichung durch Liang, Uy, Bradford und Ronagh.....	17
2.5.3	Dissertation Fries [Fries 2001]	18
2.6	Einfluss der Schubslankheit nach Nie, Xiao und Chen	19
2.7	Schluss.....	21
3	VERSUCHSVORBEREITUNG.....	22
3.1	Allgemeines	22
3.2	Trägergeometrie	23
3.3	Messeinrichtungen.....	26
3.3.1	Lage und Art.....	26
3.3.2	Dehnmessstreifen und DMS-Rosetten.....	27
3.3.3	Wegaufnehmer.....	29
3.3.4	Setzungsdehnungsmesser.....	30
3.4	Statisches System und Belastung.....	31
3.4.1	Lagerung	31
3.4.2	Kragarmlast.....	31
3.4.3	Hauptlast	32
3.4.4	Vorbelastung	33



4 EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN.....	35
4.1 Werkstoffe	35
4.1.1 Baustahl	35
2.1.1 Beton.....	36
2.1.2 Kopfbolzendübel	37
4.1.2 37	
4.1.3 Bewehrungsstahl.....	38
4.2 Versuchsdurchführung.....	38
4.3 Versuchsbeobachtung.....	40
4.3.1 Versuchskörper SF-Q1	40
4.3.2 Versuchskörper SF-Q2	41
4.3.3 Versuchskörper SF-Q3	42
4.3.4 Versuchskörper SF-Q4	44
4.3.5 Versuchskörper SF-Q5	45
4.3.6 Zusammenfassung.....	46
5 AUSWERTUNG DER TRÄGERVERSUCHE.....	47
5.1 Schnittgrößen an den Messpunkten.....	47
5.2 Theoretischer Schubspannungsverlauf Stahlprofil	48
5.3 Aufteilung der Querkraft auf die Teilquerschnitte.....	51
5.3.1 Allgemeines.....	51
5.3.2 Querkraftanteile SF-Q1	52
5.3.3 Querkraftanteile SF-Q2	55
5.3.4 Querkraftanteile SF-Q3	57
5.3.5 Querkraftanteile SF-Q4	59
5.3.6 Querkraftanteile SF-Q5	61
5.3.7 Zusammenfassung der Versuchsauswertung der Querkraftanteile	63
6 RÜCKRECHNUNG AUF DIE MITTRAGENDE BREITE/QUERKRAFTANTEILE IM BETON.....	64
6.1 Allgemeines	64
6.2 Bestimmung der mittragenden Breite für Querkraft	66
6.2.1 Nach DIN 1045-1	66
6.2.2 Nach Heft 240, DIN 18800-5, Ansatz Bode/Stengel	70
6.2.3 Nach Specht.....	71
6.2.4 Nach Zhou.....	71
6.2.5 Nach Fries.....	72
6.3 Zusammenfassung der Ergebnisse aus der Rückrechnung.....	74
7 NUMERISCHE UNTERSUCHUNGEN	75
7.1 Allgemeines	75
7.2 Das FE-Programm	75
7.3 Modellierung	76
7.4 Werkstoffkennwerte	78
7.5 Verifikation des FE-Modells.....	78



7.6 Untersuchungsergebnisse	81
7.6.1 Nachrechnung Versuchsträger SFQ 1	81
7.6.2 Nachrechnung Versuchsträger SFQ2	83
7.6.3 Nachrechnung Versuchsträger SFQ3	85
7.6.4 Nachrechnung Versuchsträger SFQ 4	87
7.7 Zusammenfassung.....	89
8 VERGLEICH MIT DERZEITIGER BEMESSUNG	91
8.1 Allgemeines	91
8.2 Bemessung von Verbundträger auf Querkraft	91
8.3 Vergleich mit Versuchswerten	92
9 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK.....	93
10 LITERATURVERZEICHNIS	96
11 ABBILDUNGSVERZEICHNIS	100
12 TABELLENVERZEICHNIS	102



Vorwort

Das Forschungsprojekt wurde mit finanzieller Förderung des DIBt durchgeführt. Für diese Unterstützung sei an dieser Stelle herzlich gedankt. Weiterer Dank gilt Herrn Manuel Seitz für seine Mithilfe bei Durchführung und Auswertung der Versuch im Rahmen seiner Diplomarbeit, sowie den Mitarbeitern der MPA Stuttgart für die Unterstützung bei Planung, Aufbau und Durchführung der Versuche.

Stuttgart, Juli 2007

Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann

Dipl.-Ing. Gunter Hauf

Dipl.-Ing. Matthias Konrad

Dipl.-Ing. Jochen Raichle

1 Einleitung

1.1 Grundsätzliches

Nach den aktuell geltenden Normen, z.B. [DIN 18800-5] oder [DIN EN 1994-1-1], wird die Querkrafttragfähigkeit von Verbundträgern alleine mit der Querkrafttragfähigkeit des Stahlprofils ermittelt. Der Stahlbetonteilquerschnitt darf unter Einhaltung von Randbedingungen nur bei Trägern mit Kammerbeton angerechnet werden. Die Mitwirkung des Betongurtes darf nur angesetzt werden, wenn dies gesondert nachgewiesen wird. In der Praxis erfolgt dieser Ansatz in der Regel nicht. Bei Verbundträgern mit hohen Stahlträgern ist der Anteil des Stahlbetongurtes an der gesamten Querkrafttragfähigkeit von untergeordneter Bedeutung. Bei niedrigen Verbundträgern und im Extremfall wie bei den hier durchgeführten Versuchen mit deckengleichen Verbundträgern (vgl. Abbildung 1.1) wird ein erheblicher Anteil der Querkraft vom Stahlbetongurt aufgenommen.

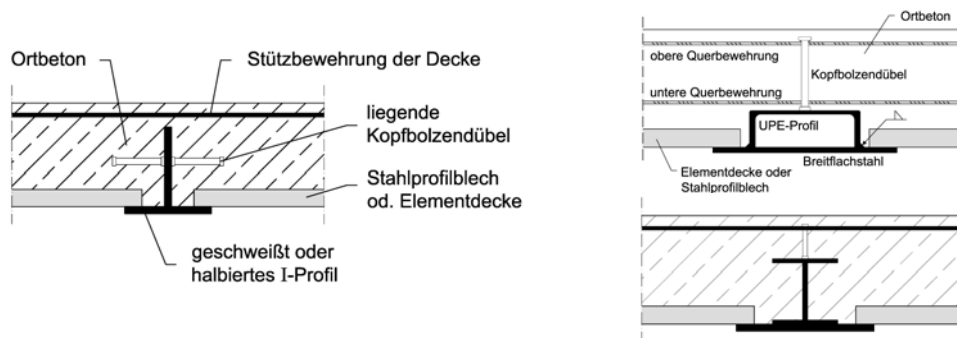


Abbildung 1.1: Beispiele deckengleich Verbundträger

Die von Kuhlmann und Fries [Kuhlmann 2004] durchgeführten Slim-Floor Träger Versuche mit Hutprofilen haben diese Aussage untermauert.

Bei geringer Stegfläche, wie z.B. bei Slim-Floor Trägern ist der übliche Querkraftnachweis im Stahl u. U. maßgebend. So kann der Ansatz der Querkrafttragfähigkeit des Betongurtes bei Verbundträgern niedriger Bauhöhe die Wirtschaftlichkeit erhöhen. Außerdem spiegelt der Ansatz des Betongurtes die realen Lastabtragungsmechanismen wider.

Eine Vernachlässigung der tatsächlich im Stahlbetongurt auftretenden Querkraft führt möglicherweise zu unplanmäßiger Rissbildung und zu einem vorzeitigen Durchstanzversagen des Betons.

Zur Berücksichtigung der Betonquerkrafttragfähigkeit und für die Abschätzung der Gefahr des Durchstanzens an der Stütze ist die Kenntnis der mittragenden Breite für Querkraft notwendig. Aus diesem Grund fördert das Deutsche Institut für Bautechnik dieses Forschungsvorhaben.

2 Querkrafttragfähigkeit von Slim-Floor Trägern in der Literatur

2.1 Allgemeines

Die Querkrafttragfähigkeit von reinen Stahlbetonbalken ist seit langem Bestandteil intensiver Forschungen. Zahlreiche Untersuchungen wurden in diesem Zusammenhang durchgeführt. Trotzdem hat sich keine einheitliche Beschreibung des Mechanismus der Querkraftabtragung durchgesetzt. Im Allgemeinen wird der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit im Stahlbeton mit Hilfe von im Wesentlichen empirisch begründeten Gleichungen geführt.

Folgende Komponenten sind bei der Querkraftabtragung im Stahlbeton beteiligt:

- Querkraftabtragung im ungerissenen Beton der Biegedruckzone
- Dübelwirkung der Längsbewehrung
- Übertragung von Schubkräften im Biegeriss durch Rissreibung
- Übertragung von Zugspannungen im Biegeriss

An dieser Stelle ist auf weiterführende Literatur verwiesen, siehe z.B. [Specht 1989], [Bažant 1984], [Reineck 1990] u. a.

Nachfolgender Abschnitt soll einen kurzen Überblick in die Grundlagen der Querkraftabtragung im Stahlbeton geben.

2.2 Mechanische Erklärung der Querkraftabtragung in Stahlbetonquerschnitten

(nach [Ehmann 2003])

2.1.1 Allgemeines

Fast alle Querkraftbemessungsansätze in Normen basieren auf Auswertungen von Versuchsergebnissen, da bislang keine allgemein anerkannte mechanische Beschreibung der Querkrafttragfähigkeit vorliegt und viele Einflüsse die Tragfähigkeit mitbestimmen. Ein empirischer Ansatz gilt nur in dem Bereich, in dem Versuche durchgeführt und ausgewertet wurden. Eine mechanische Absicherung der Ergebnisse ist also von Vorteil, da sie Übertragbarkeit der Schlüsse zulässt, siehe auch Zink in [Specht 1989].

2.1.2 Überblick über die Modellierung der Querkraftabtragung bei Stahlbetonquerschnitten

(nach [Ehmann 2003])

Die Modelle für das Schubversagen von Stahlbetonbauteilen mit Rechteckquerschnitt ohne Schubbewehrung lassen sich grob in drei Gruppen einteilen:

- mechanische Modelle
- bruchmechanische Modelle
- numerische Modelle

Die mechanischen Modelle lassen sich noch weiter in Fachwerk- und Bogenmodelle, Kamm- und Zahnmodelle und plastische Modelle untergliedern.

Fachwerkmodelle haben eine lange Tradition in der Modellierung der Querkraftabtragung. Dies gilt insbesondere für Balken mit vertikaler Bügelbewehrung. Das Biegemoment kann bei der Modellierung nicht schubbewehrter Bauteile auf zwei Arten berücksichtigt werden: Bei der ersten Variante bleibt der Hebelarm zwischen Druck- und Zuggurt konstant, die Kraft in der Zugsbewehrung ändert sich entsprechend dem Momentenverlauf. Den geneigten Betonzugstreben werden dabei die diagonalen Zugkräfte des Fachwerks zugewiesen.

Die zweite Möglichkeit besteht darin, den inneren Hebelarm in Abhängigkeit vom äußeren Moment zu wählen und die Zugkraft in der Längsbewehrung konstant zu halten. Über die Neigung des Druckgurts wird zusätzlich zu den Diagonalen auch der Druckzone ein Teil der Querkraft zugewiesen. Die Neigung des Druckgurts erzeugt eine Art Bogentragwirkung. So wird aus dem Fachwerk ein Bogenmodell. Die Zugstrebenwirkung wird im Bogenmodell entweder dem Beton oder der Dübelwirkung der Längsbewehrung zugeschrieben.

Für geringe Schlankheitsgrade ($a/d < 3$) wird aus dem Fachwerk meist ein Sprengwerk, da die Druckdiagonale direkt ins Auflager geht. Diese Streben-Zugband-Modelle beruhen auf dem unteren Grenzwertsatz der Plastizitätstheorie. Sie liefern aber nur bei Vorhandensein einer Mindestschubbewehrung realistische Werte. Für schlanke Bauteile ohne Bügelbewehrung liegen die Ergebnisse zu hoch. Nur mit abgeminderter Druckfestigkeit (verringerte Druckfestigkeit durch gleichzeitigen Querzug) oder der Berücksichtigung der Einschnürung der Druckkraft im Knotenbereich über dem Auflager können mit den Modellen realistische Ergebniswerte erzielt werden.

Kamm- und Zahnmodelle geben einen guten Einblick in den tatsächlichen Versagensablauf. Kani [Kani 1996], einer der Verfechter dieser Modellierungsart, sah im diagonalen Schubbruch ein Versagen der Einspannung der aus Biegerissen entstandenen Zähne in die ungerissene Druckzone. Fenwick, Paulay [Fenwick 1968] und Taylor [Taylor 1969] fügten zur reinen Einspannung noch die Rissreibung und die Dübelwirkung der Längsbewehrung hinzu. Die Kamm-



und Zahnmodelle gehen von einem angenommenen diskreten Rissbild aus. Die Kraftübertragung über die Risse hinweg hat für die Kamm- bzw. Zahnmodelle eine große Bedeutung. Die Modelle unterscheiden sich zum Einen durch das angenommene Rissbild, zum Anderen darin, wie sie die Schubspannung über den gerissenen Querschnitt verteilen. Während einfache Modelle von einer konstanten Verteilung ausgehen, beachten die genaueren Modelle, dass in der Risspitze keine Spannung zwischen den Rissufern übertragen werden kann, da dort die Rissgleitung gleich Null ist. Über eine kinematische Betrachtungsweise gelingt es Reineck [Reineck 1990], [Reineck 1991], die Anteile der einzelnen Tragwirkungen zu bestimmen. Dazu sind ein hochgradig unbestimmtes System und eine vollständige nichtlineare Berechnung erforderlich. (vgl. auch [Reineck 2006])

Plastische Modelle gehen nicht vom Gleichgewicht vor dem Bruch aus, sondern suchen das Gleichgewicht am Sprengwerksystem nach der Umlagerung der Kräfte vom gerissenen in den ungerissenen Querschnittsteil. Ein Versagensmechanismus wird angenommen, die innere Arbeit zur äußeren ins Gleichgewicht gesetzt und über den kinematischen Satz eine obere Grenze für das Querkraftversagen definiert. Bei schlanken Bauteilen stellt sich diese Umlagerung im Versuch allerdings nicht ein. Andere stark vereinfachende Annahmen betreffen die Rissbildung, die Spannungsverteilung und die Modellierung des Betons als ideal plastisch. Häufig werden die Dübelwirkung der Längsbewehrung, die Betonzugfestigkeit und der Verbund von Bewehrung und Beton vernachlässigt. Wegen dieser Annahmen wird im Allgemeinen ein empirischer Anpassungsfaktor benötigt, der für eine Anpassung der Modelle an Versuchswerte sorgt [Fischer 1997].

Bruchmechanische Modelle sind häufig zur Abbildung des Maßstabeffekts entstanden, so z.B. das Modell von Bažant [Bažant 1984], [Bažant 1991]. Sie basieren auf der Beobachtung, dass häufig ein einziger Riss das Versagen des Bauteils verursacht [Specht 1989]. Die Bruchmechanik baut auf der Erkenntnis auf, dass in der Nähe der Risspitze (außerhalb der Rissprozesszone) die Spannung ihren Maximalwert erreicht, der Beton sich jedoch in der Rissprozesszone entfestigt und die Spannung zur Risspitze hin stark abfällt. Die Modelle sind so hochkompliziert, dass sie für die Anwendung häufig in empirische Gleichung mit bruchmechanischen Parametern umgewandelt werden [ASCE-ACI 1998]. Diese unterscheiden sich kaum von den aus Versuchen bestimmten empirischen Bestimmungsgleichungen.

Numerische Modelle zu entwickeln, die zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit geeignet sind, beschreibt Zink [Specht 1989] als „kaum beherrschbare“ Aufgabe. Die numerische Beschreibung instabiler Bruchprozesse ist sehr empfindlich für numerische Ungenauigkeiten.

Zu den Problemen der Modellierung gehören die Inhomogenität des Betons, die Rissreibung, das Erfassen der Dübelwirkung und die Verbundspannung-Schlupf-Beziehung. Deshalb ist die Zahl der FE-Modelle gering, die für beliebige Anwendungsbereiche gelten und daher auch für



die Modellierung des Querkraftversagens geeignet sind. Ožbolt [Ožbolt 1995] gelingt es mit seinem Programm MASA [Ožbolt 1998], in das er die nichtlokale Methode der Mikrorisswechselwirkung sowie das Microplane-Materialmodell für Beton eingearbeitet hat, das Querkraftversagen von Betonbalken realistisch abzubilden (vgl. [Ožbolt 2006]). Eine Alternative zu der Verwendung hochkomplizierter Materialmodelle für den Beton bildet die Modellierung mit diskreten Rissen. Mit dieser Vorgehensweise können z.B. Remmel [Remmel 1994] und Fischer [Fischer 1997] den Beton zwischen den Rissen linear elastisch annehmen.

Die Herausforderung hierbei stellen die Beschreibung des Verhaltens im Riss und die korrekte Abbildung der Rissgeschichte (inklusive Biegerisse) dar.

2.1.3 Dreigeteiltes Querkraft-Tragmodell von Specht

Specht [Specht 1986][Specht 1989] entwickelt ein physikalisch sehr anschauliches Modell aus drei sich zusammensetzenden Teilen (vgl. Abbildung 2.1):

- Dem Fachwerk-Stützbogen-Modell
- Dem reinen Bogen-Zugband-Modell
- Dem reinen Fachwerkmodell

Die Anteile der Querkrafttragfähigkeit sind somit:

$$Q_r = Q_b + Q_v + Q_s \quad (2.1)$$

Hierbei sind:

- Q_r Widerstand eines Stahlbetonträgers gegenüber einer Querkraftbelastung
- Q_b Widerstand des Betonquerschnitts
- Q_v Widerstand einer vorgespannten Längsbewehrung
- Q_s Widerstand einer Schubbewehrung

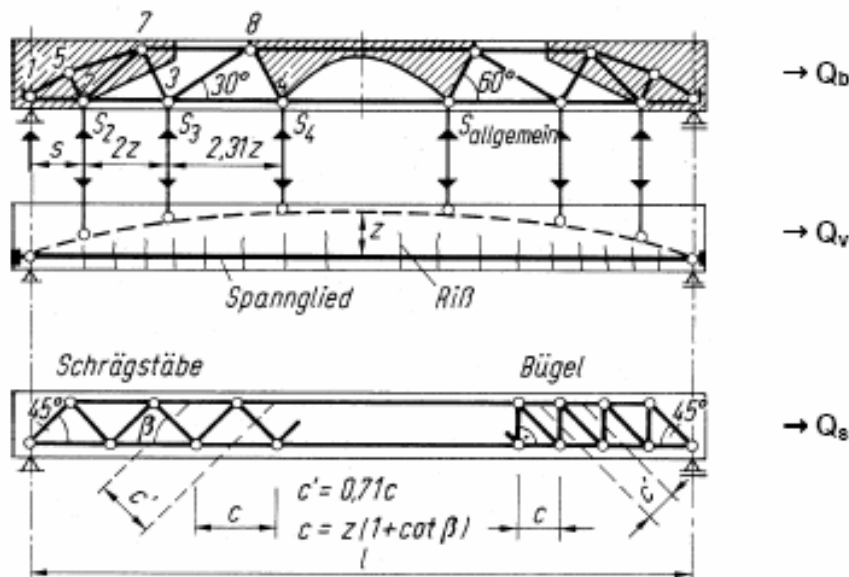


Abbildung 2.1: Modell nach Specht [Specht 1986]

Für die bei unseren Versuchen vorliegende Platte ohne Schubbewehrung entfällt der Anteil Q_s . Somit ergibt sich die aufnehmbare Querkraft Q_{bF} nach Specht zu:

$$\begin{aligned}
 a/d \leq 1,5 & \quad Q_{bF} = 0,25bd\beta_R \sin\vartheta & \quad \text{mit } \vartheta = \arctan\left(\frac{0,87}{d}\right) \leq 60^\circ \\
 1,5 \leq a/d \leq f_F & \quad Q_{bF} = \left[0,050 + 0,075 \left(\frac{f_F - a/d}{f_F - 1,5} \right)^3 \right] b d \beta_R \\
 a/d \geq f_F & \quad Q_{bF} = 0,050 b d \beta_R
 \end{aligned} \tag{2.2}$$

mit

$$f_F = 3,3 + 25 \frac{\sqrt{\rho_1 [\%]}}{d [\text{cm}]} \quad 0,3\% \leq \rho_1 \leq 4\% \tag{2.3}$$

Hier sind d die statische Nutzhöhe, b die Querschnittsbreite bzw. mittragende Breite, ρ_1 der Längsbewehrungsgrad, f_F ein Hilfswert zur Einordnung der Schubschlankheit a/d , β_R die Festigkeit des Betons und ϑ die Druckstrebenneigung.

Der Einfluss der Schubschlankheit auf die Querkrafttragfähigkeit wurde durch Nie, Xiao und Chen siehe [Nie 2004], vgl. auch Abschnitt 2.6., bestätigt.

2.2 Mittragende Breite bei Stahlbetonplatten

2.2.1 Regelungen nach DASTb Heft 240

Der deutsche Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) hat in Heft 240 [Grasser 1991] Regelungen zur Berechnung der rechnerischen Lastverteilungsbreite von einachsig gespannten Platten unter Punkt-, Linien- und Rechtecklasten veröffentlicht. Diese Lastverteilungsbreite wird dort als mitwirkende Breite b_m bezeichnet und kann für die Querkraftbemessung, je nach Lagerung, aus den Zeilen 2, 5, 6, 9 und 10 in Abbildung 2.2 entnommen werden.

	1	2	3			4	
	Stat. System Schnittgröße	Mitwirkende Breite (rechn. Lastverteilungsbreite) b_m	Gültigkeitsgrenzen			Mitwirkende Breite b_m , gültig für durchgehende Linienlast ($t_x=l$) $t_y=0,05l$ $t_y=0,1l$	
1		$b_m = t_y + 2,5 \cdot x \left(1 - \frac{x}{l}\right)$	$0 < x < l$	$t_y \leq 0,8l$	$t_x \leq l$	$b_m = 1,36l$	
2		$b_m = t_y + 0,5 \cdot x$	$0 < x < l$	$t_y \leq 0,8l$	$t_x \leq l$	$b_m = 0,25l$	$b_m = 0,30l$
3		$b_m = t_y + 1,5 \cdot x \left(1 - \frac{x}{l}\right)$	$0 < x < l$	$t_y \leq 0,8l$	$t_x \leq l$	$b_m = 1,01l$	
4		$b_m = t_y + 0,5 \cdot x \left(2 - \frac{x}{l}\right)$	$0 < x < l$	$t_y \leq 0,8l$	$t_x \leq l$	$b_m = 0,67l$	
5		$b_m = t_y + 0,3 \cdot x$	$0,2l < x < l$	$t_y \leq 0,4l$	$t_x \leq 0,2l$	$b_m = 0,25l$	$b_m = 0,30l$
6		$b_m = t_y + 0,4 \cdot (l - x)$	$0 < x < 0,8l$	$t_y \leq 0,4l$	$t_x \leq 0,2l$	$b_m = 0,17l$	$b_m = 0,21l$
7		$b_m = t_y + x \left(1 - \frac{x}{l}\right)$	$0 < x < l$	$t_y \leq 0,8l$	$t_x \leq l$	$b_m = 0,86l$	
8		$b_m = t_y + 0,5 \cdot x \left(2 - \frac{x}{l}\right)$	$0 < x < l$	$t_y \leq 0,4l$	$t_x \leq l$	$b_m = 0,52l$	
9		$b_m = t_y + 0,3 \cdot x$	$0,2l < x < l$	$t_y \leq 0,4l$	$t_x \leq 0,2l$	$b_m = 0,21l$	$b_m = 0,25l$
10		$b_m = 0,2l_k + 1,5 \cdot x$ $b_m = t_y + 1,5 \cdot x$	$0 < x < l_k$ $0 < x < l_k$	$t_y < 0,2l_k$ $0,2l_k \leq t_y$ $\leq 0,8l_k$	$t_x \leq l_k$ $t_x \leq l_k$	$b_m = 1,35l_k$	
11		$b_m = 0,2l_k + 0,3 \cdot x$ $b_m = t_y + 0,3 \cdot x$	$0,2l_k < x < l_k$ $0,2l_k < x < l_k$	$t_y < 0,2l_k$ $0,2l_k \leq t_y$ $\leq 0,4l_k$	$t_x \leq 0,2l_k$ $t_x \leq 0,2l_k$	$b_m = 0,36l_k$	$b_m = 0,43l_k$

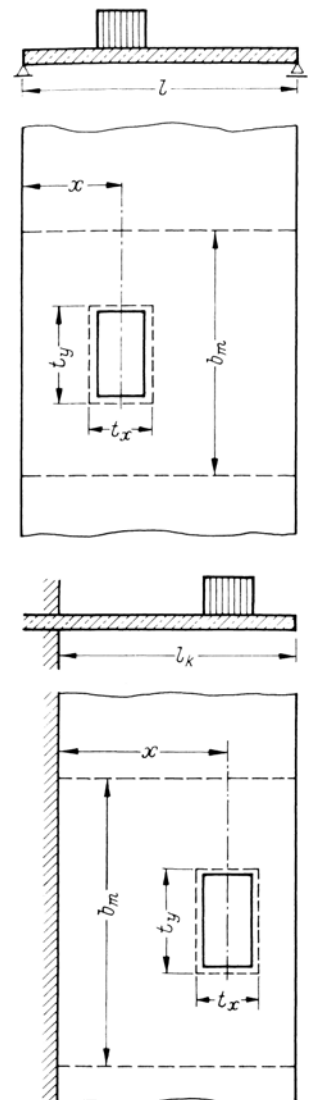


Abbildung 2.2: Anrechenbare mittragende Breite nach DASTb Heft 240

Für die Ermittlung der mitwirkenden Breite b_m darf eine Ausbreitung der Last unter 45° bis zur Plattenmittelfläche nach berücksichtigt werden.

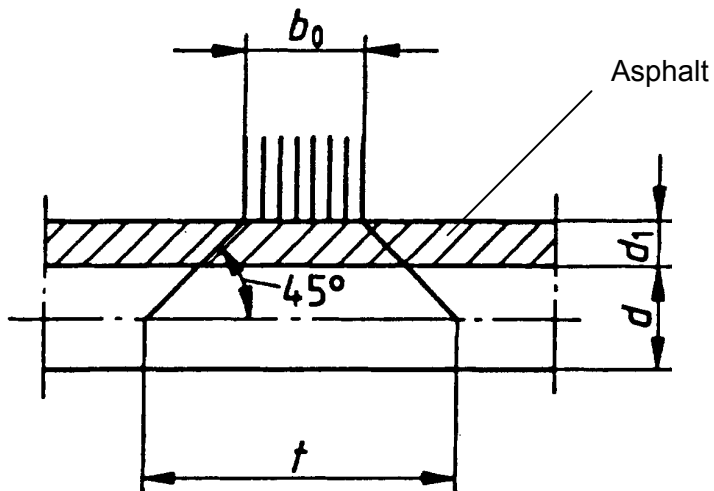


Abbildung 2.3: Lasteintragungsbreite

Die Lasteintragungsbreite bestimmt sich somit zu:

$$t_x, t_y = b_0 + 2d_1 + d \quad (2.4)$$

Hierin sind b_0 die Lastaufstandsweite, d_1 die Dicke einer lastverteilenden Deckschicht und d die Plattendicke. Bei randnahen Lasten darf die mitwirkende Breite nicht größer als die vorhandene Breite angesetzt werden und ist gegebenenfalls zu reduzieren (siehe Abbildung 2.4).

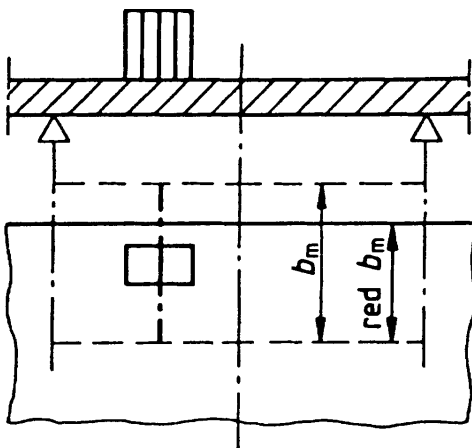


Abbildung 2.4: Reduzierte mitwirkende Breite nach Heft 240

2.2.2 Untersuchungen von Rombach und Velasco

Zur einfachen Bestimmung der Schnittgrößen auskragender Fahrbahnplatten veränderlicher Dicke von Brücken infolge der Radlasten nach DIN-Fachbericht 101 [DIN FB 101] haben Rombach und Velasco in [Rombach 2005] Diagramme und Formeln veröffentlicht, die aus numerischen Untersuchungen entstanden sind. Grundlage dieser Untersuchungen bildet das in Abbildung 2.5 dargestellte Modell des Ausschnitts einer Hohlkastenbrücke.

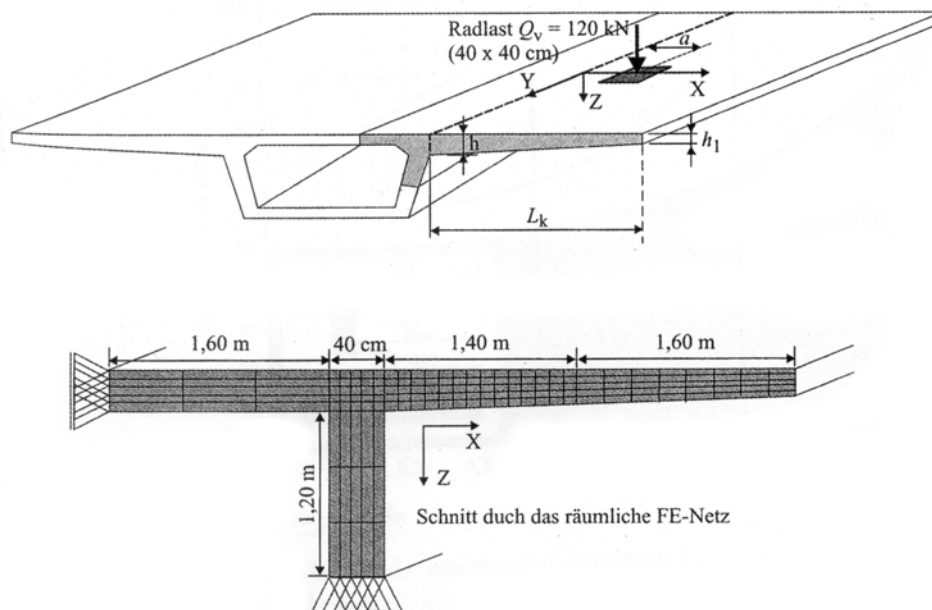


Abbildung 2.5: Das den Untersuchungen in [Rombach 2005] zugrunde liegende Modell

Im Rahmen einer Parameterstudie wurde die Kraglänge von $L_K = 2.0$ m bis 4.0 m und die Plattendicke an der Einspannstelle von $h = 20$ cm bis 60 cm variiert und somit der gesamte baupraktische Bereich abgedeckt. Die Plattendicke am freien Rand wurde mit $h_1 = 20$ cm konstant gehalten. Die Radlast von $Q = 120$ kN wurde auf einer Fläche von 40 cm x 40 cm als nachgiebige Gleichlast aufgebracht. Die Berechnung erfolgte unter Vernachlässigung der materiellen Nichtlinearität als räumliche Finite-Element-Untersuchung. Abbildung 2.6 zeigt die berechnete effektive Lastverteilungsbreite für Querkraft.

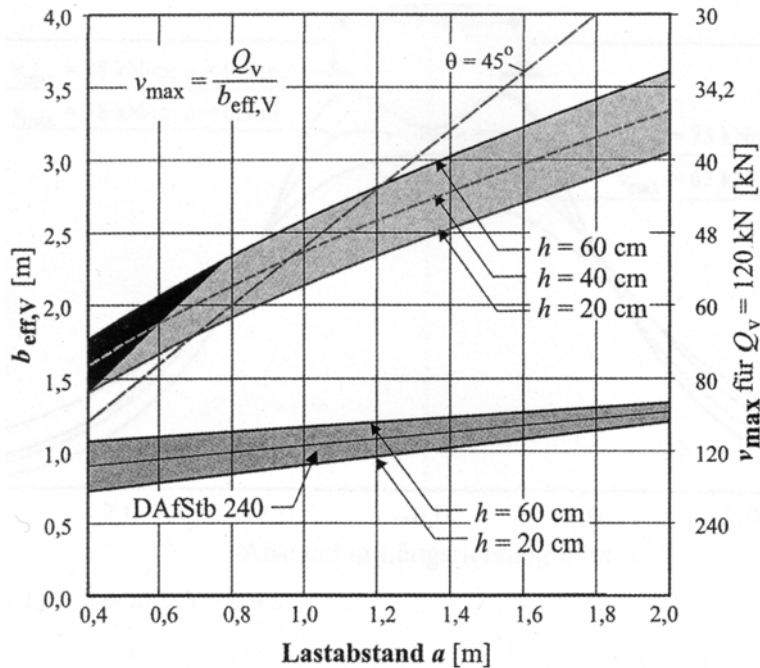


Abbildung 2.6: Effektive Lastverteilungsbreite für Querkraft nach [Rombach 2005]

Unter Anderem wurde mittels linearer Regression die nachfolgende Formel für die mittragende Breite für Querkraft entwickelt:

$$b_{\text{eff},v} = 0.60 + 0.95h + 1.15a \quad (2.5)$$

Diese Gleichung weist im Vergleich zu den sehr konservativen Bestimmungen aus Heft 240 [Grasser 1991] deutlich größere Bereiche als mittragend aus, siehe Abbildung 2.6. Das Diagramm zeigt zudem, dass die Regelungen aus Heft 240 nicht für eine wirtschaftliche Bemessung geeignet sind. Rombach betont allerdings, dass, wie auch aus Abbildung 2.6 klar hervorgeht, die in der Praxis gerne getroffene Annahme eines Lastausbreitungswinkels θ von 45° , ab einem Lastabstand von ca. $a = 1.0$ [m] zu unsicheren Ergebnissen führt und somit diese Annahme nicht geeignet ist, um die tatsächliche Veränderung der mittragenden Breite für Querkraft zu beschreiben.

2.3 Mitragende Breite bei Verbunddecken

2.3.1 Regelungen aus DIN 18800-5

Die deutsche Verbundbaunorm für den Hochbau [DIN 18800-5] enthält Regelungen über die mittragende Breite für Querkraft bei Verbunddecken. Abbildung 2.7 zeigt den Querschnitt einer typischen Verbunddecke.

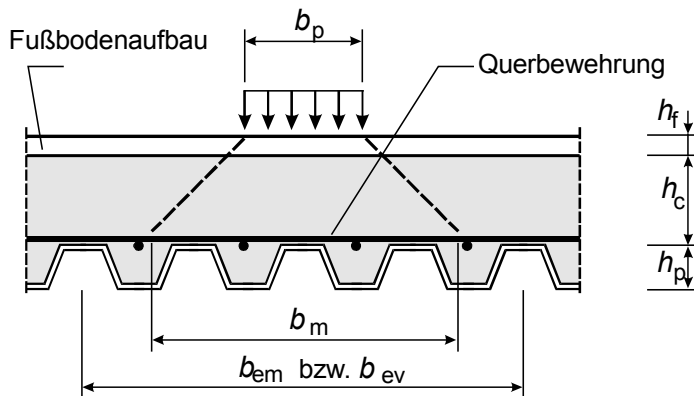


Abbildung 2.7: Lasteintragungsbreite und mittragende Breite nach [DIN 18800-5]

Mit der Dicke der Deckschicht h_f , der Aufbetondecke oberhalb der Rippen h_c und der Lastaufstandsweite rechtwinklig zur Spannrichtung b_p ergibt sich die Lasteintragungsbreite b_m zu:

$$b_m = b_p + 2(h_c + h_f) \quad (2.6)$$

Die mittragende Breite für Querkraft b_{ev} ergibt sich für $b_m \leq 0.4L$ zu:

$$b_{ev} = b_m + L_p \left(1 - \frac{L_p}{L} \right) \leq b \quad (2.7)$$

Hierbei ist L_p der Abstand des Schwerpunktes der Last zum benachbarten Auflager, L die Spannweite und b die Plattenbreite. Diese Gleichung ist identisch mit der in [DIN EN 1994-1-1] enthaltenen, lediglich die Beschränkung der Lastbreite auf die 0.4-fache Spannweite wurde in der deutschen Norm ergänzend hinzugefügt.

2.3.2 Ansatz von Däuwel

Im Rahmen seiner Dissertation [Däuwel 2001] untersuchte Däuwel das Tragverhalten von Verbunddecken mit hohen Trapezprofilblechen.

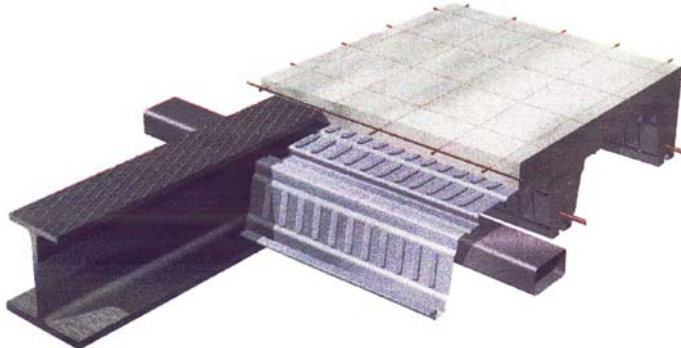


Abbildung 2.8: Verbunddecke mit hohen Trapezprofilblechen nach [Däuwel 2001]

Ihm gelang es anhand eines Großversuchs und mittels umfangreicher numerischer Untersuchungen für den Fall einer parallel zu den Rippen verlaufenden Gleichstreckenlast praxisgerechte Formeln zur Berechnung der mittragenden Breite zu erarbeiten. Bei Verwendung hoher Trapezblechprofile warnt er ausdrücklich vor einer Anwendung der Regelungen aus [DIN EN 1994-1-1] und [DIN 18800-5] bei der Querkraftbemessung, da nach seinen Angaben die mittragende Breite erheblich überschätzt würde und gibt für einfeldrige Platten im Stützbereich folgende Gleichung an:

$$b_{ev} = b_R + 0.05 L + 110 \left(0.75 - \frac{h_p}{h} \right) \frac{L}{500} + 0.04 (600 - R) \frac{L}{500} \quad (2.8)$$

Für die Querkraftbemessung im Stützbereich durchlaufende Platten gleicher Stützweite schlägt er folgende Gleichung vor:

$$b_{ev} = b_R + 0.044 L + 60 \left(0.75 - \frac{h_p}{h} \right) \frac{L}{500} + 0.033 (600 - R) \frac{L}{500} \quad (2.9)$$

Hierin ist b_{ev} die mittragende Breite für Querkraft, b_R die Breite einer Rippe, L die Spannweite, h_p/h das Verhältnis von Profilblechhöhe zu Deckenhöhe und R der Rippenabstand in [mm].

2.4 Mittragende Breite bei Verbundträgern

2.4.1 Ansatz nach Bode, Stengel, und Künzel

Bode, Stengel und Künzel haben in [Bode 1994a] und [Bode 1994b] ein Rechenmodell für Stahlverbundträger mit großen Stegausschnitten vorgestellt, das auf der Stabwerkstheorie basiert. Dieses Modell wurde innerhalb eines AiF-Forschungsprojektes, das 15 Verbundträgerversuche umfasste, entwickelt und ermöglicht die rechnerische Erfassung des Bruchzustandes auf Basis plastischer Querschnittstragfähigkeiten. Zunächst findet eine Zerlegung des globalen Biegemoments in Druck- und Zugkraft in den Restquerschnitten statt. Danach erfolgt die Berechnung der Sekundärmomente an den vier Rändern der Teilbereiche (siehe Abbildung 2.9) und schließlich eine Kontrolle mittels Gleichgewichtsbedingungen.

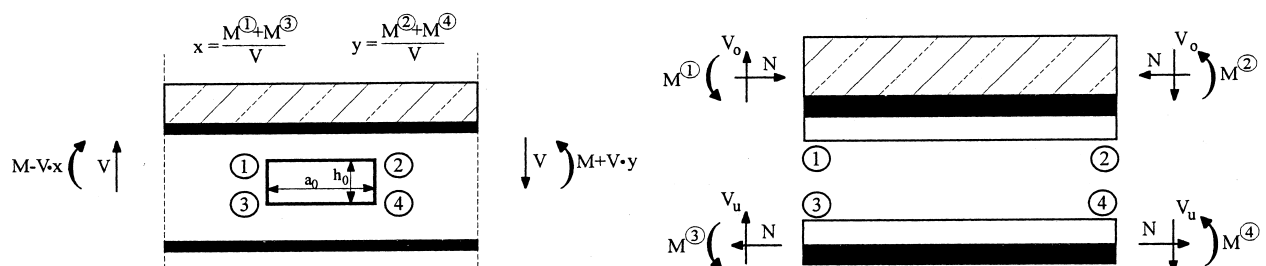


Abbildung 2.9: Stabendschnittgrößen am Stegausschnitt

Da die Verwendung eines Stabwerkmodells Annahmen über die mittragende Breite b_m erfordert, werden differenziert für globale und lokale Tragwirkungen nachfolgende Gleichungen eingeführt. Die globale mittragende Breite für Biegebeanspruchung ergibt sich zu:

$$b_{m,g} = l_0 / 3 \quad (2.10)$$

Hierin ist l_0 der Abstand zwischen den Momentennullpunkten. Die lokale mittragende Breite für Querkraftbeanspruchung berechnet sich zu:

$$b_{m,l} = e_q + 3.5d \quad (2.10)$$

Dabei sind e_q der Querabstand der Kopfbolzen und d die Dicke des Betongurtes. Der Faktor 3.5 ergibt sich aus dem typischen Versagensbild von Pushout-Versuchen mit Kopfbolzen, die einen gegenüber der Horizontalen um ca. 30° geneigten Ausbruchkegel aufweisen.



2.5 Untersuchungen zum Betonquerkraftanteil bei Verbundträgern

2.5.1 Ansatz von Zhou

Zhou ermittelt in seiner Dissertation [Zhou 1998] die Schubspannungen des Stahlstegs bzw. des Betongurts nach Gleichung:

$$\tau_c = \frac{\alpha G_c}{\alpha G_c A_{ct} + G_s A_s} \cdot V_t \quad (2.12)$$

bzw.

$$\tau_{St} = \frac{G_s}{\alpha G_c A_{ct} + G_s A_s} \cdot V_t \quad (2.13)$$

Dabei ist:

- τ_c Schubspannung des Betongurts
- τ_{St} Schubspannung im Stahlsteg
- G_c elastischer Schubmodul des Betons
- G_{St} elastischer Schubmodul des Stahls
- α Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung der Rissbildung $\alpha = 0,5$
- A_{ct} Betonfläche zur Abtragung der Schubspannung $A_{ct} = b_t \cdot t_c$
- A_{St} Stahlfläche zur Abtragung der Schubspannung $A_{St} = (t_f + s_s) \cdot t_w$
- V_t Querkraft

Bei diesem Ansatz wird von einem dünnwandigen Stahlprofil ausgegangen, somit tragen die Stahlflansche nicht wesentlich zur Querkraftabtragung bei.

Die 50%ige Reduktion der Schubsteifigkeit des Betons infolge Rissbildung scheint zu pauschal zu sein. Die quantitative Bestimmung des Wertes konnte nicht nachvollzogen werden.

Die Untersuchungen an Einfeldverbundträgern mit großen Stegöffnungen zeigen nach [Zhou 1998] eine Verteilung bei Traglastniveau von 92,3% im Betongurt (B45, $A=h*b=16\text{cm}*100\text{cm}$) zu 7,7% im Stahlträger (HE 300 A, St37, Stegöffnung $h/b=20/40\text{cm}$).

2.5.2 Veröffentlichung durch Liang, Uy, Bradford und Ronagh

Liang, Uy, Bradford und Ronagh [Liang 2004] addieren bei einem Stahlträger mit einer Betonplatte (ohne Verbundwirkung) die Tragfähigkeiten der Einzelteile:

$$V_0 = V_c + V_s \quad (2.14)$$

Hierbei sind V_c die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts und V_s die Querkrafttragfähigkeit des Stahlträgers. Die Tragfähigkeit des Betongurts ergibt sich zu:

$$V_c = \beta_1 (f'_c)^{1/3} A_{ce} \quad (2.15)$$

Mit:

$$\beta_1 = 1,21$$

f'_c Zylinderdruckfestigkeit des Betons

A_{ce} effektive Scherfläche des Betongurts $A_{ce} = (b_f + D_c) D_c$

b_f Flanschbreite Stahlträger, D_c Höhe Betongurt

Die Querkrafttragfähigkeit des Stahlprofils wird allein dem Steg zugewiesen und berechnet sich zu:

$$V_s = 0.6 \alpha_w f_{yw} d_w t_w \quad (2.16)$$

Hierbei sind:

α_w Reduktionsfaktor infolge Stegbeulen

f_{yw} Streckgrenze

d_w Steghöhe

t_w Stegdicke

Um die höhere Querkrafttragfähigkeit durch Verbundwirkung zu berücksichtigen, schlagen Liang, Uy, Bradford und Ronagh nachfolgende Formel vor:

$$V_{uo} = V_0 (1 + \beta_2 \sqrt{\beta}) \quad (2.17)$$

Hierbei ist V_0 die Querkrafttragfähigkeit nach Gl. (2.14), β der Verdübelungsgrad des Verbundträgers und β_2 ein Beiwert der für Zwischenaufleger zu 0,092 und für Endauflager zu 0,295 vorgeschlagen wird.

2.5.3 Dissertation Fries [Fries 2001]

Fries hat in seiner Dissertation [Fries 2001] das Tragverhalten von Flachdecken mit Hutprofilen untersucht. Im Rahmen seiner Arbeit wurde die Querkrafttragfähigkeit der Teilquerschnitte für einen Einfeldträger unter Gleichstreckenlast q mit Hilfe einer Differentialgleichung wie folgt bestimmt:

Querkraftanteil im Stahl:

$$V_a(x) = -\frac{K}{e_{\parallel}} \cdot \left[\gamma \cdot q \cdot x - \frac{\gamma \cdot q}{\alpha} \cdot \operatorname{sech}\left(\alpha \cdot \frac{L}{2}\right) \cdot \sinh(\alpha \cdot x) \right] \cdot \left[\frac{h_a}{2} - \frac{I_a}{I_V} \cdot a_{St} \right] - \frac{I_a}{I_V} \cdot q \cdot x \quad (2.18)$$

Querkraftanteil im Beton:

$$V_c(x) = -\frac{K}{e_{\parallel}} \cdot \left[\gamma \cdot q \cdot x - \frac{\gamma \cdot q}{\alpha} \cdot \operatorname{sech}\left(\alpha \cdot \frac{L}{2}\right) \cdot \sinh(\alpha \cdot x) \right] \cdot \left[\left(\frac{h_c}{2} + h_p \right) - \frac{k_c \cdot I_c / n_0}{I_V} \cdot a_{St} \right] - \frac{k_c \cdot I_c / n_0}{I_V} \cdot q \cdot x \quad (2.19)$$

Hierbei sind:

e_{\parallel}	[m]	Abstand der Verbindungsmittel in Längsrichtung
K	[kN/m]	Steifigkeit eines Verbindungsmittels oder der Verbundfuge
k_c	$= n_0 / n_{\infty}$	[-]
q	[kN/m]	Gleichstreckenlast
α^2	$= K / (e_{\parallel} \cdot E_a \cdot I_V \cdot \omega)$	[1/m ²]
h_a	[m]	Höhe des Baustahlträgers
h_c	[m]	Höhe des Betongurtes
h_p	[m]	Höhe des Profilbleches
I_a	[m ⁴]	Eigenträgheitsmoment des Baustahlträgers
I_c	[m ⁴]	Eigenträgheitsmoment des Betongurtes
k_c	[-]	Kriechfaktor des Betons
I_V	[m ⁴]	Ideelles Trägheitsmoment des Verbundträgers
L	[m]	Spannweite des einfeldrigen Verbundträgers
x	[m]	Laufvariable von der Symmetrieachse des Verbundträgers
n_0	[-]	Reduktionszahl zum Zeitpunkt $t = 0$
n_{∞}	[-]	Reduktionszahl zum Zeitpunkt $t = \infty$
a_{St}	[m]	Abstand der Schwerlinie von Beton- und Baustahlgurt
A_V	[m ²]	Ideelle Querschnittsfläche des Verbundträgers

$$\gamma = e_{\parallel} \cdot \omega \cdot a_{St} / K \quad [m/kN]$$

$$\omega = 1 / (a_{St}^2 + I_V / A_V) \quad [1/m^2]$$

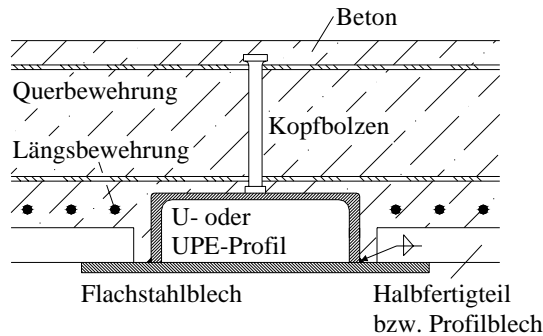


Abbildung 2.10: Querschnitt eines Verbundträgers mit Hutprofil

Die Herleitung und die notwendigen Modellannahmen sind der Arbeit von Fries [Fries 2001] zu entnehmen.

2.6 Einfluss der Schubschlankheit nach Nie, Xiao und Chen

Von Nie, Xiao und Chen wurde in China ein Versuchsprogramm, bestehend aus 16 Verbund- und zwei reinen Stahlträgern, durchgeführt und die Ergebnisse in [Nie 2004] veröffentlicht. Ziel dieser Untersuchungen war es, den Querkraftanteil, der vom Betongurt abgetragen wird, zu quantifizieren. Die Versuchsträger wurden als Einfeldträger ausgebildet und die Belastung symmetrisch durch zwei Einzellasten aufgebracht (siehe Abbildung 2.11).

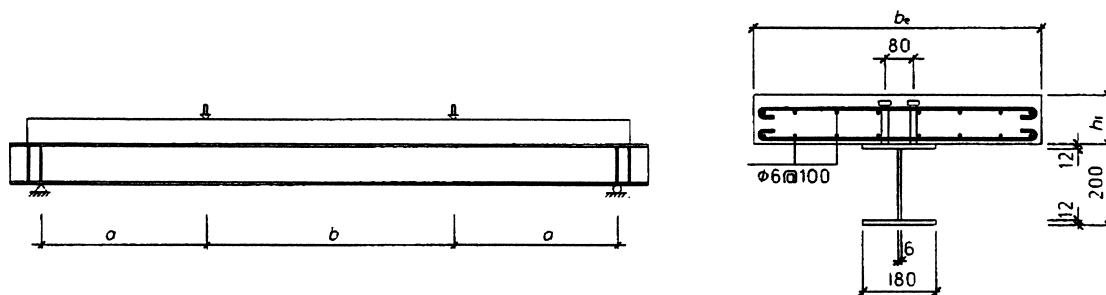


Abbildung 2.11: Statisches System und Aufbau der Versuchsträger nach [Nie 2004]

Es wurde neben der Breite $b_f = 48$ cm bis 68 cm und der Dicke $h_f = 10$ cm bis 14 cm der Betongurte im Wesentlichen die Schubschlankheit, als das Verhältnis des Abstands a der Last zum Lager und der Trägerhöhe h , mit $\lambda = 1$ bis 4 variiert. Nachdem der Querkraftanteil unter Berücksichtigung des Stahlfließens ermittelt wurde, konnte der Anteil an der Gesamtquerkraft, der vom Betongurt abgetragen wird, berechnet werden. Um die Zusammenhänge deutlich darstellen zu

können, wurde weiter zwischen zwei Schubschlankheiten unterschieden, der Schubschlankheit des gesamten Verbundträgers:

$$\lambda = \frac{a}{h} \quad (2.20)$$

und der Schubschlankheit des reinen Betongurtes:

$$\lambda_f = \frac{a}{h_f} \quad (2.21)$$

Der Querkraftanteil im Betongurt V_{uc} wurde auf das Produkt aus der Querschnittsfläche des Betons und der Wurzel aus der Betondruckfestigkeit f'_c mittels folgender Gleichung normiert

$$y = \frac{V_{uc}}{\sqrt{f'_c} b_f h_f} \quad (2.22)$$

und in Abbildung 2.12 gegen die entsprechende Schubschlankheit aufgetragen.

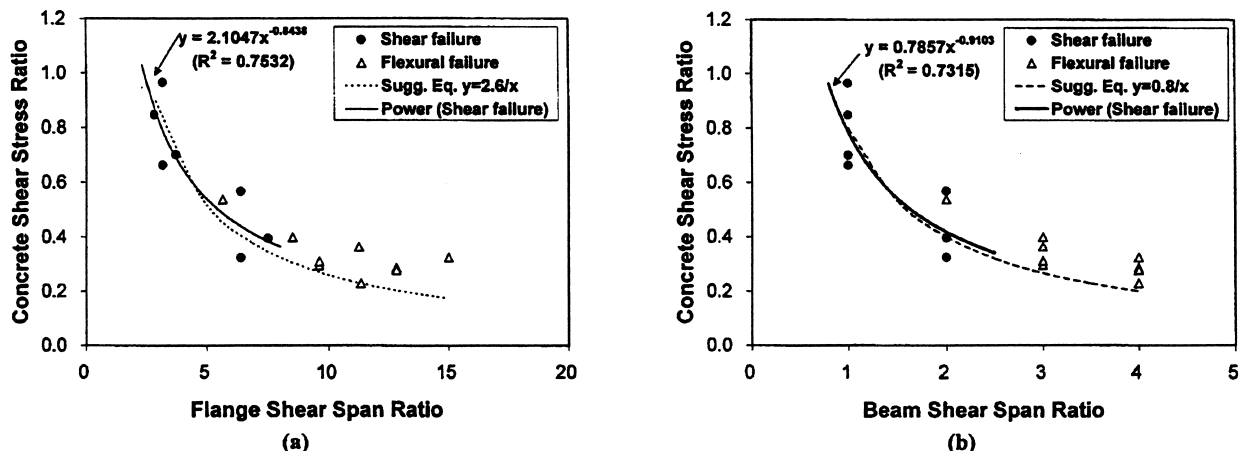


Abbildung 2.12: Einfluss der Schubschlankheit auf die Querkraft im Beton nach [Nie 2004]



2.7 Schluss

Trotz intensiver Literaturrecherche konnten keine gezielten Versuche von Slim-Floor Träger zur Ermittlung ihrer mittragenden Breite für Querkraft gefunden werden. In diesem Zusammenhang wurde festgestellt, dass im Allgemeinen die Modelle und Berechnungsannahmen zur Querkrafttragfähigkeit bzw. zur mittragenden Breite für Querkraft sich sehr stark unterscheiden. Es konnte gezeigt werden, dass der Einfluss des Betongurts nicht vernachlässigbar ist. Aus diesem Grund sind Versuche und weiterführende Parameterstudien zur mittragenden Breite für Querkraft notwendig.

3 Versuchsvorbereitung

In Teilen nach [Seitz 2005]

3.1 Allgemeines

Im Juni und Juli 2005 wurden fünf Trägerversuche an der MPA Stuttgart durchgeführt. Um den Einfluss der Steifigkeit des Betongurtes und auch das Verhältnis der Steifigkeiten zwischen Stahlträger und Betongurt abzubilden, wurden unterschiedliche Betongurtdicken und -breiten geprüft. Alle Gurtbreiten wurden jedoch größer als die mittragende Breite nach Bode und Stengel ausgeführt. Um kein vorzeitiges Biegeversagen zu erreichen, sollte die Lasteinleitung möglichst nahe am Auflager erfolgen. Um jedoch zu verhindern, dass sich eine direkte Druckstrebe von der Lasteinleitung zum Auflager ausbildet, wurde eine Schubschlankheit a/d von mindestens 4 gewählt. Von Nie et al. [Nie 2004] wurde ein erheblicher Einfluss der Schubschlankheit auf die Tragfähigkeit des Stahlbetongurtes festgestellt. Daher wurde bei einem Träger die Schubschlankheit variiert. Das Versuchsprogramm ist in Tabelle 3.1 aufgeführt.

Tabelle 3.1: Parametervarianten der Versuchsträger

Träger	Breite [cm]	Dicke d [cm]	Abstand Lasteinleitung zum Lager a [cm]	Schubschlankheit a/d
SF-Q1	125,0	26	104	4
SF-Q2	175,0	26	104	4
SF-Q3	250,0	32	128	4
SF-Q4	250,0	26	104	4
SF-Q5	250,0	26	130	5

Als Querschnitt des Stahlprofils wurde ein geschweißtes T-Profil gewählt, vgl. Abbildung 3.1. Um ein vorzeitiges Biegeversagen der Träger zu vermeiden, wurde der Untergurt des Stahlträgers aus S 355 mit 30 mm sehr dick ausgeführt. Damit es während der Versuche zum Plastizieren der Stege kam, wurden sie aus S 235 mit nur 8 mm Dicke hergestellt. Auf Querkraftbewehrung wurde, abgesehen im Bereich der Kopfbolzendübel, vollständig verzichtet.

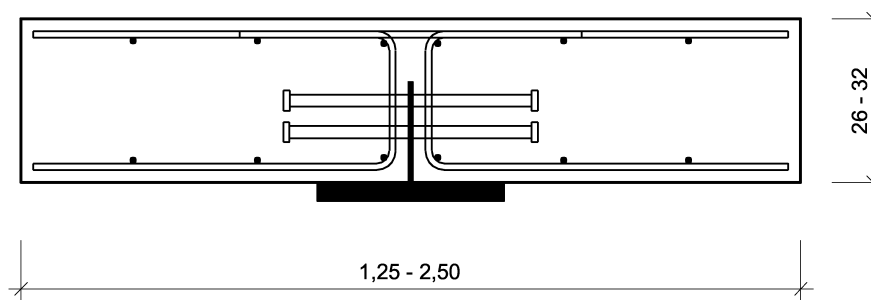


Abbildung 3.1: Versuchsträgerquerschnitt aus [Seitz 2005]

Am Institut für Konstruktion und Entwurf wurden in den letzten Jahren umfangreiche Forschungsarbeiten zu einer randnahen Ausbildung der Kopfbolzendübel, den so genannten Liegenden Kopfbolzen durchgeführt, vgl. z. B. [Kür2004]. Die Ergebnisse dieser Forschungstätigkeit, die alle mit Hilfe von Push-out Versuchen erzielt wurden, werden durch diese Versuche um Erkenntnisse zum Verhalten von Trägern mit liegenden Kopfbolzendübeln erweitert.

Hier ging es insbesondere um den Schlupf in der Dübelfuge. Die Träger wurden aber vollständig verdübelt, um eine maximale Querkraftübertragung in den Beton zu erhalten.

3.2 Trägergeometrie

Die Versuchsträger besaßen alle eine Länge von 5.00 m. Die Trägerbreite variierte von 1.25 m bis 2.50 m, während die Höhe des Betongurtes zu 26 cm (SF-Q1, SF-Q2, SF-Q4, SF-Q5) bzw. 32 cm (SF-Q5) gewählt wurde.

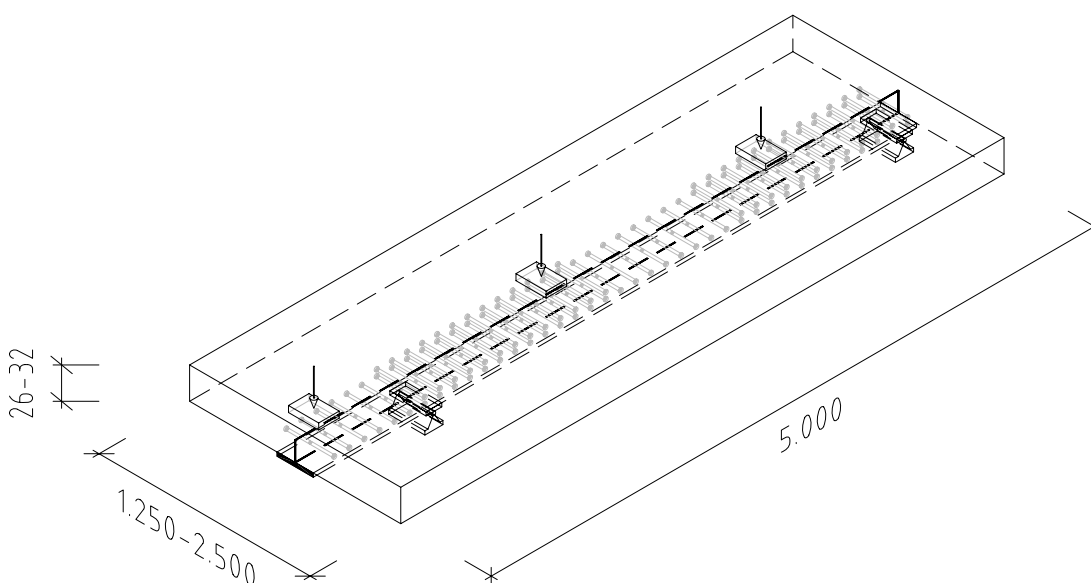


Abbildung 3.2: Isometrische Darstellung der Versuchsträger aus [Seitz 2005]

Die genauen Abmessungen sind der nachfolgenden Tabelle 3.2 zu entnehmen.

Tabelle 3.2: Abmessungen Versuchsträger

Versuchsträger	SF-Q1	SF-Q2	SF-Q3	SF-Q4	SF-Q5
Trägerlänge in [cm]	500	500	500	500	500
Trägerbreite in [cm]	125	175	250	250	250
Dicke des Betongurtes in [cm]	26	26	32	26	26

Die Versuchsträger wurden als Beton-Stahl-Verbundträger ausgeführt. Der Stahlprofil war \perp -Profil, das durch Verschweißen zweier Bleche 8x160mm (Steg, S 235) und 30x300 (Flansch S 355) entstand. Die Schweißnaht wurde als K - Naht ausgeführt. Um eine vollständige Verdübelung ($\eta = 1.0$) des Verbundträgers zu gewährleisten, werden die verwendeten Kopfbolzen des Typs KÖCO KKB 19x200 in Teilbereichen 2-lagig angeordnet (vgl. Abbildung 3.3). Der horizontale Abstand betrug gleich bleibend 125mm. Um die planmäßige Verbundwirkung Die Anordnung der Kopfbolzendübel war bei allen fünf Versuchsträgern identisch.

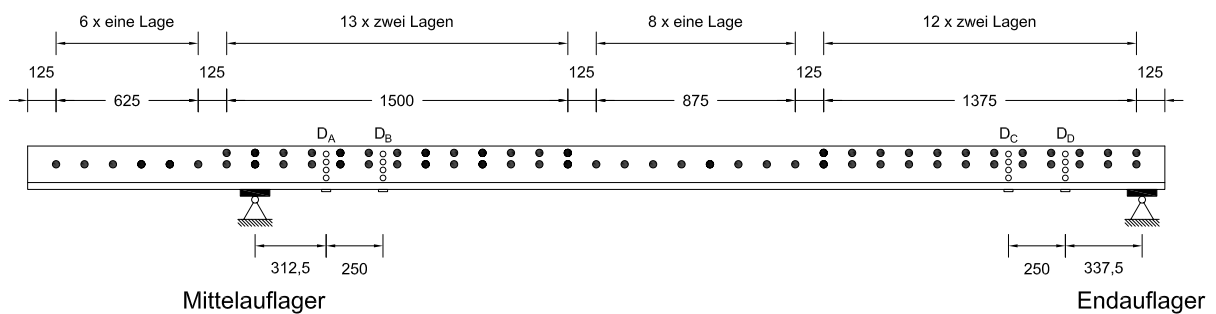


Abbildung 3.3: Anordnung der Kopfbolzendübel in [mm] aus [Seitz 2005]

Der Betongurt wurde mit BSt 500 S nach DIN 488 bewehrt. Als Längsbewehrung (vgl. Abbildung 3.4) wurde in der oberen und unteren Lage jeweils Stabstahl $\varnothing 10/20$ cm ($2 \cdot 3,93 \text{ cm}^2/\text{m}$) verlegt. In Querrichtung wurden in der unteren Lage $\varnothing 12/12.5$ cm, in der oberen Lage $\varnothing 12/12.5$ cm angeordnet. Auf die Stegbügel wurde an den freien Rändern (in Trägerlängsrichtung) verzichtet. Um den Querkzug infolge der liegenden Kopfbolzen aufzunehmen, wurden hier Steckbügel angeordnet (vgl. Abbildung 3.5 bzw. Abbildung 3.6)



Abbildung 3.4: Bewehrung des Versuchsträgers SF-Q5

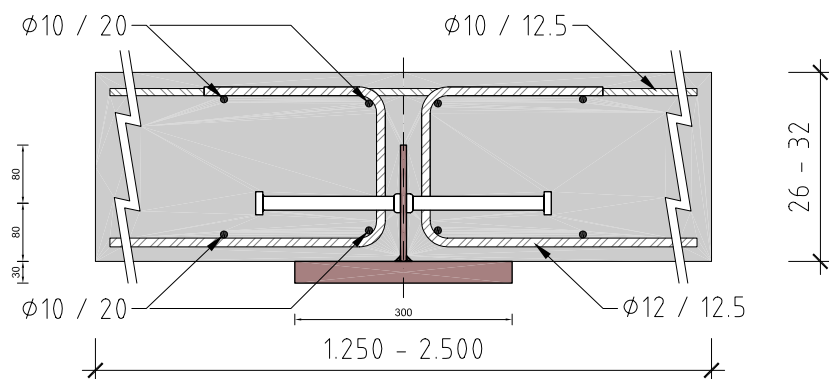


Abbildung 3.5: Versuchsträgerquerschnitt mit einer Lage Kopfbolzendübel [Seitz 2005]

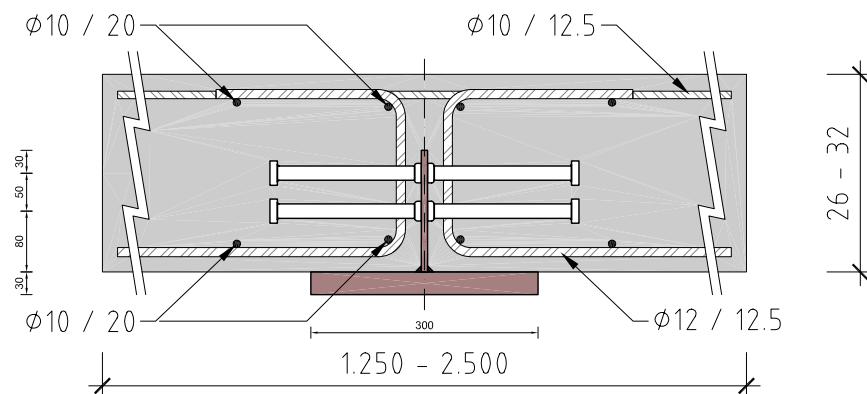


Abbildung 3.6: Versuchsträgerquerschnitt mit zwei Lagen Kopfbolzendübel [Seitz 2005]

3.3 Messeinrichtungen

3.3.1 Lage und Art

Es wurden die in Tabelle 3.3 aufgeführten Messeinrichtungen verwendet. Die Lage der Messeinrichtungen variierte auf Grund der unterschiedlichen Trägergeometrien und ist in Abbildung 3.7 für den Probekörper SF-Q1 dargestellt.

Für die restlichen Versuchskörper sei hier auf den Anhang A.4 verwiesen.

Tabelle 3.3: Art und Bezeichnung der verwendeten Messeinrichtungen

Bezeichnung	Art	Typ	Hersteller	Messgröße
S_{TM 1-7}	Setzdehnmesser	Eigenbau	FMPA	Betondehnungen
S_{LE 1-6}	Setzdehnmesser	Eigenbau	FMPA	Betondehnungen
W_{TM 1-6}	Wegaufnehmer	PMW	IBS Hühne	Betondehnungen
W_{LE 1-6}	Wegaufnehmer	PMW	IBS Hühne	Betondehnungen
W_{Kragarm}	Wegaufnehmer	TRS 100	novotechnik	Durchbiegung
W_{Mitte}	Wegaufnehmer	TRS 100	novotechnik	Durchbiegung
W_{S KA}	Wegaufnehmer	TRS 25	novotechnik	Schlupf
W_{S MAL}	Wegaufnehmer	TRS 25	novotechnik	Schlupf
W_{S EAL}	Wegaufnehmer	TRS 25	novotechnik	Schlupf
W_{DO 1-4}	Wegaufnehmer	TRS 50	novotechnik	Dickenänderung
W_{DU 1,4}	Wegaufnehmer	TRS 25	novotechnik	Dickenänderung
W_{DU 2,3}	Wegaufnehmer	TRS 50	novotechnik	Dickenänderung
D_{A-D}	DMS-Gruppe	FRA-6-11 FLA-6-11	Tokoy Kenkyujo Co., Ltd	Sokki Stahldehnungen
D_{TM}	Dehnmessstreifen	FLA-6-11	Tokoy Kenkyujo Co., Ltd	Sokki Stahldehnung
D_{LE}	Dehnmessstreifen	FLA-6-11	Tokoy Kenkyujo Co., Ltd	Sokki Stahldehnung
W_{Riss 1-4}	Wegaufnehmer	PMW	IBS Hühne	Rissbreiten

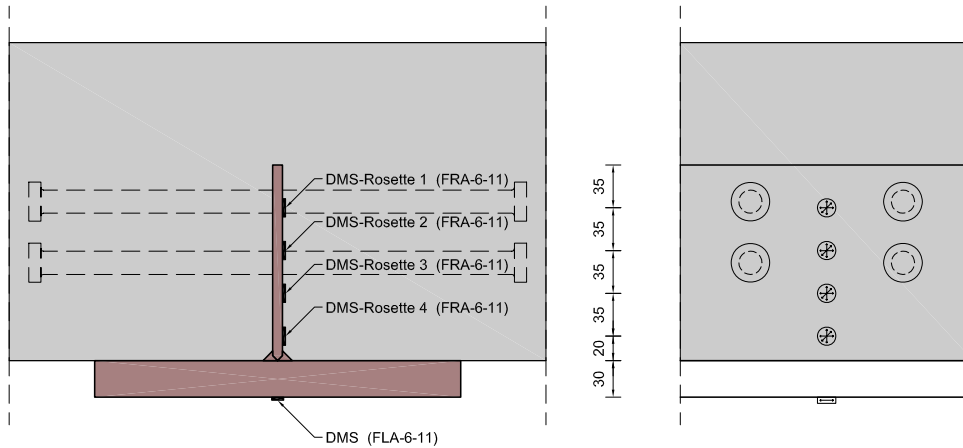


Abbildung 3.8: Lage der DMS-Rosetten aus [Seitz 2005]

Zusätzlich zu den DMS-Gruppen war mittig zwischen den Lasteinleitungspunkten bei allen Versuchsträgern ein Dehnmessstreifen an der Unterseite des Stahlflansches angebracht.

Die Berechnung der Spannungen erfolgte nach [Schnell 1998] (vg. Abbildung 3.9) entsprechend:

$$\begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} = \frac{E}{1-\mu^2} \begin{bmatrix} \mu \varepsilon_a + \varepsilon_b \\ \varepsilon_a + \mu \varepsilon_b \\ \frac{\mu-1}{2} (\varepsilon_a + \varepsilon_b - 2\varepsilon_c) \end{bmatrix} \quad (3.1)$$

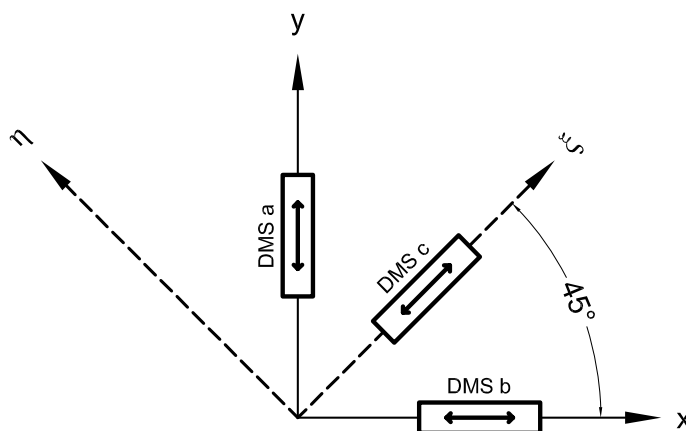


Abbildung 3.9: Spannungen an DMS-Rosetten

3.3.3 Wegaufnehmer



Abbildung 3.10: Wegaufnehmer TRS am Kragarmende

Es wurden induktive Wegaufnehmer von zwei verschiedenen Herstellern eingesetzt. Zur Aufnahme der Durchbiegungen und der Dickenveränderung des Betongurtes, sowie des relativen Schlupfes zwischen Beton und Baustahl wurden potentiometrische Wegaufnehmer der Baureihen TRS 25, TRS 50 und TRS 100 der Firma novotechnik verwendet (Bsp. Abbildung 3.10) Zur Aufnahme der Dehnungen des Betongurtes an der Trägerunterseite kamen, wie auch zur Messung der Verbreiterung bestimmter Risse, potentiometrische Miniatur-Wegtaster vom Typ PMW der IBS Hühne GmbH zum Einsatz (vgl. Abbildung 3.11)



Abbildung 3.11: Wegaufnehmer PMW an der Trägerunterseite

3.3.4 Setzdehnungsmesser

Zur Messung der Betondehnungen an der Trägeroberseite wurden induktive Setzdehnungsmesser eingesetzt. Diese Setzdehnungsmesser sind ein Eigenbau der FMFA und somit nicht auf dem freien Markt erhältlich. Sie besitzen eine Messlänge von 200 mm und zeichnen die Dehnungsentwicklung in diesem Bereich auf. In Abbildung 3.12 ist ein solcher Setzdehnungsmesser dargestellt. Die Messung der Betondehnungen an der Ober- und Unterseite des Betongurtes erfolgte, mit Ausnahme von SF - Q2, jeweils genau übereinander liegend. In Kombination mit den Dehnungen an der Trägerunterseite können somit Teilschnittgrößen (Biegemomente und Normalkräfte) des Betongurtes ermittelt werden. Sie dienen u. a. auch zur Ermittlung der mittragenden Breite für Biegung [Kuhlmann 2006][Rieg 2006].



Abbildung 3.12: Setzdehnungsmesser an der Trägeroberseite

3.4 Statisches System und Belastung

3.4.1 Lagerung

Die Lagerung der Versuchsträger erfolgte mittels in Trägerlängsrichtung frei drehbaren Lagerkonstruktionen. Hierfür wurden spezielle Stahlplatten mit eingefrästen Ausrundungen und zwischenliegenden Stahlzylindern auf massiven Lagerböcken angeordnet. Um eine statisch bestimmte Lagerung und somit die freie Verschiebbarkeit eines Lagers zu gewährleisten, wurde im Bereich des Mittelaufagers zwischen Flansch und Lagerplatte eine PTFE-Schicht angeordnet. Abbildung 3.13 zeigt die Lagerkonstruktion des Mittelaufagers. Sowohl die Art der Lagerung, als auch die Position der Auflager war bei allen Versuchsträgern identisch.

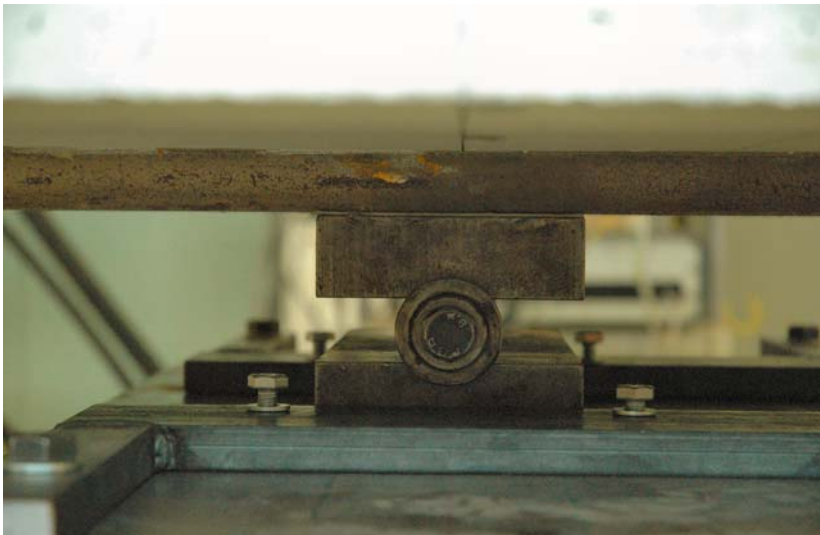


Abbildung 3.13: Mittelaufleger mit Lagerkonstruktion

3.4.2 Kragarmlast

Die Belastung des Kragarms erfolgte mittels eines Hydraulikzylinders und wurde kraftgesteuert aufgebracht. Zwischen Hydraulikzylinder und Träger wurde zur Messung des Lastniveaus ein HBM Kraftaufnehmer vom Typ C6A angeordnet. Um eine lotrechte Kräfteinleitung zu gewährleisten, wurde oberhalb der Kraftmessdose ein Kalottengelenk eingebaut. Auf Grund des beschränkten Zylinderhubes wird mit mehreren Stahlplatten unterfüttert.

Zwischen den Stahlplatten waren PTFE-Schichten angeordnet, um Zwang aus behinderter Längsverschiebung zu vermeiden. Die eigentliche Kräfteinleitung in den Träger erfolgt über ein 25 cm breites und 17 cm langes Elastomerlager mit einer Dicke von 42 mm. Der genaue Aufbau ist in Abbildung 3.14 abgebildet. Ziel der Belastung des Kragarms war es, ein negatives Mo-

ment im Bereich des Mittelaufagers zu erzeugen, um somit Aussagen über gerissene Betongurte, wie sie bei Durchlaufträgern oder auch planmäßigen Einspannungen vorliegen, zu treffen. In einem ersten Schritt, der sogenannten Vorbelastung, wurde am Tag vor dem eigentlichen Versuch die Belastung auf den Kragarm aufgebracht.



Abbildung 3.14: Kragarmbelastung

3.4.3 Hauptlast

Die eigentliche Hauptbelastung fand durch eine weggesteuerte Hydraulikpresse statt. Über ein Kalottengelenk wurde die Pressenkraft durch eine 7.7 mm starke Stahlplatte zentrisch in den Lastverteilungsträger, eingeleitet. Eine PTFE-Schicht zwischen Lastverteilungsträger und Lagerkonstruktion verhinderte die Entstehung einer Normalkraft im Versuchsträger. Abbildung 3.15 zeigt den Lastverteilungsträger und die Lasteinleitungsstrukturen der Versuchsträger.

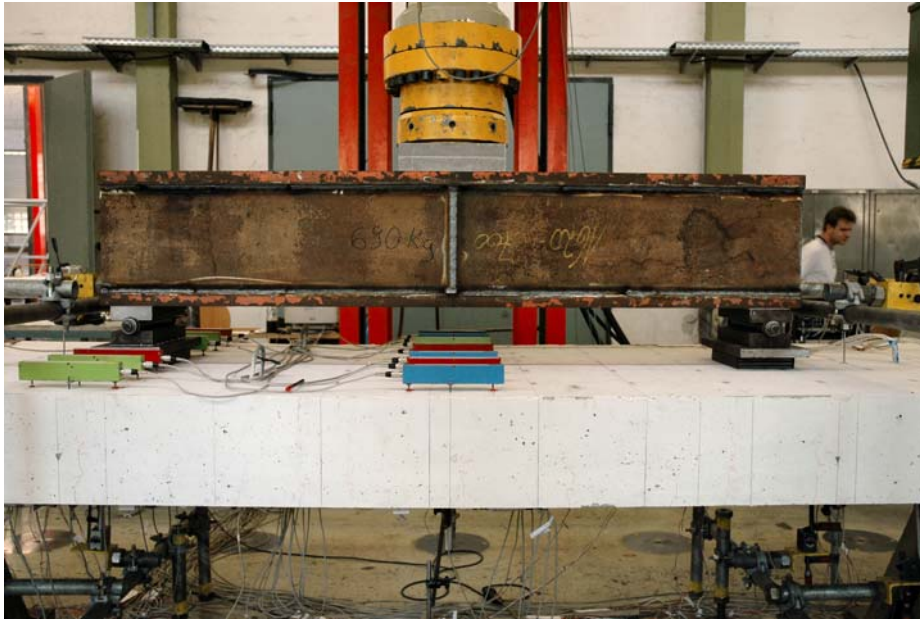


Abbildung 3.15: Hauptbelastung

3.4.4 Vorbelastung

Zweck der Vorbelastung war es, den Betongurt über dem Mittelaufleger zum Aufreißen zu bringen. Um ein durch die Belastung am Kragarm hervorgerufenen Abheben der Versuchsträger am Endauflager zu verhindern, wurde beim Träger SF-Q1 mit der Hauptpresse gegengehalten. Es zeigt sich jedoch, dass der Rissbereich hierdurch nicht, wie erwünscht, ausreichend tief ins Feld hineinreichte. Deshalb wurde bei den darauf folgenden Versuchsträgern SF-Q2 bis SF-Q5 eine spezielle Lagerung am Endauflager angebracht und die Hauptpresse abgesetzt. Hiermit ließ sich der gerissene Bereich des Betongurtes erheblich vergrößern. Diese Lagerkonstruktion wurde nach der Vorbelastung wieder ausgebaut und ist in Abbildung 3.16 dargestellt.



Abbildung 3.16: Kragarmbelastung

Die Belastung der Kragarme wurde schrittweise aufgebracht. Zwischen den einzelnen Laststeigerungen wurde das entstandene Rissabbildung kontrolliert und protokolliert. Anschließend wurde die Belastung weiter gesteigert. Die maximal auf die Kragarme aufgebrachten Belastungen sind Tabelle 3.4 zu entnehmen.

Tabelle 3.4: Maximale Kragarmbelastung

Versuchsträger	SF-Q1	SF-Q2	SF-Q3	SF-Q4	SF-Q5
Kragarmbelastung in [kN]	67	122	250	170	170

4 Experimentelle Untersuchungen

In Teilen aus [Seitz 2005]

4.1 Werkstoffe

4.1.1 Baustahl

Zur Ausführung der Stahlträger kamen zwei verschiedene Stahlsorten zur Anwendung. Um ein vorzeitiges Biegeversagen des Verbundträgers zu verhindern, wurde der Flansch des Stahlprofils aus einem 30 mm starken Blech der Güte S 355 hergestellt. Damit die tatsächlichen Werkstoffeigenschaften dieser Stahlsorte bestimmt werden können, wurde eine Probe aus der Charge des für die Flansche verwendeten Stahls, gemäß DIN EN 10002-1 [DIN 10002-1] geprüft. Um die Querkrafttragfähigkeit der Träger zu begrenzen, kam für die Stege hingegen nur ein 8 mm starkes Blech aus Baustahl S 235 zum Einsatz. Da für die Auswertung der Versuche die Schubspannungsverteilung in den Stahlstegen von besonderer Bedeutung ist, wurden zur Bestimmung der Werkstoffeigenschaften des für die Stege eingesetzten Materials fünf Werkstoffproben herangezogen. Die Prüfung erfolgte ebenfalls nach [DIN 10002-1]. Alle Probekörper entsprachen [DIN 50125]. Der für die plastische Berechnung bedeutende Wiederverfestigungsbereich konnte mit der gewählten Messeinrichtung nicht direkt gemessen werden. Ab ca. 2 % Dehnung liegen lediglich Messungen der Kraft und des Maschinenwegs vor. Um dennoch den Einfluss der Stahlwiederverfestigung zu berücksichtigen, wurde die Spannungs-Dehnungsbeziehung nach Schwedischer Stahlbaunorm [BSK 99] verwendet (siehe Abbildung 4.1). Der E-Modul wurde als Sekanten-Modul von $\sigma = 0$ bis $\sigma = 235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ bzw. $\sigma = 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ ermittelt. Im Bereich zwischen ε_f und ε_w wurde als Proportionalitätsfaktor der P-Modul eingeführt, vgl. nachfolgende Tabelle.

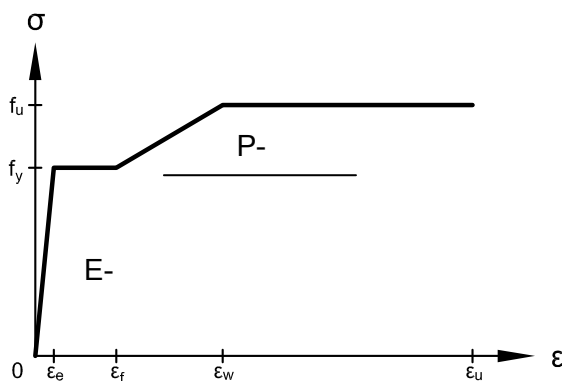


Abbildung 4.1: Multilineare σ - ε -Beziehung für Baustahl

Des Weiteren gelten nach [BSK 99], für die Dehnungen:

$$\varepsilon_e = \frac{f_y}{E} \quad (4.1)$$

$$\varepsilon_f = 0.025 - 5 \frac{f_u}{E} \quad (4.2)$$

$$\varepsilon_w = 0.02 + 50 \frac{f_u - f_y}{E} \quad (4.3)$$

Tabelle 4.1: Gemittelte Werkstoffkennwerte des Baustahls

Stahlsorte	E-Modul [N/mm ²]	P-Modul [N/mm ²]	R _{eH} = f _y [N/mm ²]	R _m = f _u [N/mm ²]	ε _e [%]	ε _f [%]	ε _w [%]	ε _u [%]
S 235	209732.46	3504.23	331.75	457.79	0.158	1.408	5.009	36.050
S 355	210467.83	3443.50	385.80	529.03	0.183	1.243	5.403	33.636

2.1.1 Beton

Die Betongurte der Slim-Floor Träger wurden in Schorndorf in einem Betonfertigteilwerk hergestellt. Es kam Beton der Güte C 20/25 zur Anwendung. Um auch für den Beton Kenntnis über realistische Werkstoffeigenschaften zu erlangen, wurden zu jedem Versuchsträger drei Probewürfel mit 15 cm Kantenlänge und drei Probepismen mit den Abmessungen 10 cm x 10 cm x 53 cm entsprechend DIN EN 12390-1 [DIN 12390-1] hergestellt. Einzige Ausnahme bildete Versuchsträger SF-Q1. Hier lagen lediglich zwei Probepismen vor. Die Herstellung und Lagerung der Probekörper erfolgte gemäß [DIN 12390-2]. Die Probewürfel dienten zur Bestimmung der Druckfestigkeit des Betons nach [DIN 12390-3] und wurden jeweils am Tag des Versuchs geprüft. Die Zylinderdruckfestigkeit ergab sich nach [VDZ 2001] zu 81% der Würfeldruckfestigkeit. Zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit des Betons nach [DIN 12390-5] wurden die Probepismen herangezogen. Hier erfolgte die Prüfung bei zwei Versuchsträgern (SF-Q2 und SF-Q5) zwei bzw. einen Tag nach dem eigentlichen Versuch. Um die Biegezugfestigkeit f_{ct} zum Zeitpunkt t_1 des Versuchs zu erhalten, wurden die später ermittelten Werte (Zeitpunkt t_0) entsprechend folgender Formel (4.4) umgerechnet:

$$f_{ct}(t_1) = f_{ct}(t_0) e^{\left(\frac{k}{t_0^{0.55}} - \frac{k}{t_1^{0.55}} \right)} \quad (4.4)$$

Mit der verwendeten Zementsorte CEM II/A-LL 32.5 R ergibt sich $k = 1.49$. Der E-Modul des Betons wurde in Anlehnung an [DIN 1045-1] rechnerisch ermittelt zu:

$$E_{c0m} = 9500 f_{cm}^{1/3} \quad (4.5)$$

2.1.2 Kopfbolzendübel

Die eingesetzten Kopfbolzendübel Typ KKB 19x200 des Herstellers KÖKO entsprechen DIN EN ISO 13928 [DIN 13918] und besitzen eine bauaufsichtliche Zulassung. Sie bestehen aus dem Material S235J2G3+C450.

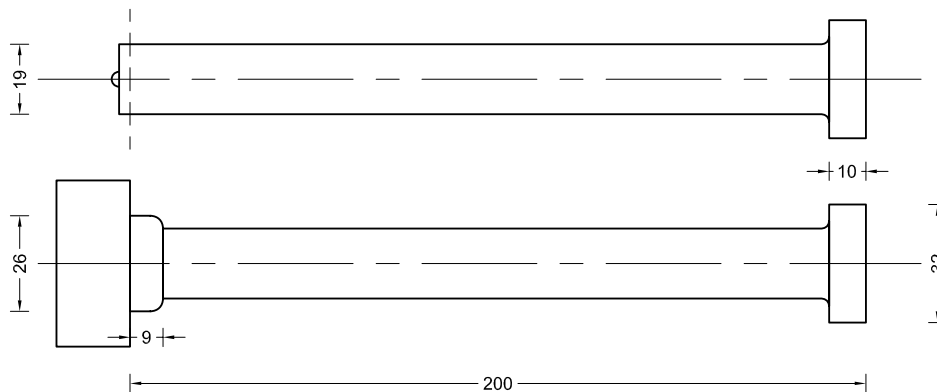


Abbildung 4.2: Abmessungen KÖKO KKB 19x200 in [mm]

Die Abmessungen der eingesetzten Kopfbolzendübel können Abbildung 4.2 entnommen werden. Die vom Hersteller angegebenen Werkstoffkennwerte enthält die nachfolgende Tabelle 4.2.

Tabelle 4.2: Werkstoffkennwerte der Kopfbolzen

Material	Zugfestigkeit R_m [N/mm ²]	Streckgrenze R_{eL} [N/mm ²]	Dehnung A_5 [%]
S235J2G3+C450	450 - 600	≥ 350	≥ 15.0

4.1.2

4.1.3 Bewehrungsstahl

Der Metallzugversuch nach EN 10002 wurde an der FMPA Stuttgart durchgeführt und, ergab die in Tabelle 4.3 zusammengefassten Ergebnisse. Es wurden insgesamt 6 Testreihen durchgeführt.

Tabelle 4.3: Kenngrößen Bewehrungsstahl

Chargennummer	D [mm]	S ₀ [mm ²]	R _{p0,2%} [N/mm ²]	F _m [kN]	R _m [N/mm ²]	E [KN/mm ²]	R _m / R _{p0,2%} [-]
SF-Q3-5	10	79,45	621,7	54,78	689,5	198,8	1,109
SF-Q1	10	79,83	626,8	55,38	693,7	199,9	1,107
SF-Q2	10	79,19	615,9	54,19	684,7	200,0	1,111
SF-Q3-5	12	113,5	553,3	72,18	635,7	190,5	1,149
SF-Q1	12	114,1	561,9	74,43	652,1	195,4	1,161
SF-Q2	12	114,0	562,4	74,43	652,9	197,1	1,161
im Mittel	---	96,68	590,33	64,23	668,10	196,15	1,133
Mittel-d10	10	79,49	621,47	54,78	689,30	199,57	1,11
Mittel-d12	12	113,87	559,20	73,68	646,90	194,33	1,16

4.2 Versuchsdurchführung

Vor der eigentlichen Versuchsdurchführung wurde die Kragarmbelastung aufgebracht.

Wenn das Belastungsniveau der Vorbelastung auf den Kragarm erreicht war, wurde der Öldruck im Hydraulikzylinder konstant gehalten. Aus diesem Grund kann von einer gleich bleibenden Kragarmlast während der Versuchsdurchführung ausgegangen werden. Der Schwankungsbereich der Kragarmlast war kleiner als 5 %.

Nach dem Erreichen der maximalen Kragarmbelastung wurde der Versuchsträger durch die Hauptpresse bis zum Versagen belastet. Die Belastung erfolgte weggesteuert mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 0.01 mm/s. Das sich einstellende Rissbild wurde in Laststeigerungspausen protokolliert. Während diesen Pausen (ca. 10-20min) ergab sich bei konstantem Maschinenweg eine Reduzierung der Hauptlast infolge Relaxation. Die zuvor aufgebrachte Hauptpressenkraft sank somit ab. Die Last-Verformungs-Kurven der einzelnen Versuchsträger zeigt Abbildung 4.3. Hier sind die Relaxationspausen als Zacken in den Graphen deutlich erkennbar. Beim Erreichen der Traglast setzte das Trägerversagen ein, dass bei allen Versuchsträgern mit einem plötzlichen Lastabfall verbunden war. Um den überkritischen Bereich der Versuchsträger korrekt erfassen zu können, wurde anschließend auf Dauerbelastung umgestellt und der Pressenweg kontinuierlich mit 0.01 mm/s bis 0.03 mm/s gesteigert.

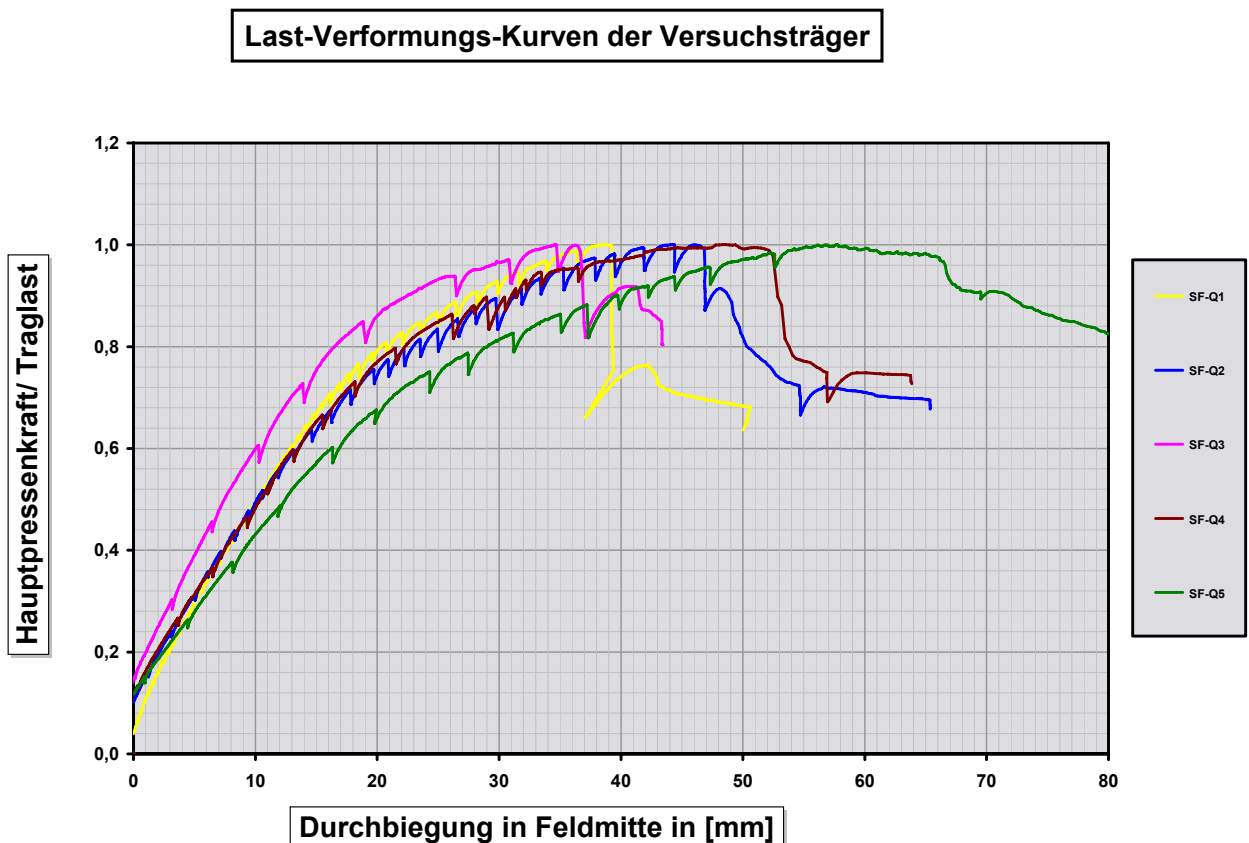


Abbildung 4.3: Last-Verformungskurve der Versuchsträger

4.3 Versuchsbeobachtung

4.3.1 Versuchskörper SF-Q1

Ab einer Hauptpressenlast von ca. 150 kN waren erste Biegerisse zwischen den Lasteinleitungspunkten sichtbar. Die weitere Laststeigerung erfolgte in 25kN Schritten. Bei einer Pressenkraft von 425 kN zeigten erste Biegerisse an den Trägerseiten horizontale Äste, die sich im weiteren Verlauf ausdehnten. Die Trägerunterseite zeigte bei 600 kN ein abgeschlossenes Rissbild aus Biegebeanspruchung. Erste schräg nach außen verlaufende Schubrisse an der Trägeroberseite entstanden bei einem Lastniveau von ca. 1100 kN. Bei 1240 kN Pressenkraft trat ohne Vorankündigung, verbunden mit einem Lastabfall auf ca. 930 kN, ein schlagartiges Schubversagen (siehe Abbildung 4.4) ein.



Abbildung 4.4: Versagensbild des Versuchsträgers SF-Q1

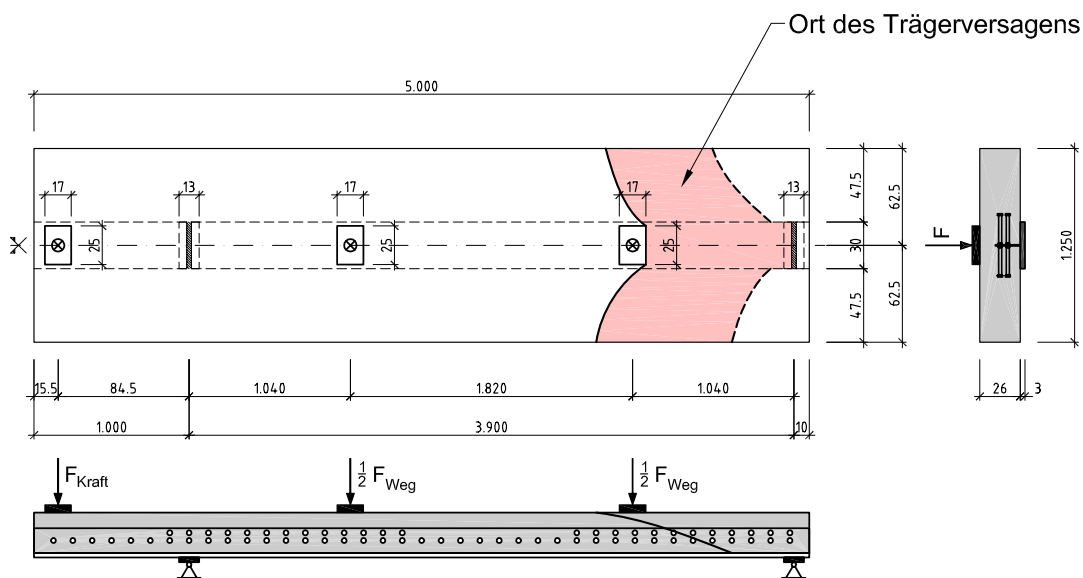


Abbildung 4.5: Versagensskizze vom Versuchsträger SF-Q1 aus [Seitz 2005]

4.3.2 Versuchskörper SF-Q2

Bei Versuchsträger SF-Q2 wurde die Hauptpressenkraft bis 400kN in 100 kN-Schritten gesteigert. Bei 400 kN konnte ein komplett umlaufender Biegeriss in der Nähe des Wegaufnehmers $w_{\text{Riss } 4}$ protokolliert werden. Ab ca. 650kN Hauptpressenkraft war ein abgeschlossenes Rissbild im Bereich der Lasteinleitungen erreicht. Bei 950 kN traten an der Trägeroberseite im Bereich des Endauflagers erste Schrägrisse, sowie Abplatzungen am Rand der Lasteinleitung auf. Aus diesem Grund wurde die Schrittweite der Hauptpressenlast auf 25kN reduziert. Die weitere Laststeigerung erfolgte nur noch in Schritten von 25 kN. Beim Erreichen von 1125 kN wird eine 50-minütige Relaxationspause eingelegt und anschließend die Hauptpressenkraft bis 1250 kN weiter erhöht. Nach Erreichen von 1257 kN fiel die Last sehr stark ab und das Trägerversagen trat, wie in Abbildung 4.6 abgebildet, als kombinierter Biege-Schub-Bruch ein. Anschließend wurde der überkritische Bereich mit konstanter Wegsteigerung durchfahren.

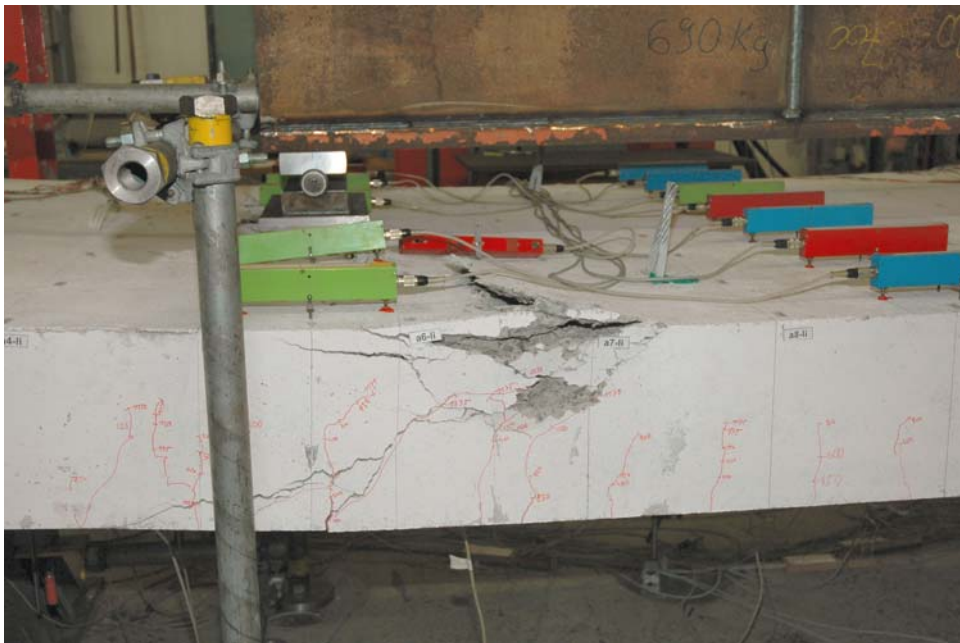


Abbildung 4.6: Versagensbild des Versuchsträgers SF-Q2

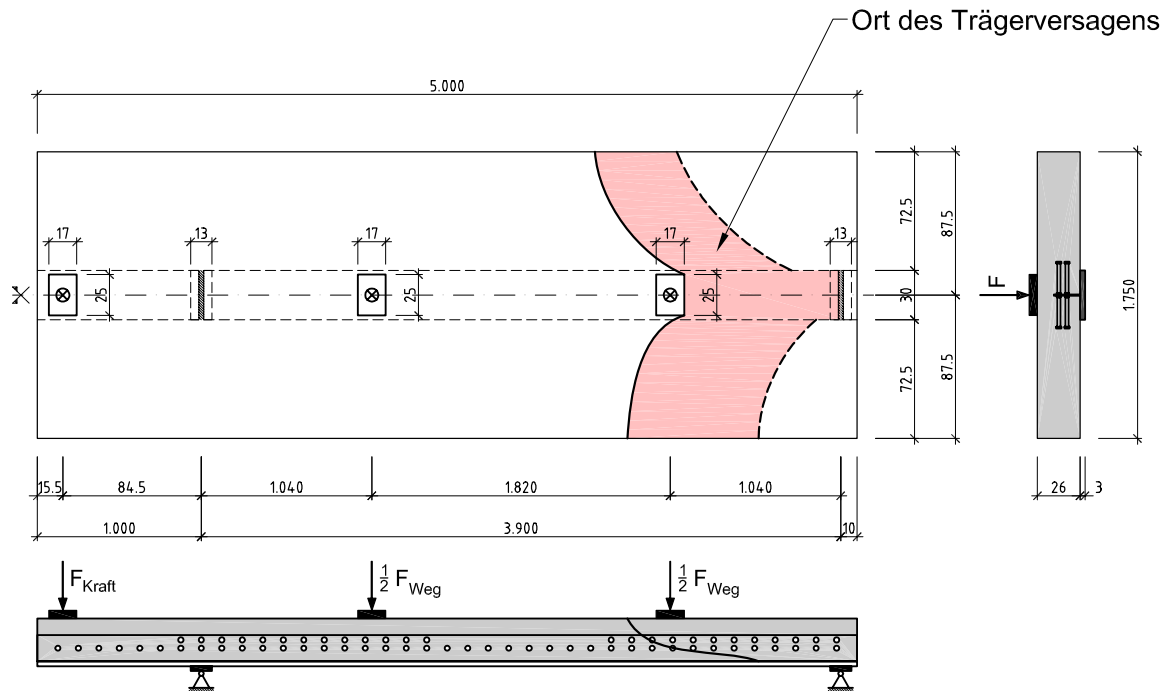


Abbildung 4.7: Versagensskizze vom Versuchsträger SF-Q2 aus [Seitz 2005]

4.3.3 Versuchskörper SF-Q3

Bei diesem Träger wurde die Hauptpressenkraft in 250kN Schritten gesteigert. Nach 2 Lastschritten, also bei einer Pressenlast von 500kN waren erste Biegerisse an der Trägerunterseite sichtbar. Bei 1000 kN traten zusätzlich parallel zum Stahlträger verlaufende Schubrisse an der Trägerunterseite auf, die sich ab einer Laststufe von 1200 kN in schrägen Risse fortpflanzen. Die Last wurde jetzt zunächst auf 1400 kN, dann auf 1550 kN gesteigert und die Veränderung des Rissbildes beobachtet. Anschließend wurde die Last kontinuierlich bis 1600kN erhöht, ohne dass der Träger ein Versagen andeutete. Nach weiterer Laststeigerung bildete sich bei 1651 kN vom Mittelaufleger ausgehend ein flacher Schubriss in Feldmitte und die Last fiel schlagartig auf ca. 1350 kN ab. Abbildung 4.8 zeigt diesen Schubriss, der an der Trägeroberseite weit in den Bereich hineinreicht, in dem die Querkraftbeanspruchung vergleichsweise gering war. Beim Durchfahren der Resttragfähigkeit ließ sich die Pressenlast nochmals auf über 1500 kN steigern, bis nach einem weiteren Lastabfall der Versuch beendet wurde.



Abbildung 4.8: Versagensbild des Versuchsträgers SF-Q3

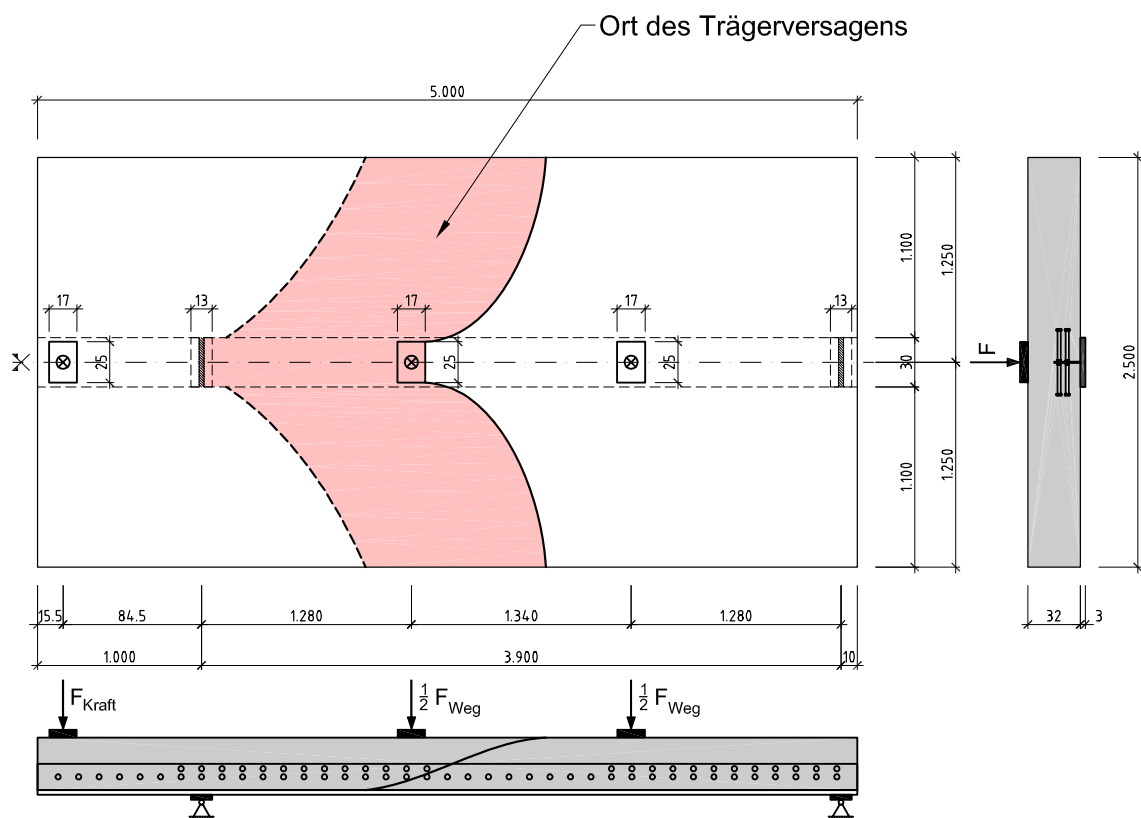


Abbildung 4.9: Versagensskizze vom Versuchsträger SF-Q3 aus [Seitz 2005]

4.3.4 Versuchskörper SF-Q4

Schon bei einer Pressenkraft von 200 kN traten erste Biegerisse an der Unterseite dieses Versuchsträgers auf. Bei Erreichen von 800 kN Hauptpressenlast war die Biegerissbildung im Lasteinleitungsbereich nahezu abgeschlossen. An der Trägeroberseite waren zu diesem Zeitpunkt erste längsverlaufende Schubrisse am Endauflager erkennbar. Im Bereich der Mittellauf- lager traten bei 900kN Hauptpressenkraft erste Schubrisse auf. Nach Erreichen von 1300 kN waren zudem an der Trägerunterseite Schubrisse sichtbar, die zum Einen vom Endauflager schräg nach außen, zum Anderen längs, parallel zum Stahlträger, verliefen. Nach einer Relaxationspause bei 1350 kN wurde die Last wieder auf das bereits erreichte Niveau angehoben und in Schritten von 25 kN weiter gesteigert, bis die Pressenkraft bei 1438 kN einen ersten geringen Abfall zeigte. Nach kontinuierlicher Laststeigerung erreichte die Pressenkraft schließlich mit 1506 kN ihr Maximum und das Trägerversagen zeichnete sich als Kombination aus Versagen der Biegedruckzone und Schubversagen, wie in Abbildung 4.10 dargestellt, ab.

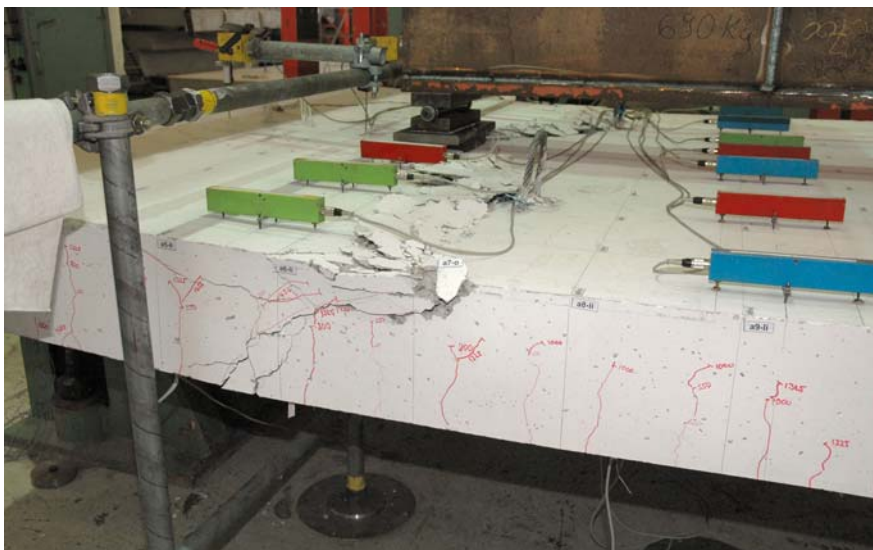


Abbildung 4.10: Versagensbild des Versuchsträgers SF-Q4

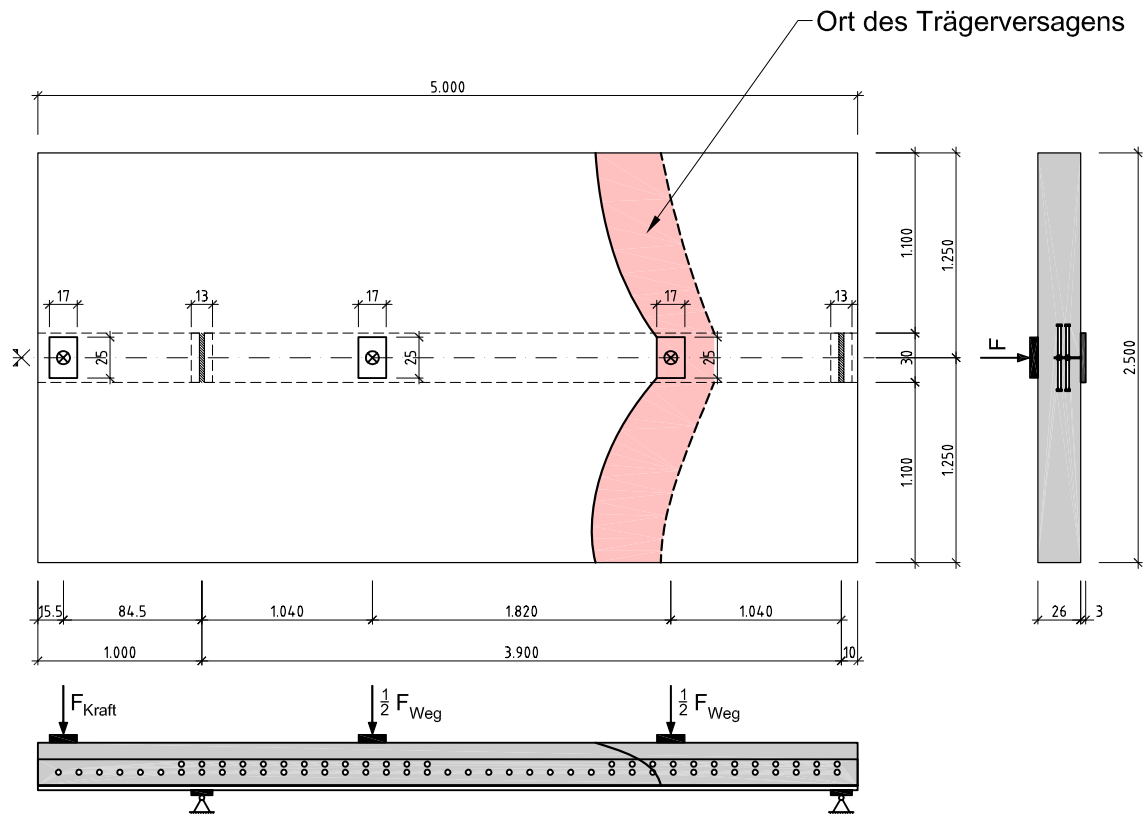


Abbildung 4.11: Versagensskizze vom Versuchsträger SF-Q4 aus [Seitz 2005]

4.3.5 Versuchskörper SF-Q5

Im Unterschied zu den vorangegangenen Versuchsträgern wurde bei SF-Q5 die Schubslankheit nicht zu vier, sondern zu fünf gewählt. Zunächst wurde die Hauptpressenkraft von 200 kN bis 800 kN in 150 kN - Schritten gesteigert und die Rissbildung protokolliert. Danach fand eine Laststeigerung bis 1000 kN in Schritten von 100 kN statt. Bei diesem Träger verliefen die Schubrisse an der Oberseite deutlich flacher und mehr im Auflagerbereich konzentriert. Die Laststeigerungsschritte wurden bis 1150 kN zu 50 kN, darauf folgend zu 25 kN gewählt. Nach einer Relaxationspause bei 1175 kN erreicht die Pressenkraft schließlich mit 1333 kN ihr Maximum. Anschließend zeichnete sich, verbunden mit einem sehr langsamen Lastabfall, das Trägerversagen als Durchstanzen des Stahlträgers im Bereich des Mittelaufagers ab (siehe Abbildung 4.12). Ein merklicher Lastabfall bei 1330 kN war verbunden mit der Bildung eines schrägen Schubrisses an der, vom Kragarm aus gesehen, linken Trägerseite und dem damit gekoppelten zusätzlichen Schubversagen des Trägers. Der Träger SF-Q5 besaß die größte Tragreserve aller Versuchsträger.



Abbildung 4.12: Versagensbild des Versuchsträgers SF-Q5

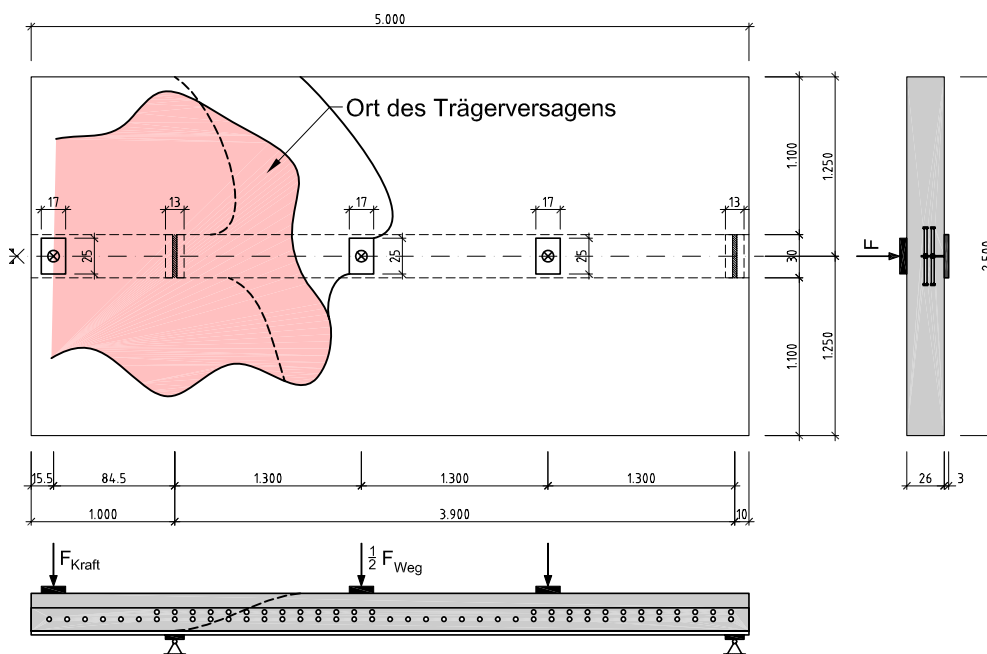


Abbildung 4.13: Versagensskizze vom Versuchsträger SF-Q5 aus [Seitz 2005]

4.3.6 Zusammenfassung

Bei allen Trägern trat das Versagen schlagartig durch schräge Risse im Bereich der Lasteinleitung zum Auflager auf. Somit wurde das angestrebte Querkraftversagen erreicht. Beim Träger SF-Q5 trat, wie in Abbildung 4.12 erkennbar ein Durchstanzen am Mittelaufleger auf, das das Versagen einleitete.

5 Auswertung der Trägerversuche

5.1 Schnittgrößen an den Messpunkten

Die Auswertung der Versuche erfolgt bei 20, 30, 40 und 50% der Traglast, sowie bei 100% der Traglast. Die Mess-Ergebnisse der DMS bei 10% der Traglast lieferten keine aussagefähigen Ergebnisse, so dass auf die Auswertung dieser Laststufe verzichtet wurde.

Unter 50% Traglast ist bei fast allen Stahlprofilen rein elastisches Tragverhalten festgestellt worden. Unter 100% Traglast kam es bei allen Trägern zu Teilplastizierungen. Hierbei ist der Bereich der Wiederverfestigung nur in so geringem Maße erreicht worden, dass er bei der Auswertung nicht berücksichtigt wurde. Tabelle 5.1 bis Tabelle 5.5 gibt für den Traglastzustand ermittelten Schnittgrößen (Moment und Querkraft) an den DMS-Messpunkten an. Die Abbildung 5.14 zeigt nochmals die Lage der vier Messpunkte D_A bis D_D auf den Versuchsträgern.

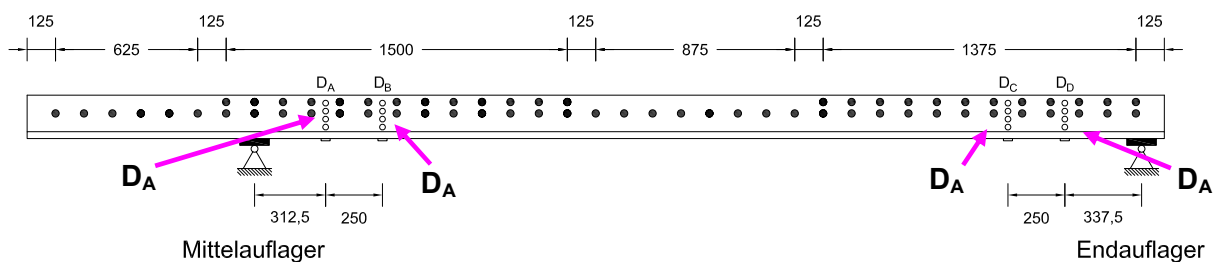


Abbildung 5.14: Lage der Messpunkte (DMS-Rossetten)

Tabelle 5.1: Schnittgrößen an den DMS-Gruppen des Versuchsträgers SF-Q1

Träger	Traglast	Schnittgröße		Messpunkt			
				D_A	D_B	D_C	D_D
SF-Q1	100%	V_i	[kN]	635,2	635,2	-604,8	-604,8
		M_i	[kNm]	139,3	298,1	355,3	204,1

Tabelle 5.2: Schnittgrößen an den DMS-Gruppen des Versuchsträgers SF-Q2

Träger	Traglast	Schnittgröße		Messpunkt			
				D_A	D_B	D_C	D_D
SF-Q2	100%	V_i	[kN]	655,1	655,1	-601,9	-601,9
		M_i	[kNm]	100,8	264,6	353,6	203,1

Tabelle 5.3: Schnittgrößen an den DMS-Gruppen des Versuchsträgers SF-Q3

Träger	Traglast	Schnittgröße		Messpunkt			
				D _A	D _B	D _C	D _D
SF-Q2	100%	V _i	[kN]	879,7	879,7	-771,3	-771,3
		M _i	[kNm]	63,6	283,6	453,2	260,3

Tabelle 5.4: Schnittgrößen an den DMS-Gruppen des Versuchsträgers SF-Q4

Träger	Traglast	Schnittgröße		Messpunkt			
				D _A	D _B	D _C	D _D
SF-Q4	100%	V _i	[kN]	790,5	790,5	-715,5	-715,5
		M _i	[kNm]	100,8	298,5	420,4	241,5

Tabelle 5.5: Schnittgrößen an den DMS-Gruppen des Versuchsträgers SF-Q5

Träger	Traglast	Schnittgröße		Messpunkt			
				D _A	D _B	D _C	D _D
SF-Q5	100%	V _i	[kN]	703,3	703,3	-629,7	-629,7
		M _i	[kNm]	76,1	252,0	369,9	212,5

5.2 Theoretischer Schubspannungsverlauf Stahlprofil

Unter Annahme dickwandiger Querschnitte (siehe Abbildung 5.1) ergibt sich im elastischen Bereich die Querkraft im Steg unter einer Einheitskraft $V = 1$ zu:

$$V_s = \int_0^{h_s} \tau(z) dA_s = 0,832 \quad (5.1)$$

Dabei beteiligt sich nach der Theorie der dickwandigen Querschnitte der Flansch mit 16,8% an der Querkraftabtragung. Dass diese Aufteilung der Querkraft im plastischen Bereich bzw. beim teilweise plastizierten Stahlquerschnitt auch weiterhin mit ausreichender Genauigkeit gültig ist, wird im ersten Schritt angenommen.

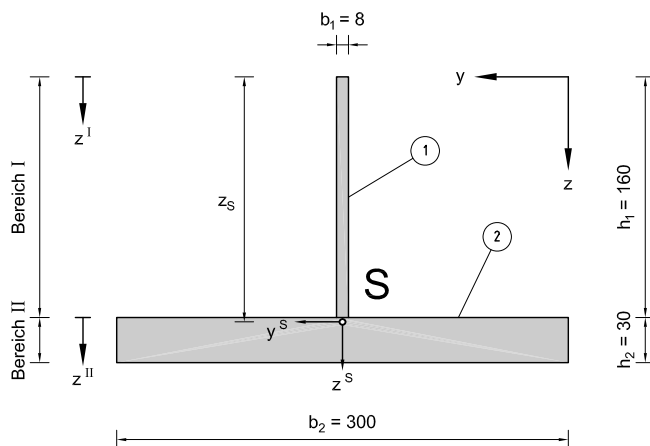


Abbildung 5.1: Querschnittsabmessungen des Stahlprofils in [mm]

Für die weiteren Untersuchungen wird mit hinreichender Genauigkeit im elastischen Bereich näherungsweise ein linearer Schubspannungsverlauf angenommen. Die auf Grund dieser Annahme in Kauf genommene Ungenauigkeit bei der Ermittlung der Querkraft ergibt sich als Differenz zwischen dem „wahren“ (Theorie der dickwandigen Querschnitte) und dem linearen Schubspannungsverlauf zu:

$$\int_0^{h_s} \tau_{\text{wahr}}(z) dA_s - \int_0^{h_s} \tau_{\text{lin}}(z) dA_s = 0,013 = 1,3\%$$

In Folge ausgefallener DMS-Rosetten kann sich die Ungenauigkeit durch Annahme eines linearen Schubspannungsverlaufs auf ca. 7% erhöhen (siehe Tabelle 5.6 und Tabelle 5.7). Tabelle 5.6 zeigt die auf Grund der schon im elastischen Bereich nicht interpretierbaren Messergebnisse als ausgefallen angenommenen DMS-Rosetten. Bei Ausfall der Rosetten erfolgte eine Interpolation der Zwischenwerte nach Tabelle 5.7. Die letzte Zeile der Tabelle gibt den maximalen Fehler infolge Interpolation wieder.

Tabelle 5.6: Ausgefallene DMS-Rosetten

Versuchsträger	SF-Q1				SF-Q2				SF-Q3				SF-Q4				SF-Q5			
	A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D
1												X		X		X	X			
2				X						X										X
3								X					X							X
4	X		X																	

Tabelle 5.7: Interpolation des Schubspannungsverlauf infolge DMS-Rosettenausfall

Modifikationsgröße (gemessene Schubspannung an DMS-Rosette)	Ausfall DMS 1 (τ_1)	Ausfall DMS 2 (τ_2)	Ausfall DMS 2,3 (τ_2, τ_3)	Ausfall DMS 3 (τ_3)	Ausfall DMS 4 (τ_4)
$\tau_1 =$	$\frac{\tau_2}{2}$	τ_1	τ_1	τ_1	τ_1
$\tau_2 =$	τ_2	$\frac{\tau_1 + \tau_3}{2}$	$\frac{2\tau_1 + \tau_4}{3}$	τ_2	τ_2
$\tau_3 =$	τ_3	τ_3	$\frac{\tau_1 + 2\tau_4}{3}$	$\frac{\tau_2 + \tau_4}{2}$	τ_3
$\tau_4 =$	τ_4	τ_4	τ_4	τ_4	τ_3
$\frac{V^I}{V_{lin,Ausfall}^I} =$	1,028	1,028	1,079	1,029	1,053

5.3 Aufteilung der Querkraft auf die Teilquerschnitte

5.3.1 Allgemeines

Infolge der gemessenen Schubspannungen der einzelnen DMS-Rosetten kann die Querkraft der Teilquerschnitte ermittelt werden.

Hierbei wurden die, während der Auswertung festgestellten örtlichen Fließgrenzen nach Tabelle 5.8 berücksichtigt. Die infolge der Versuchsträgerherstellung (Schweißen, Verformungen etc) teilweise sehr hohen Eigenspannungen zeigen sich in den Abweichungen zu der berechneten Fließgrenze von 0,158%.

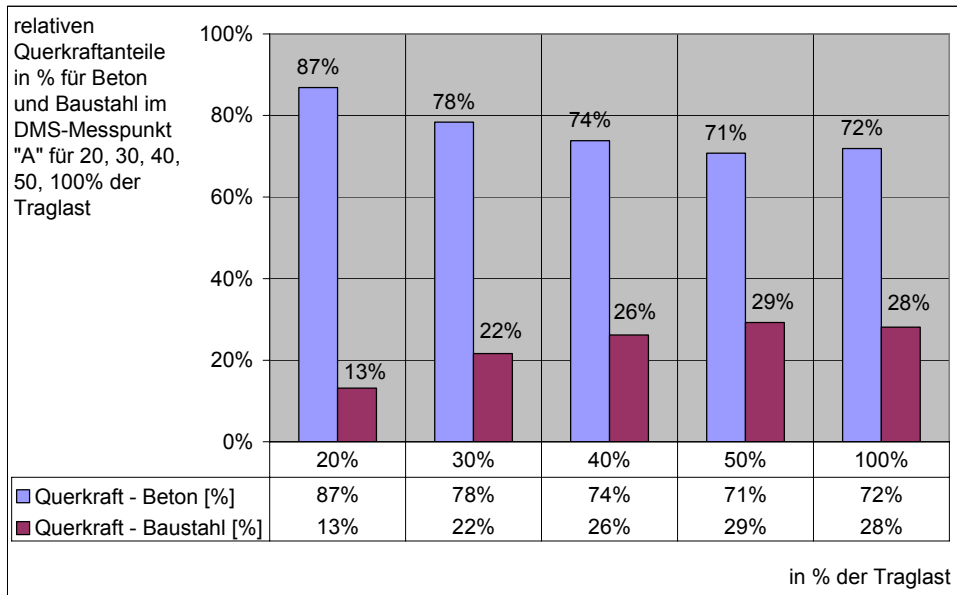
Tabelle 5.8: Fließgrenzen an den DMS-Rosetten [%] aus [Seitz 2005]

Fließgrenze in [%]	SF-Q1	SF-Q2	SF-Q3	SF-Q4	SF-Q5
DMS-R A-1	-	-	-	-	-
DMS-R A-2	-	-	1.70	-	1.44
DMS-R A-3	1.30	1.26	1.18	-	1.52
DMS-R A-4	-	-	1.31	1.48	1.37
DMS-R B-1	-	-	-	-	-
DMS-R B-2	-	-	-	-	-
DMS-R B-3	1.54	1.88	1.52	1.48	1.40
DMS-R B-4	-	-	-	1.53	1.50
DMS-R C-1	-	-	-	-	-
DMS-R C-2	-	-	-	1.70	-
DMS-R C-3	0.99	1.53	-	1.48	-
DMS-R C-4	-	1.74	2.09	1.73	1.58
DMS-R D-1	-	-	-	-	-
DMS-R D-2	-	-	-	1.36	1.70
DMS-R D-3	1.09	-	1.81	1.63	1.53
DMS-R D-4	1.21	-	-	1.75	1.92

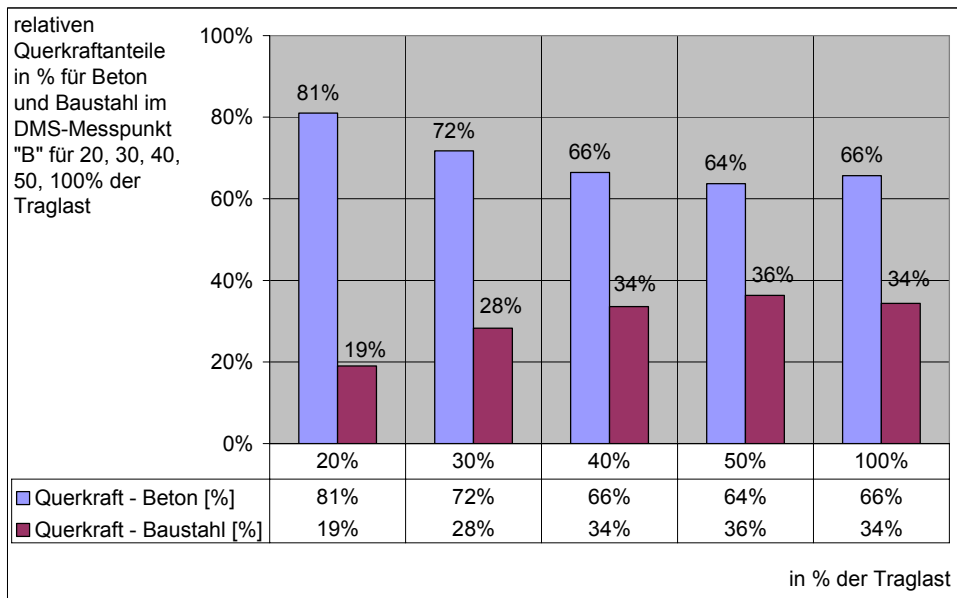
Im Folgenden sind für die fünf Versuchsträger die Querkraftanteile der verschiedenen Schnitte (Lage der DMS-Rosetten) angegeben und bezogen auf die Gesamtquerkraft dargestellt.

5.3.2 Querkraftanteile SF-Q1

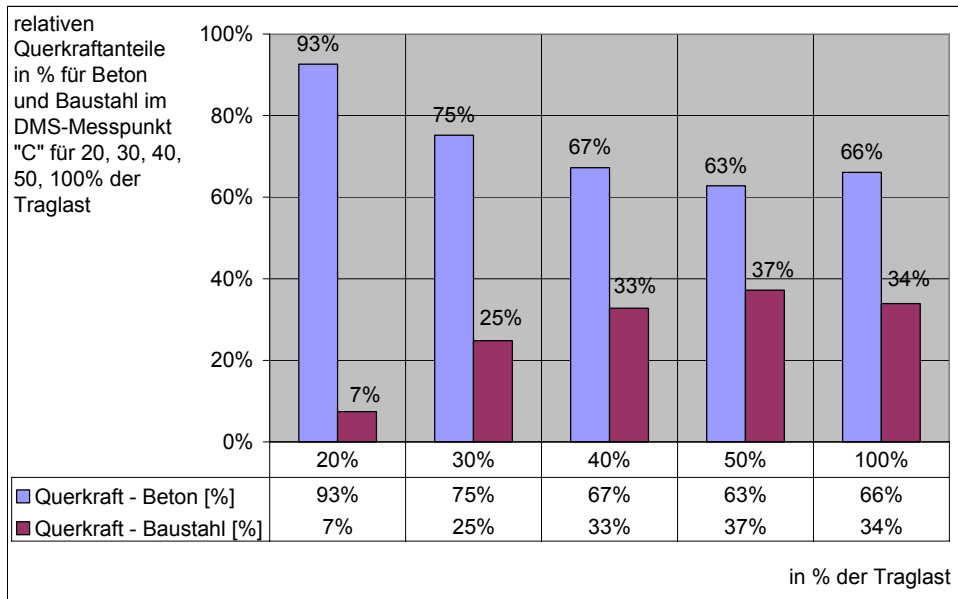
Die nachfolgenden Abbildungen zeigen jeweils den Anteil der Querkräfte im Beton und Baustahl in Abhängigkeit der Belastung (20, 30, 40, 50 und 100% der Traglast). Die Werte sind jeweils für die Messpunkte D_A bis D_D angegeben.



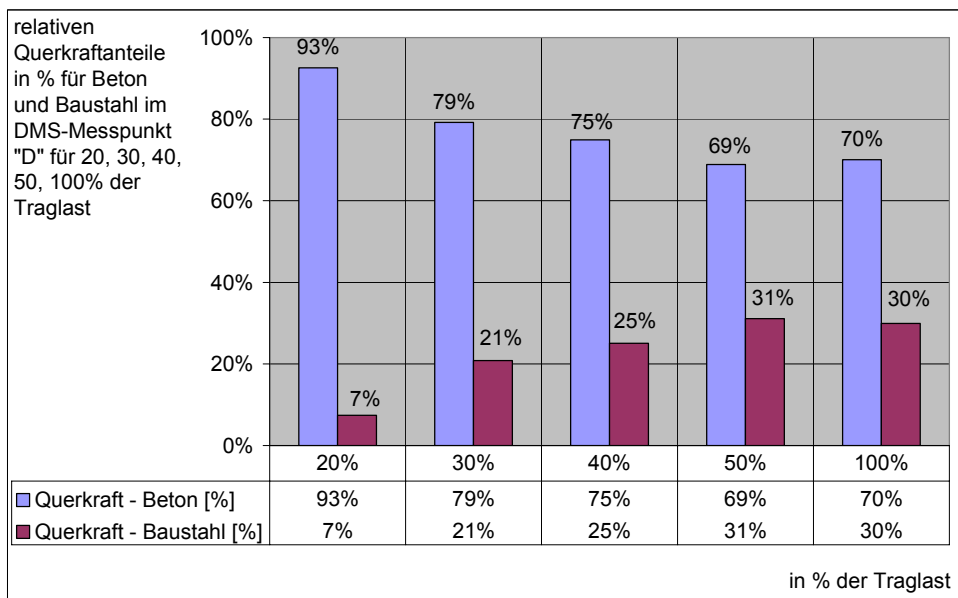
a) Messpunkt "A"



b) Messpunkt "B"



c) Messpunkt "C"



d) Messpunkt „D“

Abbildung 5.15: Querkraftverteilung SF-Q1 in [%]

Anhand der Abbildungen ist für alle DMS-Messpunkte gleichermaßen zu erkennen, dass der Anteil der Betonkraft an der Gesamtquerkraft zwischen 60 und 90% liegt. Mit zunehmender einwirkenden Querkraft nimmt dieser Kraftanteil im Beton bei 20 bis 50% der Traglast ab, steigert sich jedoch dann wieder leicht bis zum Erreichen der Traglast.

In der Abbildung 5.16 ist dieser Verlauf anhand der Querkraftanteile im Baustahlprofil zu erkennen. Ab einem Bereich von ca. 60-70% der Traglast nimmt die Betonquerkraft wieder zu, entsprechend die Stahlanteile ab.

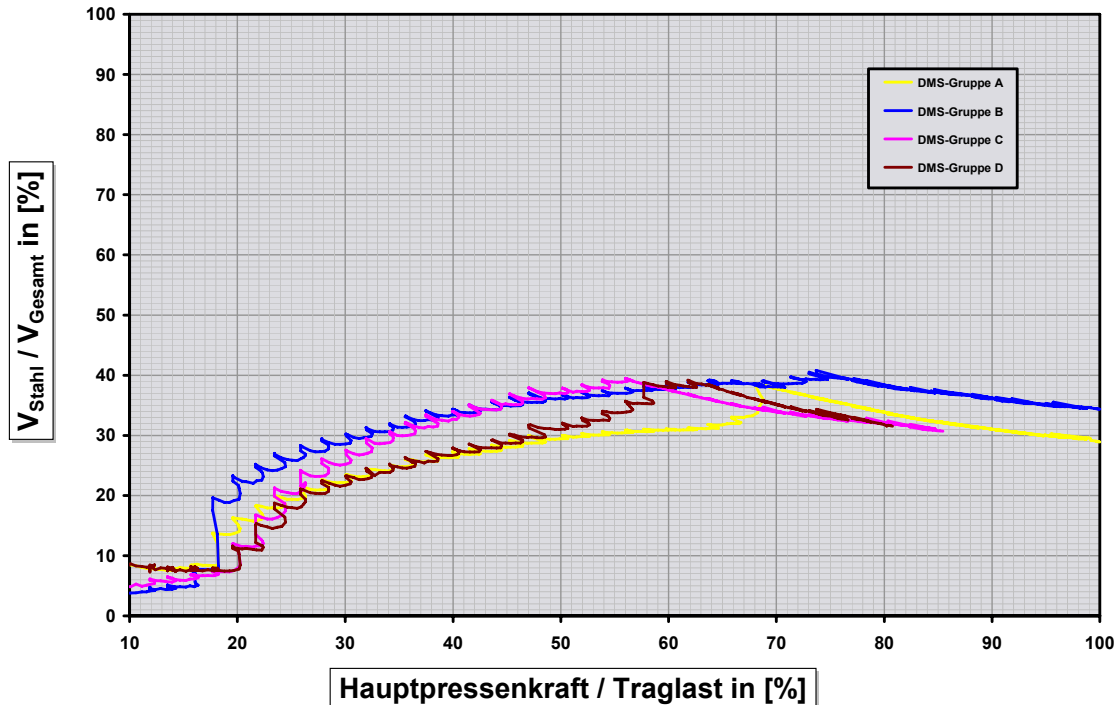


Abbildung 5.16: Querkraftanteil Stahlträgers bei Träger SF-Q1

Die nachfolgende Tabelle 5.9 stellt die grafischen Ergebnisse der Querkraftverteilungen nochmals zusammen. Die Auswertung erfolgt hierbei jeweils für 20, 30, 40, 50 und 100% der Traglast.

Tabelle 5.9: Aufteilung der Querkraft bei SF-Q1

Querkraftverteilung des Trägers SF-Q1 bei % der Traglast			A	B	C	D
20% Traglast	Anteil Betonquerkraft	[%]	86,8%	81,0%	92,6%	92,6%
	Anteil Baustahlquerkraft	[%]	13,2%	19,0%	7,4%	7,4%
30% Traglast	Anteil Betonquerkraft	[%]	78,4%	71,7%	75,2%	79,2%
	Anteil Baustahlquerkraft	[%]	21,6%	28,3%	24,8%	20,8%
40% Traglast	Anteil Betonquerkraft	[%]	73,8%	66,5%	67,2%	75,0%
	Anteil Baustahlquerkraft	[%]	26,2%	33,5%	32,8%	25,0%
50% Traglast	Anteil Betonquerkraft	[%]	70,7%	63,7%	62,8%	68,9%
	Anteil Baustahlquerkraft	[%]	29,3%	36,3%	37,2%	31,1%
100% Traglast	Anteil Betonquerkraft	[%]	71,9%	65,7%	66,1%	70,1%
	Anteil Baustahlquerkraft	[%]	28,1%	34,3%	33,9%	29,9%

5.3.3 Querkraftanteile SF-Q2

Da sich die Ergebnisse bei den nachfolgenden Versuchsträgern SF-Q2 bis SF-Q5 qualitativ ähneln, werden nachfolgend nur noch die Ergebnisse für die Messpunkte D_A und D_C ausgegeben, siehe Abbildung 5.17 und Abbildung 5.18.

Anhand der dargestellten Auswertungen und der Abbildung 5.19 ist analog zum Versuchsträger SF-Q1 zu erkennen, dass die Beteiligung des Betons an der Querkraftabtragung mit steigender Belastung abnimmt, jedoch ab einem Traganteil von ca. 60% wieder leicht zunimmt. Der Versuchsträger SF-Q2 unterscheidet sich zum Versuchskörper SF-Q1 durch einen breiter ausgeführten Betongurt.

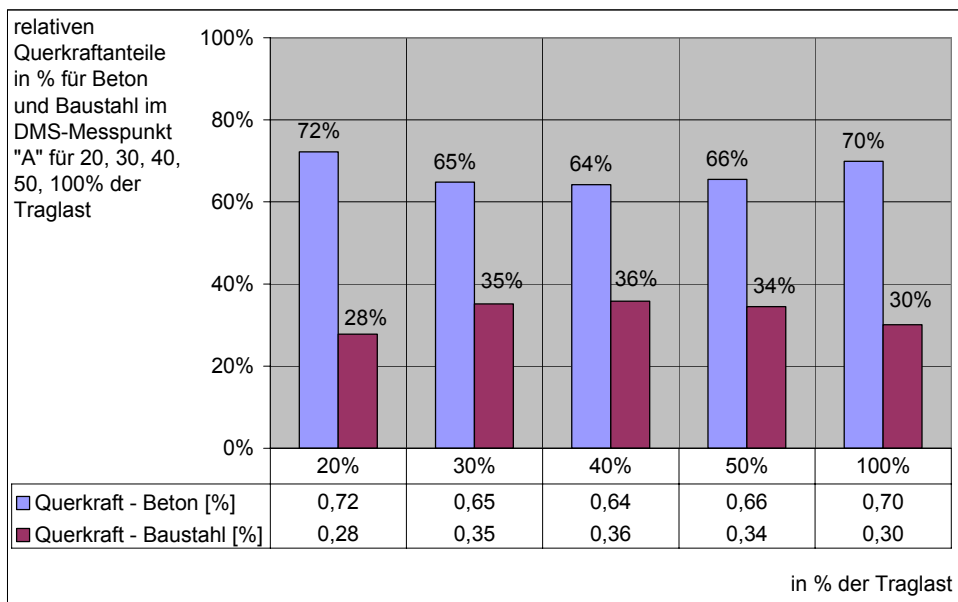


Abbildung 5.17: SF-Q-2 – Messpunkt „A“ relativer Zahlenvergleich in [%]

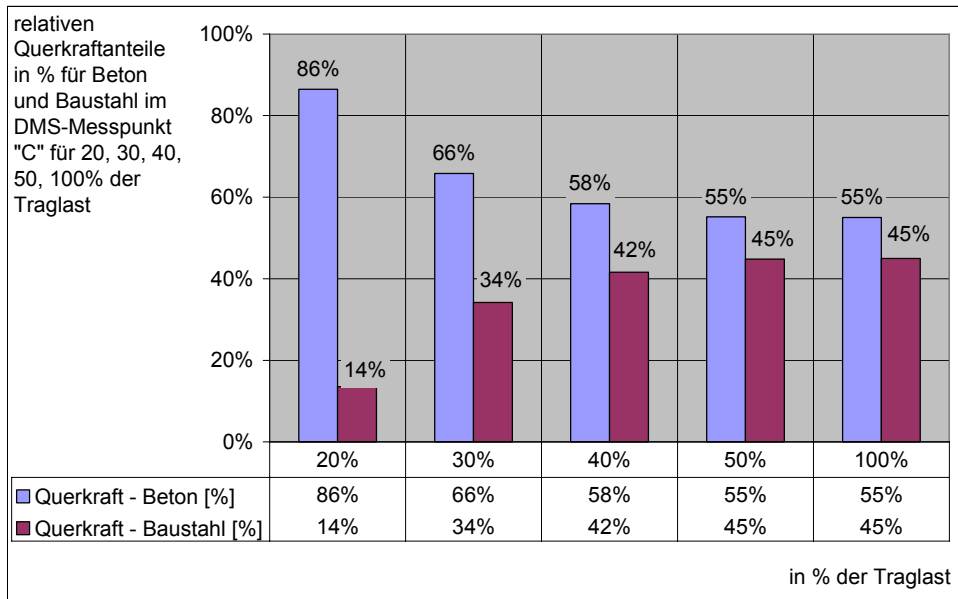


Abbildung 5.18: SF-Q-2 – Messpunkt „C“ relativer Zahlenvergleich in [%]

In Abbildung 5.19 ist wie bereits beim Versuchsträger SF-Q1 festgestellt eine Zunahme des Querkraftanteils im Baustahlprofil und ab ca. 60% der Traglast wieder eine Abnahme zu erkennen.

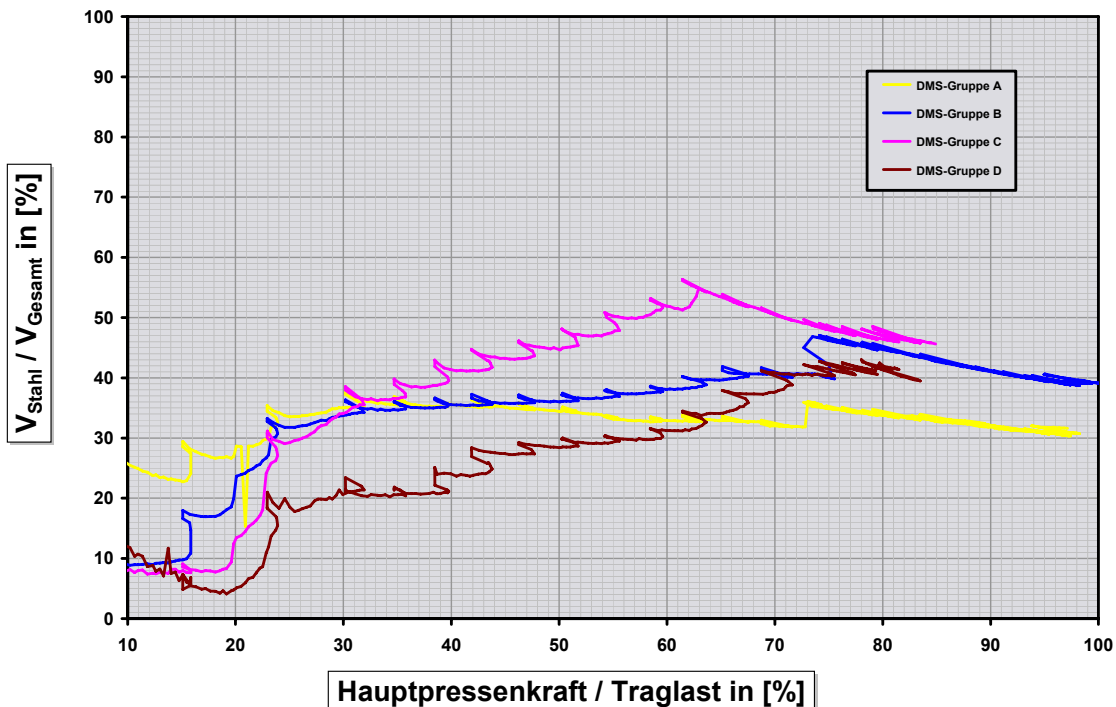


Abbildung 5.19: Querkraftanteil Stahlträgers bei Träger SF-Q2

Die Ergebnisse der Versuchswerte sind in der nachfolgenden Tabelle nochmals zusammengefasst.

Tabelle 5.10: Aufteilung der Querkraft bei SF-Q2

Querkraftverteilung des Trägers SF-Q2 bei % der Traglast			A	B	C	D
20% Traglast	Anteil Betonquerkraft	[%]	72,2%	80,1%	86,4%	0,0%
	Anteil Baustahlquerkraft	[%]	27,8%	19,9%	13,6%	100,0%
30% Traglast	Anteil Betonquerkraft	[%]	64,8%	66,1%	65,8%	70,0%
	Anteil Baustahlquerkraft	[%]	35,2%	33,9%	34,2%	30,0%
40% Traglast	Anteil Betonquerkraft	[%]	64,2%	64,3%	58,4%	65,8%
	Anteil Baustahlquerkraft	[%]	35,8%	35,7%	41,6%	34,2%
50% Traglast	Anteil Betonquerkraft	[%]	65,5%	64,0%	55,2%	70,9%
	Anteil Baustahlquerkraft	[%]	34,5%	36,0%	44,8%	29,1%
100% Traglast	Anteil Betonquerkraft	[%]	69,9%	60,8%	55,0%	51,4%
	Anteil Baustahlquerkraft	[%]	30,1%	39,2%	45,0%	48,6%

5.3.4 Querkraftanteile SF-Q3

Der Versuchsträger SF-Q3 wurde im Vergleich zu den anderen Trägern mit einer Betonplattendicke von 32cm ausgeführt. Gleichzeitig wurde die Plattenbreite zu 250 cm ausgebildet. Das Tragverhalten ähnelt qualitativ den bisher aufgezeigten Versuchsträgern. Mit zunehmender Belastung auf den Träger nimmt der Querkraftanteil im Baustahlprofil zu, fällt jedoch bei einem Traglastanteil von über 60% wieder ab. Generell liegt der Querkraftanteil im Beton jedoch bei einem Anteil von über 60%, siehe Abbildung 5.20 und Abbildung 5.21.

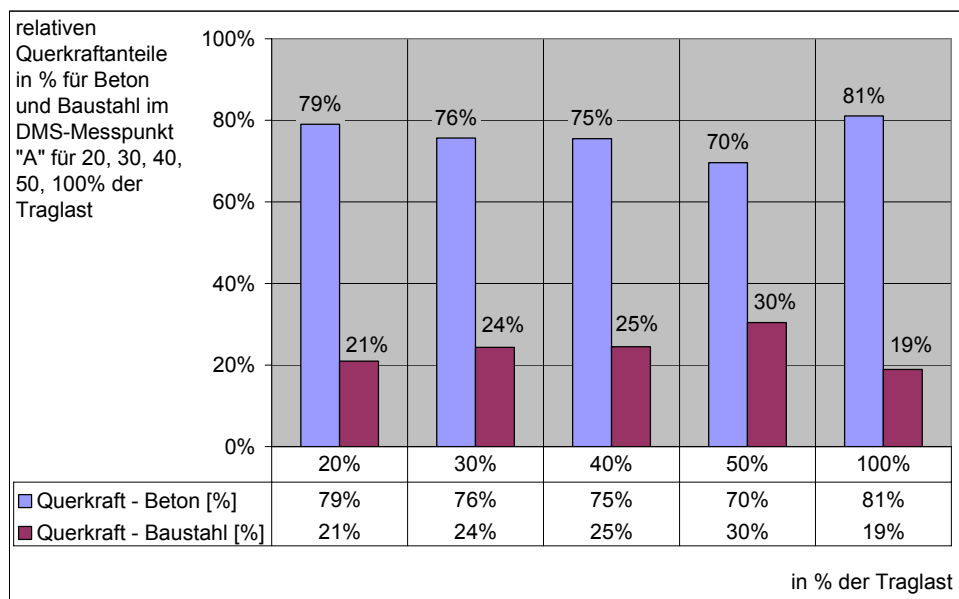


Abbildung 5.20: SF-Q-3 – Messpunkt „A“ relativer Zahlenvergleich in [%]

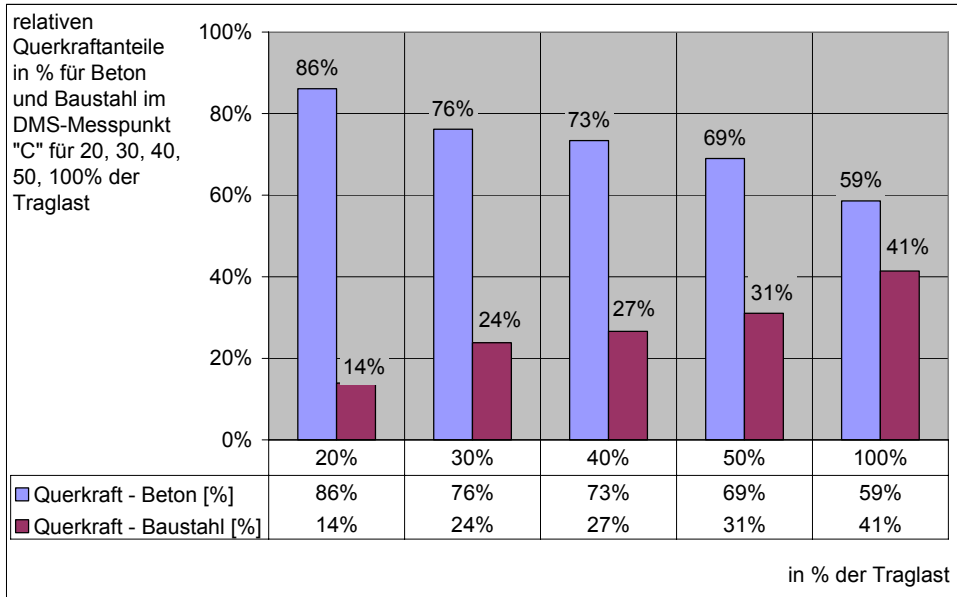


Abbildung 5.21: SF-Q-3 – Messpunkt „C“ relativer Zahlenvergleich in [%]

Die Abbildung 5.22 zeigt die Auswertung der DMS-Messergebnisse im Baustahlprofil. Analog der Querkraftverteilung im Beton liegt der maximale Querkraftanteil im Baustahlprofil bei ca. 40%.

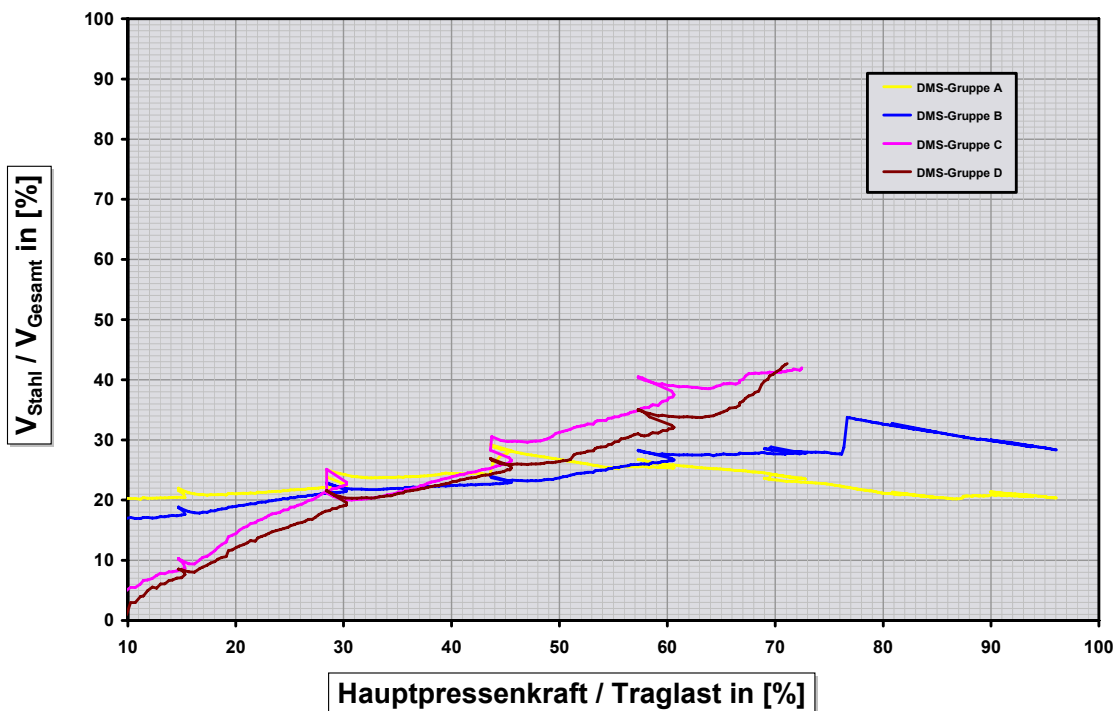


Abbildung 5.22: Querkraftanteil Stahlträgers bei Träger SF-Q3

Die Auflistung der Ergebnisse ist in der nachfolgenden Tabelle nochmals zusammengefasst.

Tabelle 5.11: Aufteilung der Querkraft bei SF-Q3

Querkraftverteilung des Trägers SF-Q3 bei % der Traglast			A	B	C	D
20% Traglast	Anteil Betonquerkraft	[%]	79,0%	81,7%	86,1%	68,3%
	Anteil Baustahlquerkraft	[%]	21,0%	18,3%	13,9%	31,7%
30% Traglast	Anteil Betonquerkraft	[%]	75,7%	77,9%	76,2%	73,8%
	Anteil Baustahlquerkraft	[%]	24,3%	22,1%	23,8%	26,2%
40% Traglast	Anteil Betonquerkraft	[%]	75,5%	77,5%	73,4%	73,1%
	Anteil Baustahlquerkraft	[%]	24,5%	22,5%	26,6%	26,9%
50% Traglast	Anteil Betonquerkraft	[%]	69,6%	76,4%	69,0%	78,7%
	Anteil Baustahlquerkraft	[%]	30,4%	23,6%	31,0%	21,3%
100% Traglast	Anteil Betonquerkraft	[%]	80,7%	73,0%	58,2%	58,2%
	Anteil Baustahlquerkraft	[%]	19,3%	27,0%	41,8%	41,8%

5.3.5 Querkraftanteile SF-Q4

Beim Versuchsträger SF-Q4 treten die gleichen Querkraftverteilungen auf wie in den vorangegangenen beschriebenen Träger. Im Messpunkt D_A liegt der Querkraftanteil im Beton zwischen 73 und 83% und nimmt nach einer stetigen Abnahmen ab einem Traglastanteil von 65% wieder leicht zu. Die Abbildung 5.23 bis Abbildung 5.25 zeigen jeweils die Querkraftverteilung in den DMS-Messpunkten D_A und D_C auf.

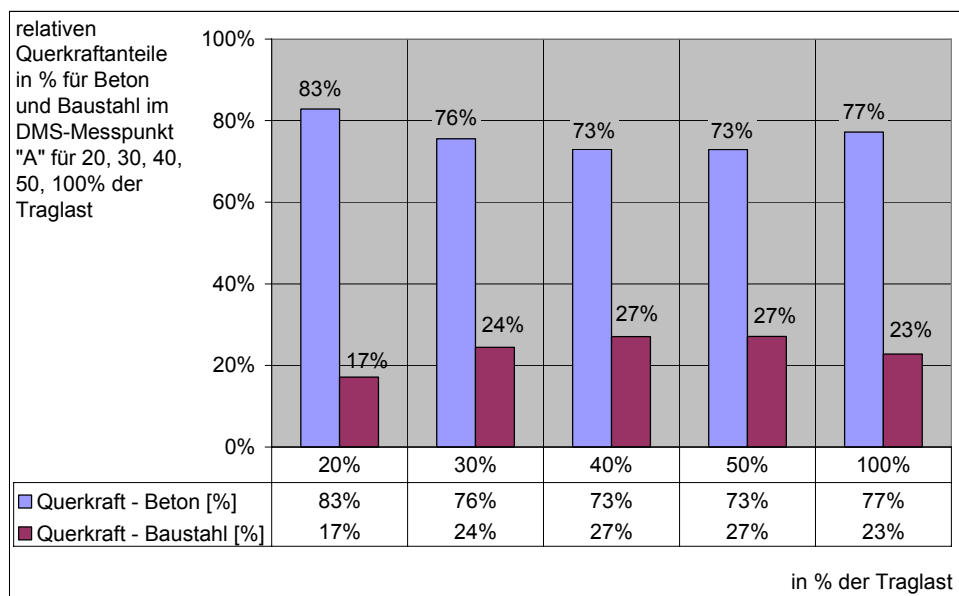


Abbildung 5.23: SF-Q-4 – Messpunkt „A“ relativer Zahlenvergleich in [%]

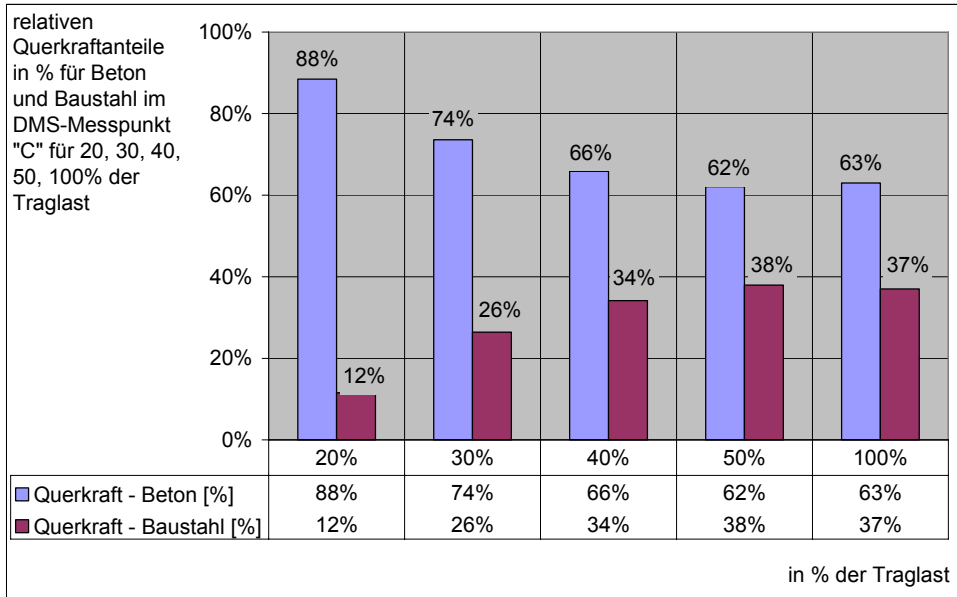


Abbildung 5.24: SF-Q-4 – Messpunkt „C“ relativer Zahlenvergleich in [%]

Die Querkraftanteil im Baustahlprofil in Abhängigkeit der einwirkenden Last ist in der Abbildung 5.25 zu sehen. Die zahlenmäßige Zusammenstellung der Versuchsauswertung ist in der nachfolgenden Tabelle dargestellt.

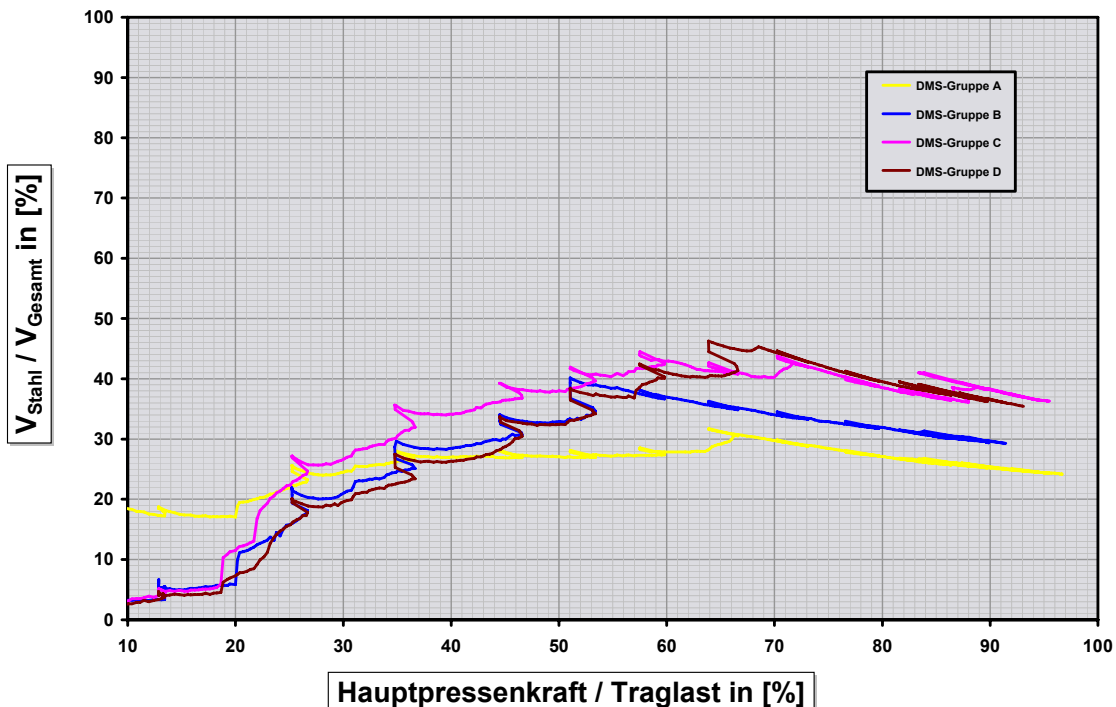


Abbildung 5.25: Querkraftanteil Stahlträgers bei Träger SF-Q4

Tabelle 5.12: Aufteilung der Querkraft bei SF-Q4

Querkraftverteilung des Trägers SF-Q4 bei % der Traglast			A	B	C	D
20% Traglast	Anteil Betonquerkraft	[%]	82,8%		88,4%	
	Anteil Baustahlquerkraft	[%]	17,2%		11,6%	
30% Traglast	Anteil Betonquerkraft	[%]	75,5%	79,2%	73,6%	80,7%
	Anteil Baustahlquerkraft	[%]	24,5%	20,8%	26,4%	19,3%
40% Traglast	Anteil Betonquerkraft	[%]	72,9%	71,5%	65,8%	73,8%
	Anteil Baustahlquerkraft	[%]	27,1%	28,5%	34,2%	26,2%
50% Traglast	Anteil Betonquerkraft	[%]	72,9%	65,8%	62,1%	41,9%
	Anteil Baustahlquerkraft	[%]	27,1%	34,2%	37,9%	58,1%
100% Traglast	Anteil Betonquerkraft	[%]	77,2%	70,5%	63,0%	64,8%
	Anteil Baustahlquerkraft	[%]	22,8%	29,5%	37,0%	35,2%

Bei einer Belastung von 20% der Traglast waren für die Messpunkte D_B und D_D nicht auswertbar, so dass die Felder entsprechend leer sind.

5.3.6 Querkraftanteile SF-Q5

Analog zu dem oben beschriebenen Tragverhalten ist für den Versuchsträger SF-Q5 die gleiche Kräfteverteilung zu erkennen. Für den Messpunkt D_A liegt der Anteil der Querkraft im Beton zwischen 70 und 80%, entsprechend im Baustahl zwischen 30 und 20%, siehe Abbildung 5.26, Abbildung 5.27 und Abbildung 5.28.

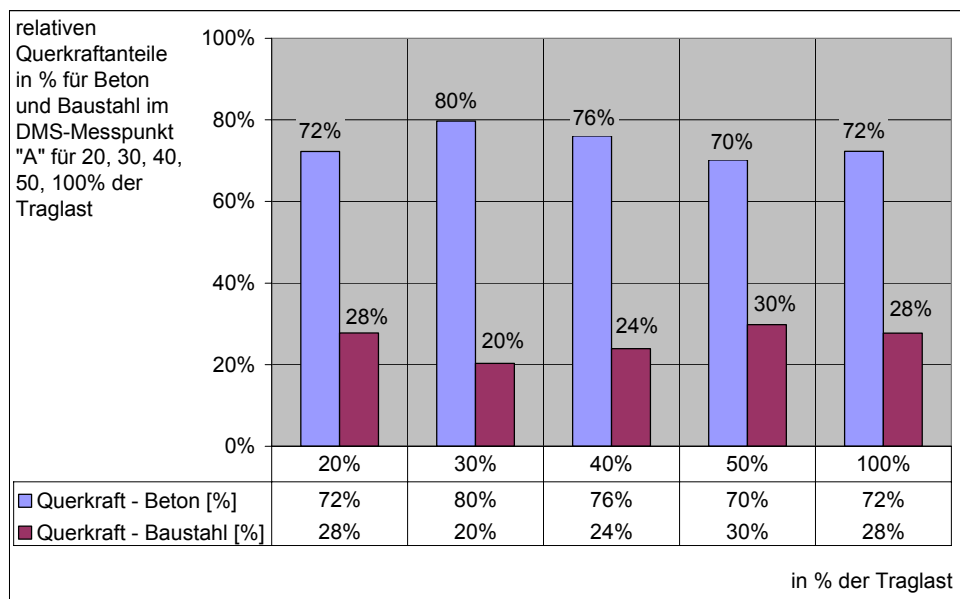


Abbildung 5.26: SF-Q-5 – Messpunkt „A“ relativer Zahlenvergleich in [%]

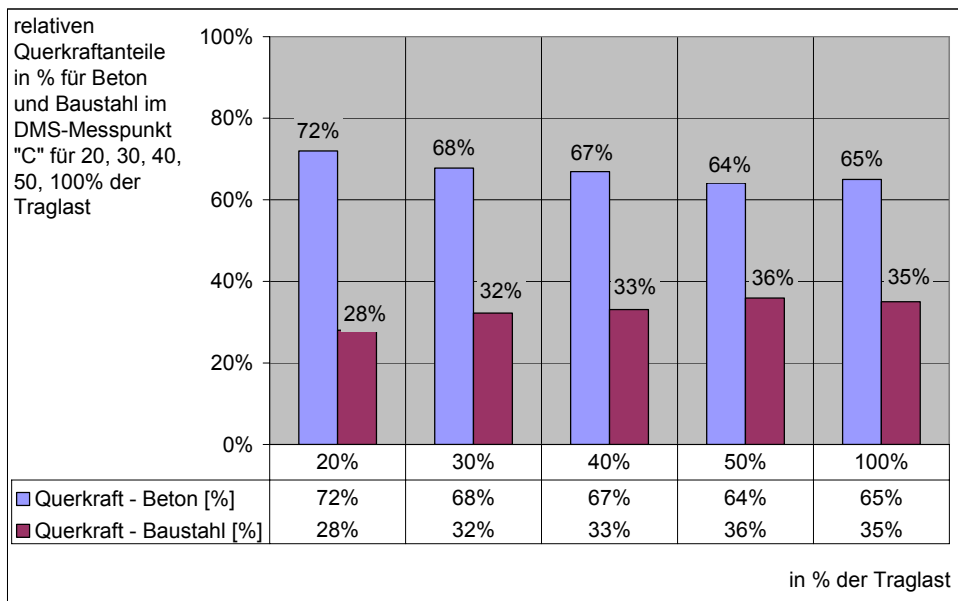


Abbildung 5.27: SF-Q-5 – Messpunkt „C“ relativer Zahlenvergleich in [%]

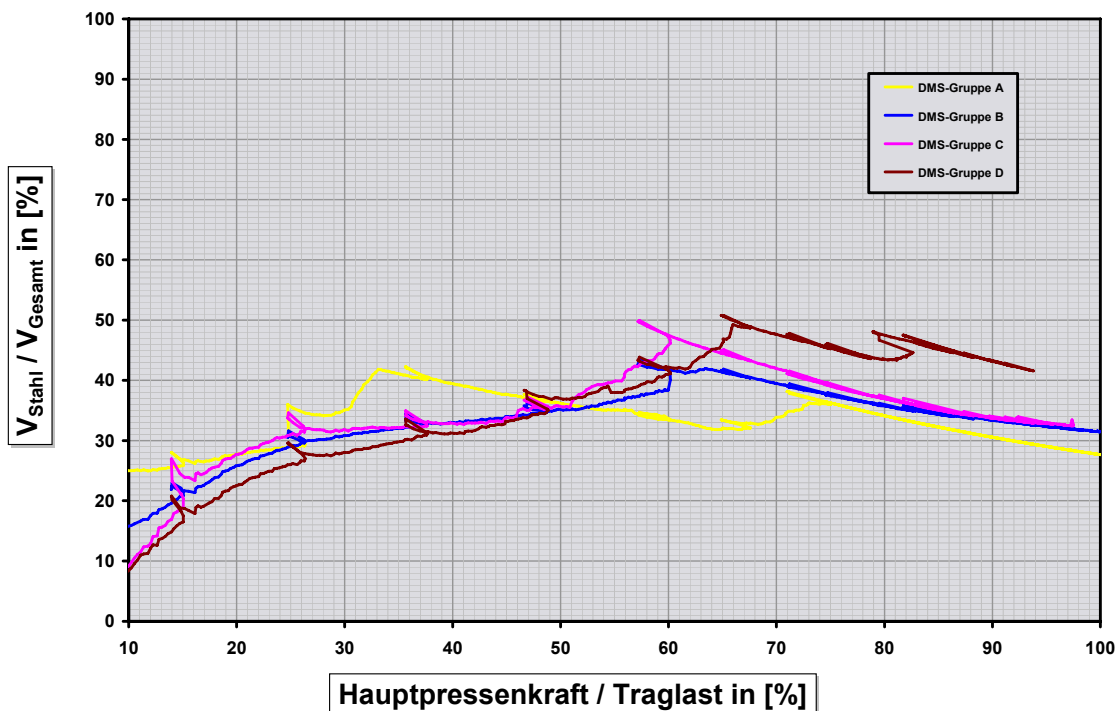


Abbildung 5.28: Querkraftanteil Stahlträgers bei Träger SF-Q5

Für den Versuchsträger SF-Q5 sind ebenfalls die Werte der Versuchsauswertung in der nachfolgenden Tabelle zusammengefasst.

Tabelle 5.13: Aufteilung der Querkraft bei SF-Q5

Querkraftverteilung des Trägers SF-Q5 bei % der Traglast			A	B	C	D
20% Traglast	Anteil Betonquerkraft	[%]	72,3%	72,9%	72,0%	77,6%
	Anteil Baustahlquerkraft	[%]	27,7%	27,1%	28,0%	22,4%
30% Traglast	Anteil Betonquerkraft	[%]	79,7%	68,1%	67,8%	71,9%
	Anteil Baustahlquerkraft	[%]	20,3%	31,9%	32,2%	28,1%
40% Traglast	Anteil Betonquerkraft	[%]	76,1%	66,2%	66,9%	68,8%
	Anteil Baustahlquerkraft	[%]	23,9%	33,8%	33,1%	31,2%
50% Traglast	Anteil Betonquerkraft	[%]	70,2%	64,1%	64,1%	62,9%
	Anteil Baustahlquerkraft	[%]	29,8%	35,9%	35,9%	37,1%
100% Traglast	Anteil Betonquerkraft	[%]	72,0%	67,8%	64,5%	57,2%
	Anteil Baustahlquerkraft	[%]	28,0%	32,2%	35,5%	42,8%

Beim Versuchsträger SF-Q5 ist zu berücksichtigen, dass dieser durch einen durchstanzähnlichen Bruch versagte.

5.3.7 Zusammenfassung der Versuchsauswertung der Querkraftanteile

Bei allen Versuchsauswertungen ist festzustellen, dass der Betonquerschnitt den größeren Anteil der Querkraft abträgt. Dieser Anteil liegt bei ca. 60-80% der einwirkenden Querkraft.

Man kann anhand der DMS-Auswertung erkennen, dass der Kraftanteil im Beton am Innenaufleger (DMS-Messpunkt D_A und D_B) im Mittel um ca. 10% höher ist als am Randaufleger (DMS-Messpunkt D_C und D_D).

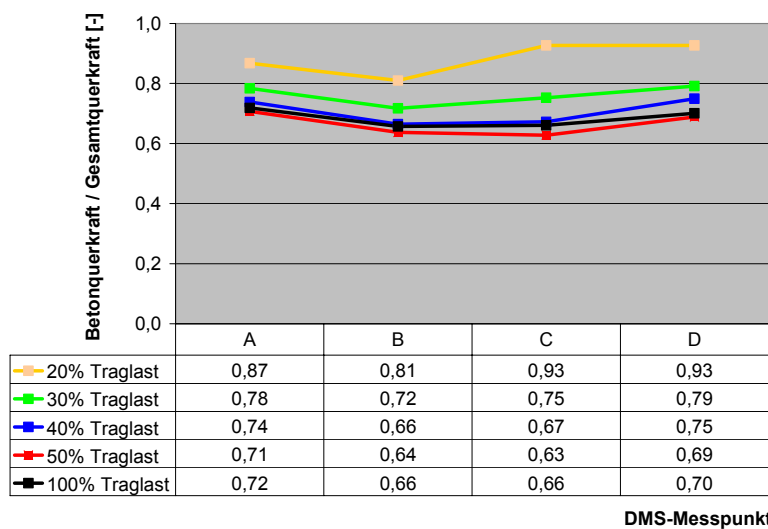
Mit steigender Einwirkung nimmt der Querkraftanteil im Betonquerschnitt ab, steigt jedoch ab einer Belastung von ca. 60% der Traglast wieder an. Der Abfall der Tragfähigkeit im Beton ist mit dem Reißen des Betonquerschnitts zu begründen, der leichte Anstieg der Betonquerkraft ist damit zu erklären, dass durch die Teilplastizierung des Baustahlsteiges, die Querkraft im Baustahlprofil nicht weiter zunehmen kann und es damit zu einer Umlagerung auf den Beton kommt.

6 Rückrechnung auf die Mittragende Breite/Querkraftanteile im Beton

6.1 Allgemeines

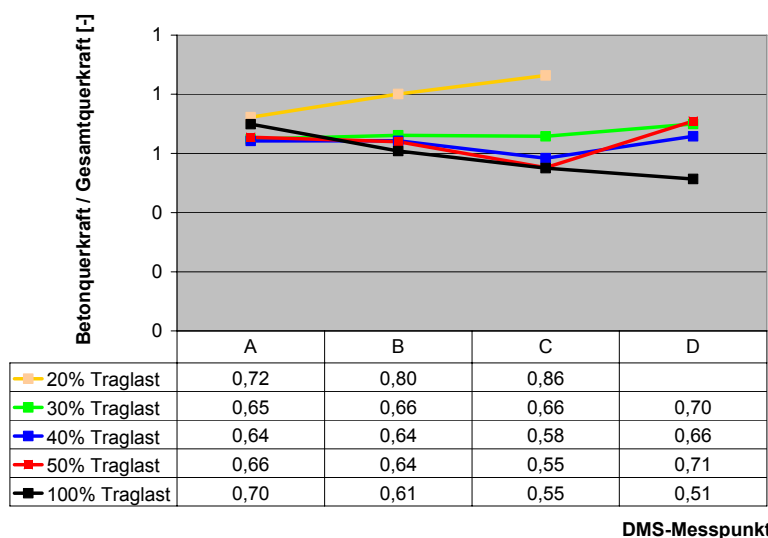
Im nachfolgenden Kapitel soll anhand der Versuchsergebnisse und der in Abschnitt 2 aufgezeigten Modelle zur Querkraft durch Rückrechnung auf die mittragende Breite des Stahlbetonquerschnitts geschlossen werden. Ziel der Untersuchung ist, die wirkliche Querkraftverteilung und die mittragende Breite zu erfassen und mit den bestehenden Modellen zu vergleichen.

Aus diesem Grund werden in den beiden nachfolgenden Abbildungen nochmals die Betonquerkraften der Versuchsträger bei 20, 30, 40, 50 und 100% der Traglast zusammengestellt.



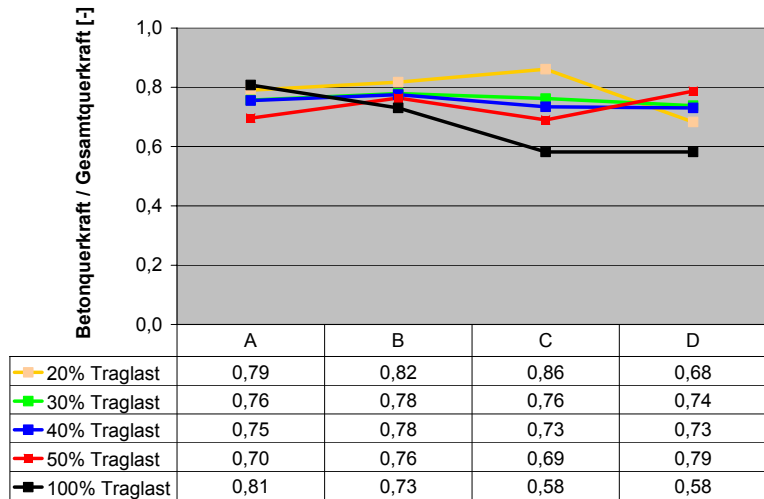
DMS-Messpunkt

Abbildung 6.1: Ermittelte Querkraft im Betongurt SF-Q1



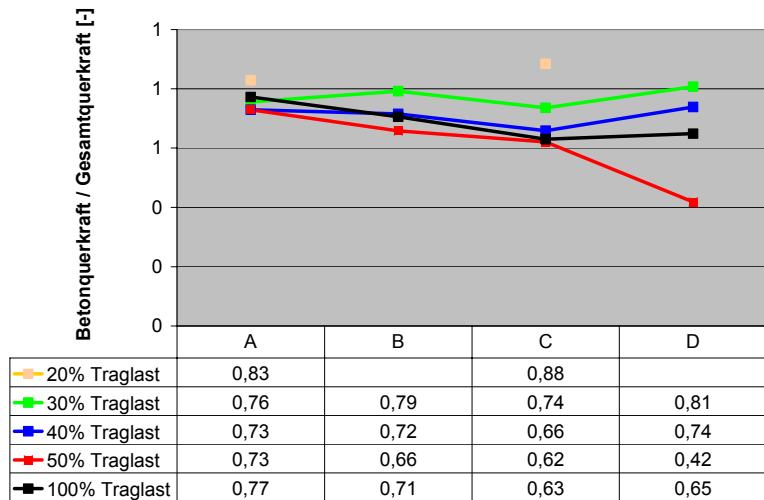
DMS-Messpunkt

Abbildung 6.2: Ermittelte Querkraft im Betongurt SF-Q2



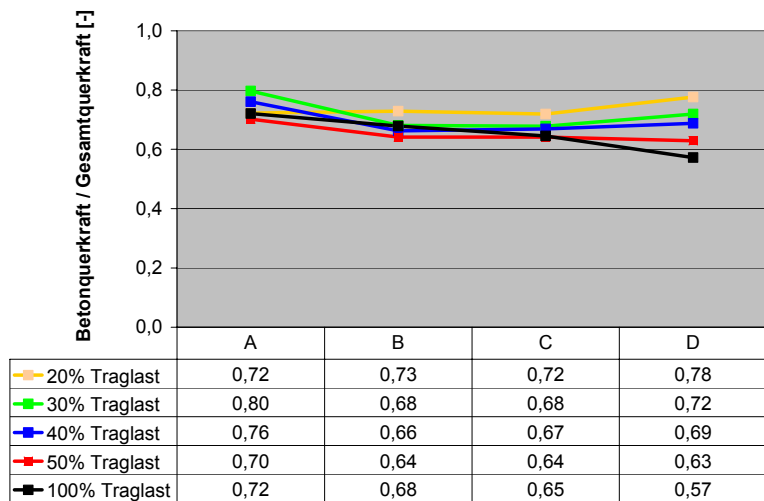
DMS-Messpunkt

Abbildung 6.3: Ermittelte Querkraft im Betongurt SF-Q3



DMS-Messpunkt

Abbildung 6.4: Ermittelte Querkraft im Betongurt SF-Q4



DMS-Messpunkt

Abbildung 6.5: Ermittelte Querkraft im Betongurt SF-Q5

6.2 Bestimmung der mittragenden Breite für Querkraft

6.2.1 Nach DIN 1045-1

Die Rückrechnung der mittragenden Breite nach der DIN 1045-1 erfolgt für 100% und 50% der Traglast.

Berechnung für 100% der Traglast

Bei 100% der Traglast berechnet sich die Querkrafttragfähigkeit eines Bauteils ohne rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung zu:

$$V_{Rd,ct} = [0.10 \cdot \kappa \cdot \eta_1 \cdot (100 \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} - 0.12 \sigma_{cd}] \cdot b_w \cdot d \quad (6.1)$$

Hierbei ist der Anteil der vorhandenen Betonkraft in der unbewehrten Platte anzusetzen. Durch Umformung und unter Berücksichtigung, dass in Heft 525 der Vorfaktormittelwert 0,2 ist (Elimination des Sicherheitsindex), ergibt sich, die mitwirkenden Breite b_w zu:

$$b_w = \frac{V_{Rk,ct}}{0.20 \cdot \kappa \cdot \eta_1 \cdot (100 \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot d} \quad (6.2)$$

Als Längsbewehrungsgrad wird für den Träger SF-Q3 $\rho_1=1,36E-3$ für alle anderen $\rho_1=1,76E-3$ ermittelt. Die statische Nutzhöhe wird mit $d=0,283m$ (SF-Q3) bzw. $d=0,223m$ bestimmt, während für den Träger SF-Q3 $\kappa=1,841$ bzw. für die restlichen Träger $\kappa=1,947$ ist. σ_{cd} wird zu Null gesetzt.

$$\rho_{ges} = \rho_1 + (A_{Fl} \cdot \frac{f_{yk}}{f_{sk}}) / A_c \quad (6.3)$$

Es zeigt sich jedoch, dass der Längsbewehrungsgrad und somit die Höhe der anrechenbaren Druckzonenhöhe unterschätzt wird. Bei der Berechnung des Längsbewehrungsgrads darf der untere Flansch als „Zugbewehrung“ nicht vernachlässigt werden. Die nach Gleichung (6.3) berechneten Längsbewehrungsgrade unter Berücksichtigung der Flansch sind in Tabelle 6.1 angegeben.

Tabelle 6.1: Längsbewehrungsgrad unter Berücksichtigung der Stahlflansch

Träger	SF-Q1	SF-Q2	SF-Q3	SF-Q4	SF-Q5
Längsbewehrung	0,0214	0,0158	0,0094	0,00116	0,00116

Somit ergibt sich unter Berücksichtigung, der ermittelten E-Moduli bzw. Festigkeiten die in Abbildung 6.6 dargestellten mittragenden Breiten.

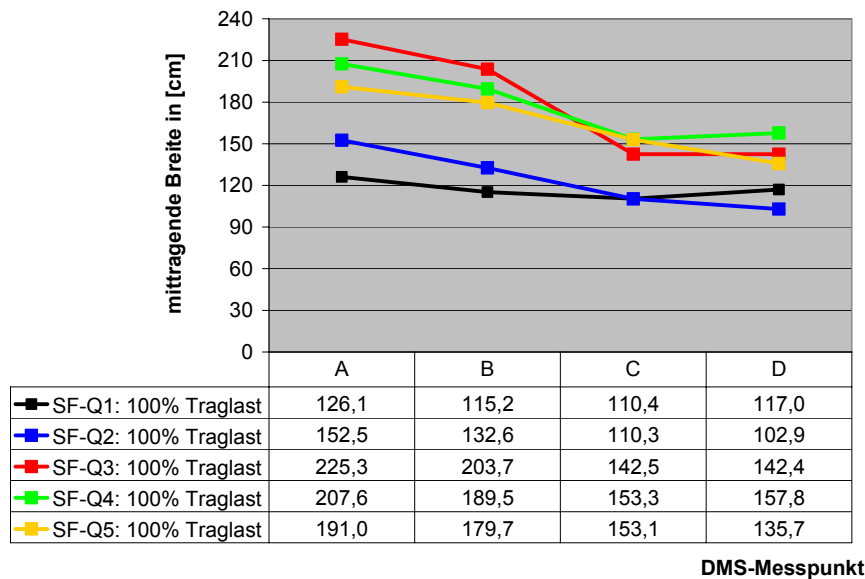


Abbildung 6.6: Zurückgerechnete mittragende Breite für die Betonquerkraft bei 100% Traglast in [cm]

Entsprechend der Querkraftverteilung zwischen dem Betonquerschnitt und dem Baustahl nimmt die berechnete mittragende Breite mit steigender Belastung ab. Die nachfolgende Abbildung 6.7 zeigt den Verhältniswert zwischen der berechneten mittragenden Breite und der tatsächlich vorhandenen geometrischen Breite.

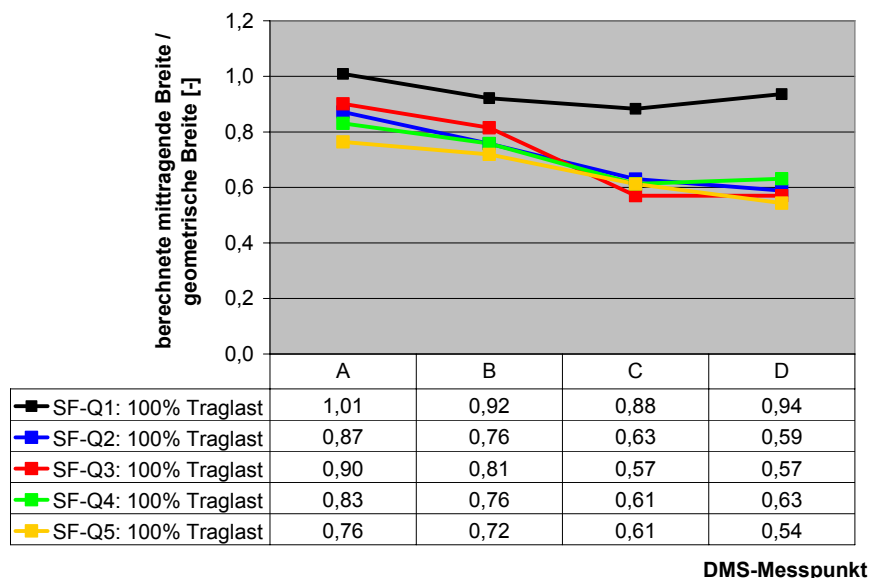


Abbildung 6.7: Verhältniswert aus berechneter mittragender Breite und geometrischer Breite bei 100% Traglast

Anhand der Grafik ist zu sehen, dass bei Erreichen des Traglastniveaus die Rückrechnung nach DIN1045-1 für das Mittelaufleger des Versuchsträgers SF-Q1 eine vollständige Mitwirkung des Betongurtes ergibt. Bei den Versuchsträgern SF-Q2 mit einem 175 cm breiten Betongurt

sowie den Versuchsträgern SF-Q3/Q4/Q5 mit einer Plattenbreite von 250 cm ergibt sich ein Verhältniswert zwischen 0,76 und 0,90. Dies ist mit der vergrößerten Steifigkeit des Betongurtes im Verhältnis zum Baustahlprofil begründet (siehe hierzu auch Abschnitt 6.2.4).

Berechnung für 50% der Traglast

Die empirische Gleichung (6.1) die Grundlage der Ermittlung der mittragenden Breite bei 100% Traglast ist, wurde auch zur Auswertung bei 50% Traglast verwendet. Die Verwendung einer empirischen Gleichung bei 50% Traglast, die jedoch auf Traglastniveau ermittelt wurde, soll als ein erster Ansatz gelten. Eine genaue Bestimmung der Schubspannungsverteilung ist hier ohne zusätzliche Untersuchungsmethoden, z. B. einer FEM Berechnung äußerst schwierig. Die nachfolgende Abbildung 6.8 gibt die zurückgerechneten mittragenden Breiten bei 50% der Traglast wieder, die Abbildung 6.9 die auf die geometrisch vorhandene Breite bezogenen Werte.

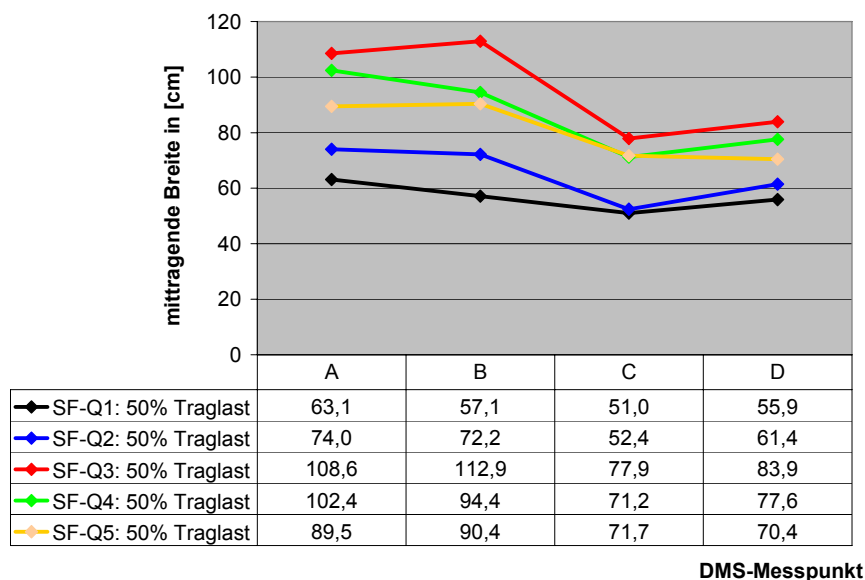


Abbildung 6.8: Aus den Versuchen zurückgerechnete mittragende Breite für Querkraft im Beton bei 50% Traglast in [cm]

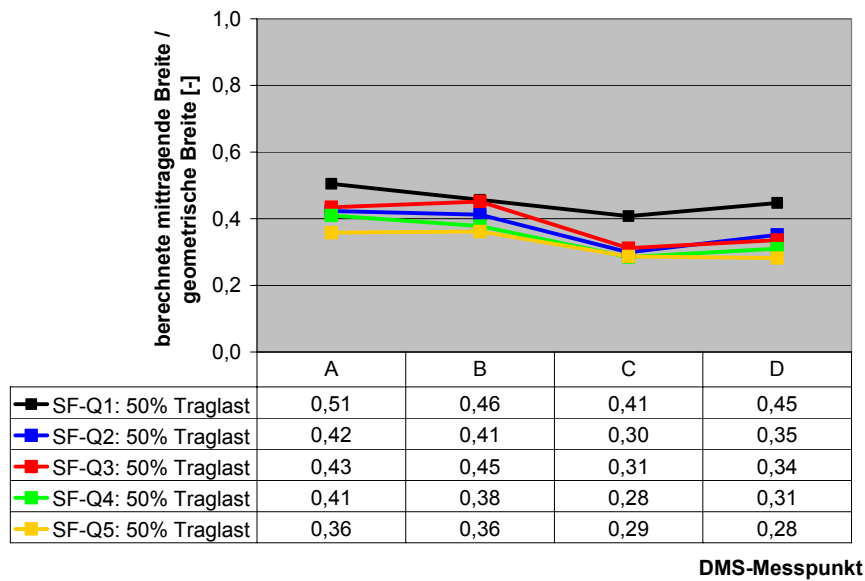


Abbildung 6.9: Verhältniswert aus berechneter mittragender Breite und geometrischer Breite bei 50% Traglast

Die Rückrechnung der mittragenden Breite aus dem empirischen Ansatz der Querkraft nach DIN 1045-1 für der Betongurt zeigt, dass sich der Betongurt sehr stark an der Querkraftabtragung beteiligt und sich ein hoher Verhältniswert zwischen der berechneten mittragenden Breite und der geometrischen Breite einstellt.

6.2.2 Nach Heft 240, DIN 18800-5, Ansatz Bode/Stengel

Im Abschnitt 2 wurden verschiedene Ansätze zur Bestimmung der Querkraft vorgestellt. Für den Ansatz nach Bode/Stengel, DIN18800-5 und Heft240 (DAfStb) sind in der nachfolgenden Tabelle 6.2 die ermittelten mittragenden Breiten den Ergebnissen der eigenen Versuchsauswertung (vgl. Abschnitt 5) gegenübergestellt.

Tabelle 6.2: Mittragende Breite der Versuchsträger nach Literatur und eigener Auswertung bei 100% Traglast

Träger	DAfStb Heft 240				DIN 18800-5				Bode / Stengel				Eigene Auswertung			
	A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D
SF-Q1	0,523	0,523	0,553	0,556	0,678	0,743	0,728	0,695	0,728				1,01	0,92	0,88	0,94
SF-Q2	0,374	0,373	0,395	0,397	0,484	0,531	0,520	0,496	0,520				0,87	0,76	0,63	0,59
SF-Q3	0,286	0,314	0,339	0,302	0,363	0,441	0,448	0,371	0,448				0,90	0,81	0,57	0,57
SF-Q4	0,262	0,261	0,276	0,278	0,339	0,372	0,364	0,347	0,364				0,83	0,76	0,61	0,63
SF-Q5	0,262	0,292	0,318	0,278	0,339	0,417	0,424	0,347	0,364				0,76	0,72	0,61	0,54

Grafisch sind die Ergebnisse nach Bode/Stengel, DIN18800-5 und Heft240 (DAfStb) beispielhaft für den Versuchsträger SF-Q3 in der nachfolgenden Abbildung 6.10 dargestellt.

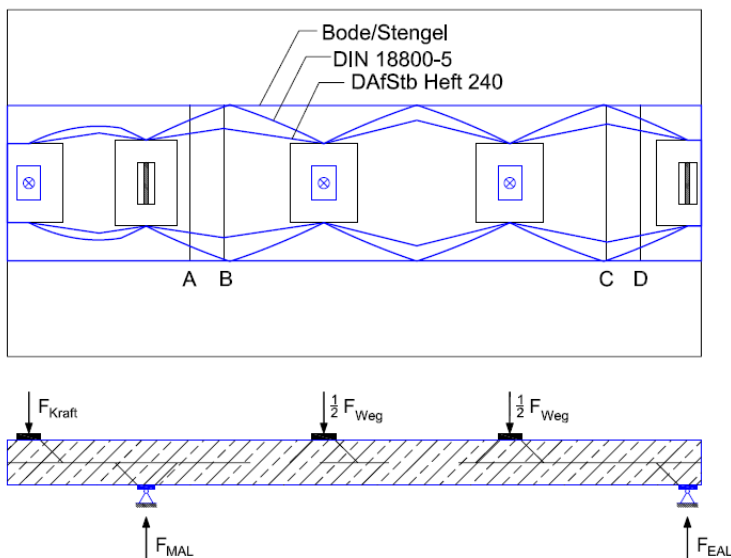


Abbildung 6.10: Mittragende Breite für Querkraft für den Träger SF-Q3 aus [Seitz 2005]

Es zeigt sich, dass alle Literaturwerte die mittragende Breite unterschätzen. Bei Anwendung der Literaturwerte liegt die ansetzbare Querkraft deutlich unter dem der Versuchsauswertung.

6.2.3 Nach Specht

Bei der empirischen Formel nach DIN 1045-1 bleibt die Schubschlankheit unberücksichtigt. Bei der Auswertung nach [Specht 1989] wird die Schubschlankheit berücksichtigt (vgl. 2.6), es ist jedoch kein gravierender Unterschied (SF-Q5 Schubschlankheit 5, ansonsten 4) fest zu stellen (vgl. Abbildung 6.1). Ein Grund kann natürlich der relativ geringe Unterschied der Schlankheiten sein, des Weiteren muss noch geklärt werden, ob Specht den Einfluss der Schubschlankheit ausreichend berücksichtigt hat. Ein weiterer Punkt ist, dass auch Specht den Längsbewehrungsgrad berücksichtigt. Wieder musste der untere Flansch in einer ersten Näherung in eine äquivalente Bewehrung umgerechnet werden. Der so ermittelte Bewehrungsgrad liegt zwar noch innerhalb des Specht'schen Gültigkeitsbereiches, aber die Übertragbarkeit auf Verbundträger kann nicht ohne weiteres angenommen werden.

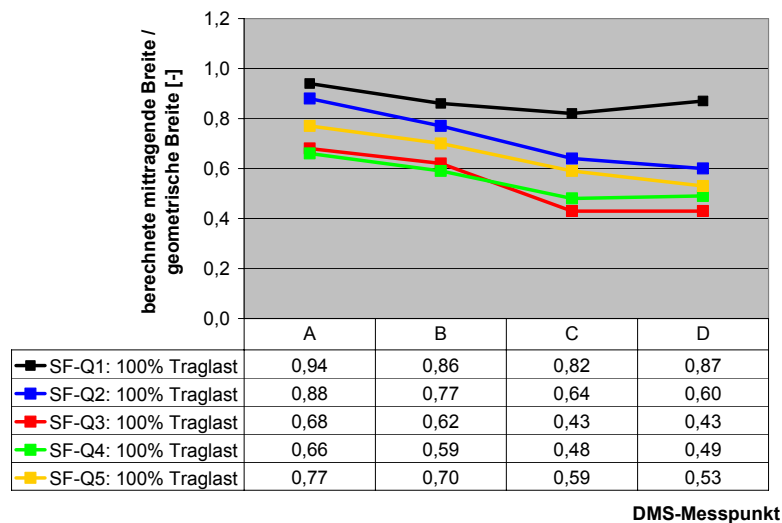


Abbildung 6.1: Aus den Versuchen zurückgerechnete mitwirkende Breite nach [Specht 1989]

6.2.4 Nach Zhou

Im Abschnitt 2.5.1 wurde der Ansatz von Zhou vorgestellt, bei dem über die Steifigkeitsverhältnisse (Schubsteifigkeiten) die Spannung im Betongurt und Baustahlprofil berechnet werden kann. Durch entsprechende Umformung kann dieser Ansatz unter der Berücksichtigung der im Versuch ermittelten Beton- und Baustahlquerkräfte nach der mittragenden Breite des Betongurtes aufgelöst werden. Das Ergebnis der Rückrechnung ist in der nachfolgenden Abbildung 6.11 zu sehen. Beispielhaft ist die Rückrechnung für den Messpunkt D_C angegeben. Die Werte sind jeweils auf die geometrisch vorhandene Breite bezogen.

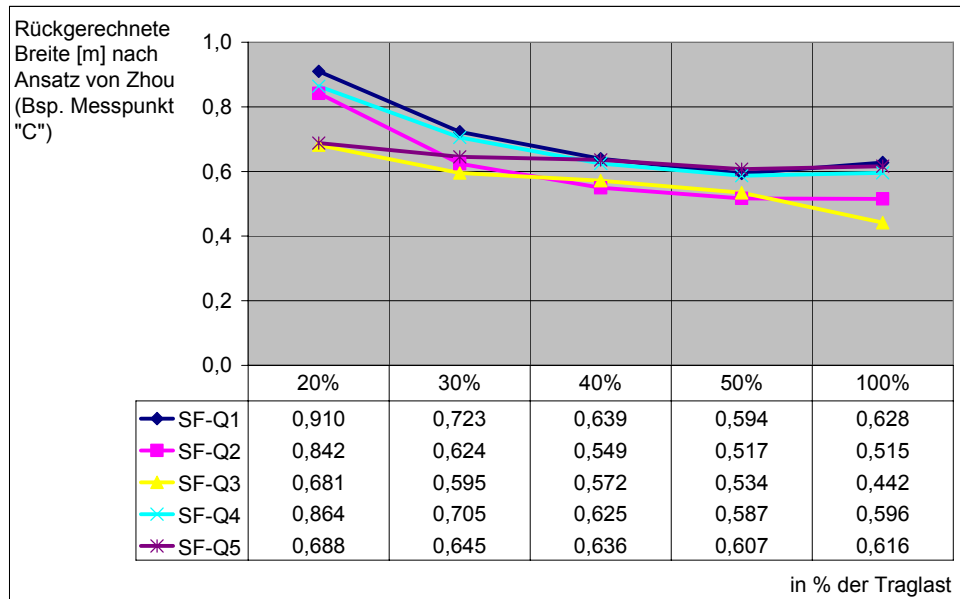


Abbildung 6.11: Rückrechnung der mittragenden Breite [m] - Ansatz Zhou

Es ist zu berücksichtigen, dass bei diesem Ansatz die Steifigkeitsminderung durch Rissbildung nicht berücksichtigt werden kann und ein linear elastischer Ansatz angewendet wird. Für den Messpunkt D_C kann davon ausgegangen werden, dass bei einem Lastniveau von 20 bis 50% der Traglast keine Risse in Messbereich vorhanden waren. Vergleicht man die Werte nach Zhou mit den zurückgerechneten Werten nach Abschnitt 6.2.1, so zeigt sich, dass bei 100% Traglast der Ansatz nach Zhou 1,8- bis 3,2-fach geringere Werte liefert.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass der Ansatz nach Zhou die Mitwirkung des Betons an der Querkraftabtragung im Traglastzustand doch stark unterschätzt.

6.2.5 Nach Fries

[Fries 2001] leitete in seiner Arbeit aus der Differentialgleichung (DGL) die Baustahl- und Querkraftanteile von Verbundträgern ab, siehe hierzu auch Abschnitt 2.5.3. Die Ableitung wurde hierbei für eine Gleichstreckenlast, symmetrischen Einzellasten und ein exzentrischen Einzellast durchgeführt. Die Herleitung und Formeln der einzelnen Ansätze können der Arbeit von [Muck 1998] entnommen werden.

Da es sich bei der Differentialgleichung für Platten um einen linear-elastischen Ansatz handelt, ergibt die Auswertung der Querkraftanteile für Beton und Baustahl für alle Laststufen die gleichen Anteile. Da die Differentialgleichung für Einfeldträgersysteme hergeleitet wurde, werden bei den nachfolgenden Untersuchungen und Vergleiche nur der Messpunkt D_D am Randaufleger herangezogen.

Für den DMS-Messpunkt D_D ist die Querkraftaufteilung in der nachfolgenden Abbildung 6.12 gegeben. Der Anteil der Betonquerkraft an der gesamten einwirkenden Querkraft liegt hierbei zwischen 76 und 89%, der Anteil im Baustahl somit zwischen 11 und 24%.

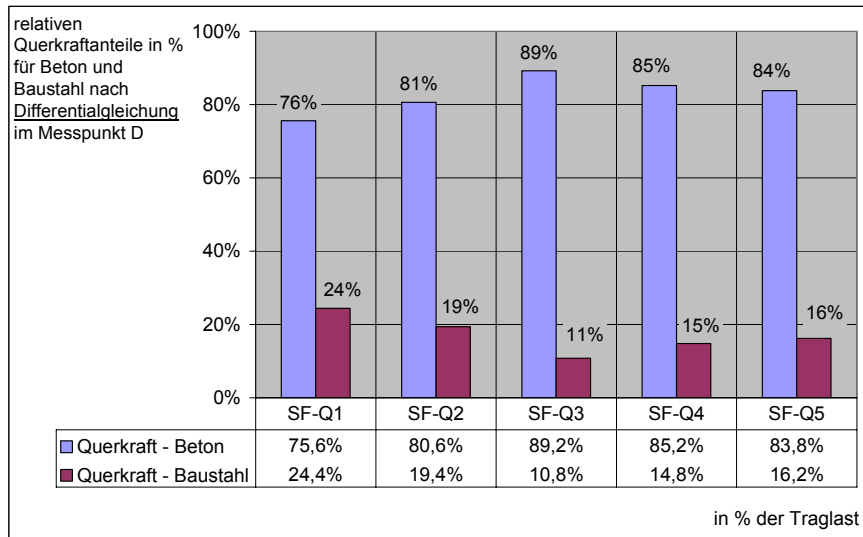


Abbildung 6.12: Anteil Beton-/Baustahlquerkraft in [%] im DMS-Messpunkt "D"

Die Versuchsauswertung zeigte, dass die Querkraftverteilung abhängig von der einwirkenden Last ist. Um dies zu verdeutlichen ist in der nachfolgenden Abbildung ein Vergleich zwischen der Querkraftverteilung nach Differentialgleichung [Fries 2001] und beispielhaft für den Versuchsträger SF-Q1 aufgezeigt, jeweils für die Laststufen 20, 30, 40, 50 und 100% der Traglast.

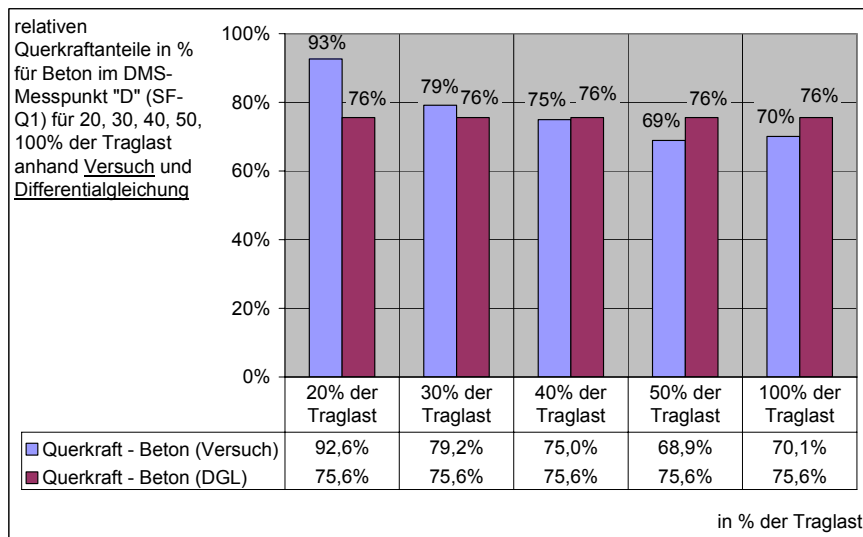


Abbildung 6.13: Vergleich Querkraftanteile (Versuch zu DGL) – DMS-Messpunkt „D“

Anhand des Diagramms ist zu erkennen, dass der Anteil der Betonquerkraft bei geringen und mittleren Lasten von der Differentialgleichung unterschätzt und bei 50 bzw. 100% der Traglast jedoch leicht überschätzt wird.

Eine Zusammenstellung der Verhältnisse (Querkraft aus Versuch zu Querkraft aus DGL) ist in der Abbildung 6.14 für alle Träger und die einzelnen Laststufen zusammengestellt.

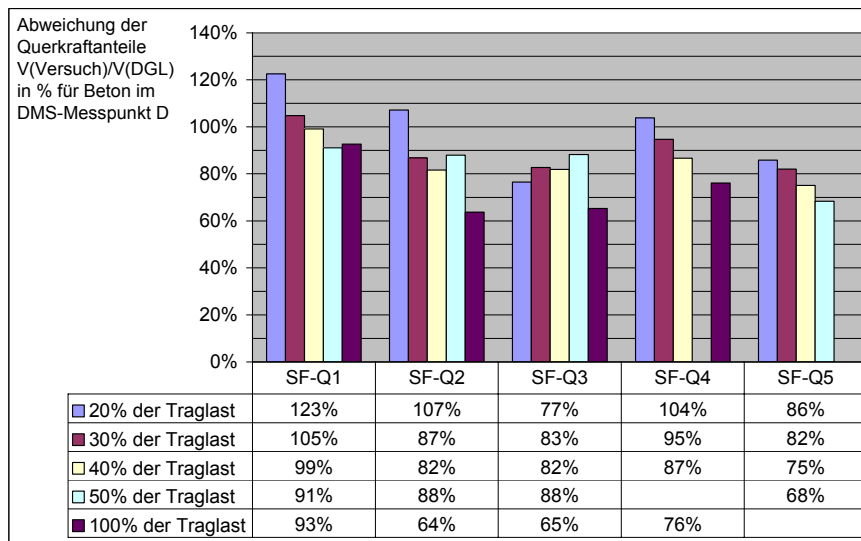


Abbildung 6.14: Vergleich Querkraftanteile (Versuch zu DGL) – DMS-Messpunkt „D“ für verschiedene Traglaststufen

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass die Differentialgleichung die Querkrafttragfähigkeit für kleine und mittlere Lasten unterschätzt bzw. genau im Bereich der Versuchsergebnisse liegt, jedoch für den Traglastbereich diese dann jedoch überschätzt.

6.3 Zusammenfassung der Ergebnisse aus der Rückrechnung

Mittels der in Abschnitt 2 vorgestellten Ansätze und Modelle zur Bestimmung der Querkraftanteile im Beton bzw. der mittragenden Breite unter Querkraft sollten die Versuchsergebnisse verglichen werden. Es zeigte sich, dass die Modelle die mittragende Breite meist unterschätzen und dem Betongurt eine zu geringe Querkraft zuweisen.

7 Numerische Untersuchungen

7.1 Allgemeines

Für die in Abschnitt 4 beschriebenen Versuche wurden numerische Modelle zur Nachrechnung der Versuchsergebnisse mit Hilfe der Finiten-Element Methode erstellt. Die numerischen Untersuchungen dienen der Bestimmung der ermittelten Querkräfte an den Messstellen der DMS Rosetten D_C und D_D (vgl. hierzu Abbildung 5.14). Die Ermittlung der Querkraft an den Stellen D_A und D_B konnte auf Grund der geplanten Vernachlässigung des Kragarms (vgl. nachfolgender Abschnitt 7.3) bei der FE-Modellierung nicht erfolgen.

Da bei niedrigen Verbundträgern schon bei geringen Lasten infolge des Überschreitens der Zugspannungen Risse entstehen, hat die Wahl eines geeigneten Materialmodells für den Beton eine besondere Bedeutung bei der Modellierung. Aus diesem Grund wurde das Programm MASA, das im nächsten Abschnitt kurz vorgestellt wird, gewählt.

7.2 Das FE-Programm

Die Modellierung der Verbundträger und die grafische Darstellung der Ergebnisse erfolgten mit dem Pre- und Postprozessor FEMAP, während für die eigentliche Berechnung des Verbundträgers das Finite-Element Programm MASA verwendet wurde. MASA (MACrosopic Space Analysis) wurde durch Ožbolt am Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart entwickelt.

Im Folgenden soll nur ein kurzer Einblick in MASA, soweit für die FE-Modellierung und Berechnung von Slim-Floor Trägern notwendig, gegeben werden. Für eine detaillierte Beschreibung des Finite-Elemente-Programms MASA und des verwendete Materialmodell wird auf entsprechende Literatur [Ožbolt 1995], [Ožbolt 1999 a], [Ožbolt 2001] verwiesen.

Zur numerischen Berechnung verwendet MASA ein Makromodell mit implementiertem Mikro-Materialmodell. Auf der Mikroebene arbeitet dieses Modell mit 21 einachsigen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen, die über die Eingabe der „klassischen“ Materialkenngrößen wie Betondruck- und -zugfestigkeit, E-Modul etc. definiert werden.

Die im Beton entstehenden Risse bei Überschreiten der Betonzugfestigkeit werden in MASA mit der verschmierten Rissmethode berücksichtigt, d.h. die Rissöffnung wird über die Elementlänge als Dehnung „verschmiert“ und durch ein modifizierte Spannungs-Dehnungs-Beziehung berücksichtigt [Ožbolt 1998], [Ožbolt 1999 b]. Der Einfluss der Elementgröße auf die Schädigungszone wird mit einem so genannten Lokalisierungsbegrenzer reduziert. Hierzu seien die Verfahren ‚Rissband-Methode‘ und ‚nichtlokale Integrationsmethode‘ genannt.

Die Modellierung des Betons erfolgte in dem in Abbildung 7.2 dargestellten Modell durch Tetraeder, der Baustahl hingegen wurde mit Hexadern modelliert. Die Bewehrung wurde mit 1-achsigen Stab-Elementen („Bar“), die zwischen den Knoten der Betontetraeder spannen, modelliert. Um das Verschiebungsverhalten zwischen den Materialien Beton und Stahl ausreichend genau darzustellen, wurde eine Zwischenschicht modelliert. Die Belastung wurde weggesteuert mit Schrittweiten von weniger als 1mm aufgebracht.

Die gute Anwendbarkeit von MASA bei der Berechnung des quasispröden Betons wurde bereits durch etliche Vergleichsrechnungen wie z.B. Untersuchungen an Stahlbetonträgern, Durchstanzen von Flachdecken, Verankerungen in Beton, etc.) bestätigt [Ožbolt 1999 b]. Hervorzuheben ist die realitätsnahe Darstellung der Rissbildung im Beton.

7.3 Modellierung

Obwohl das statische System (vgl. Abbildung 7.1<) infolge des Kragarms keine Doppelsymmetrie aufweist wurde bei der Modellierung auf diese Vereinfachung zurückgegriffen. Dies ist auf Grund der geringen konstanten Kragarmbelastung im Vergleich zu den festgestellten Versuchslasten (vgl. Tabelle 7.1) u. E. zulässig. Des Weiteren wurde bei den Versuchsträgern SF-Q1 bis SF-Q4 ein Querkraftversagen beobachtet. Beim Träger SF-Q5 wurde hingegen ein Durchstanzen am Mittelaufleger beobachtet, was auf Grund der gewählten Modellreduzierung nicht dargestellt werden kann. Aus diesem Grund wird auf die numerische Untersuchung des Trägers SF-Q5 verzichtet.

Die Vernachlässigung des Kragarms hat den Vorteil, dass die Element- und Knotenanzahl und somit die Rechenzeit deutlich reduziert werden konnte. Auf eine Reduzierung der Rechenzeit durch „Aufweichung“ des Konvergenzkriteriums und durch eine Verringerung der maximalen Iterationsschritte wurde hingegen verzichtet.

Die Abbildung 7.2 zeigt das FE-Modell des Versuchsträgers SF-Q1 mit einer Elementanzahl von ca. 220 000 Elementen.

Tabelle 7.1: Größe der Belastung beim Versagen der Versuchsträger

Versuchsträger	SF-Q1	SF-Q2	SF-Q3	SF-Q4	SF-Q5
Hauptpressenlast in [kN]	1240	1257	1651	1506	1333
Kragarmbelastung in [kN]	70	123	253	173	175

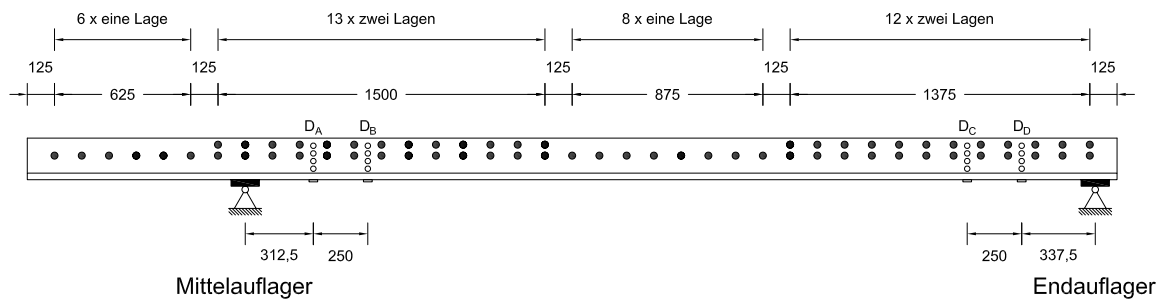


Abbildung 7.1: Statisches System Verbundträger

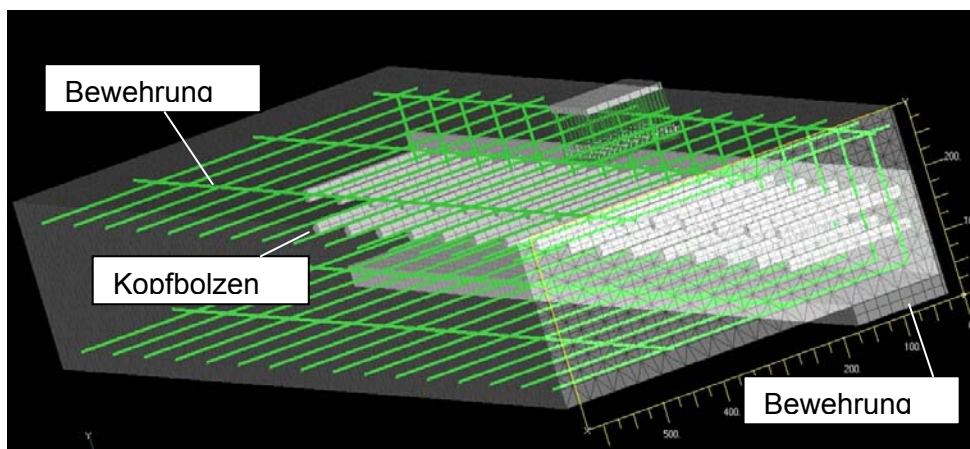


Abbildung 7.2: Isometrie des Trägers SF-Q1 (Darstellung aus FEMAP)

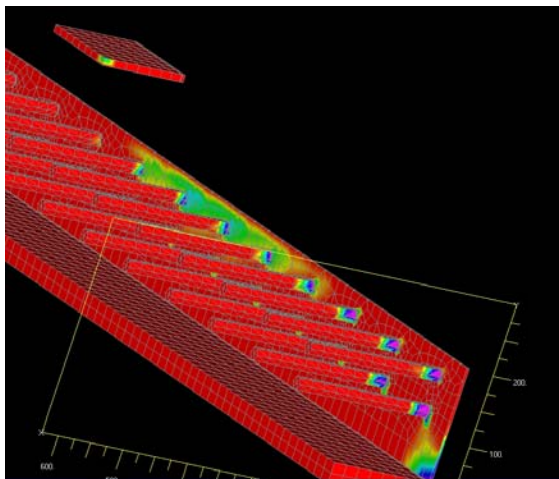


Abbildung 7.3: Spannungsverteilung Kopfbolzen im Rahmen einer Voruntersuchung

Die Kopfbolzen wurden zur Vereinfachung anders als bei den realen Versuchsträgern über die gesamte Trägerlänge 2-reihig angeordnet. Des Weiteren wurde auf die Ausbildung des Bolzenkopfes und der Schweißwulst am Bolzenfuß verzichtet. Abbildung 7.3 zeigt qualitativ die erwartete Spannungsverteilung des Bolzenschafts. Die Einleitung der Kräfte erfolgt vor allem über den Bolzenfuß. Somit ist u. E. diese Idealisierung hinreichend genau.

7.4 Werkstoffkennwerte

Bei der Nachrechnung der Versuche wurden die in Tabelle 7.2 dargestellten Materialkennwerte verwendet.

Tabelle 7.2: Kennwertbestimmung für FE-Berechnung

Material	Kennwerte	Versuchsnachrechnung
Beton	f_c Druckfestigkeit	Würfelprüfung
	f_{ct} Zugfestigkeit	4-Punkt-Biegeversuch
	E_c E-Modul	[Model Code 90]
	G_f Bruchenergie	[Model Code 90]
Kopfbolzen	R_m Zugfestigkeit	Herstellerangaben
	R_{eL} Streckgrenze	
	A_5 Dehnung	
Baustahl	f_y Streckgrenze	Zugversuch
	f_u Zugfestigkeit	
	E_a E-Modul	
Baustahl	f_y Streckgrenze	Zugversuch
	f_u Zugfestigkeit	
	E_a E-Modul	

7.5 Verifikation des FE-Modells

Es zeigt sich bei den numerisch untersuchten Trägern SFQ1- SFQ4 eine insgesamt sehr gute Übereinstimmung (< 4% Abweichung) der rechnerischen Traglasten mit den Versuchen (vgl. Tabelle 7.3).

Tabelle 7.3: Vergleich der rechnerischen mit den Versuchstraglasten

Träger	SFQ1	SFQ2	SFQ3	SF4
Versuch [kN]	1240	1257	1650	1506
Numerisch ermittelten Traglast*	1200	1247	1665	1455
Differenz (absolut)	40	10	-15	51
Differenz (%)	3,2	0,8	-0,9	3,4
*gerundete Werte				

Aufgrund des vernachlässigten Kragarms kann ein Vergleich der Durchbiegungen nur unzureichend erfolgen. Trotzdem zeigt der Vergleich der Last-Verformungskurven eine recht gute Übereinstimmung, die mit Ausnahme des Trägers SF-Q3, allerdings ein eher zu „steifes Verhal-

ten“ der modellierten Träger (vgl. Abbildung 7.6, Abbildung 7.11, Abbildung 7.15, und Abbildung 7.19) aufweist. Dieser Unterschied könnte auf die beim Träger 3 unterschiedliche Modellierung des Auflagerpunktes im Vergleich zu den Trägern SFQ1, SFQ2 und SFQ4 zurückzuführen sein. Des Weiteren ist zu erwähnen, dass zur Optimierung der Rechenzeit die Elementgrößen bei Träger SFQ3 deutlich größer gewählt wurden.

Für die Beurteilung des gewählten Modells entscheidende Aspekte sind, neben dem Erreichen der Traglast, die beobachtete Versagensart und die hieraus resultierende Rissbildung. Das charakteristische Versagensrissbild entsteht allerdings infolge des plötzlichen Schubversagens erst nach Erreichen der Traglast. Infolge von Konvergenzproblemen der materiell nicht-linearen numerischen Berechnung kann dieses Rissbild bei der Ermittlung der numerischen Lösung nach Erreichen der Traglast nicht genau bestimmt werden. Aus diesem Grund soll der Vergleich zwischen dem Rissbild bei Erreichen der Traglast (FE) und dem Versagensbild (Versuch) geführt werden.

Abbildung 7.4 zeigt das im Versuch beobachtete Rissbild am Bauteilrand nach Erreichen der Traglast am SF-Q1 Träger. Deutlich ist der entstandene schräg verlaufende Schubriss; sowie die rot angezeichneten Biegerisse an der Bauteilseitenfläche zu erkennen.

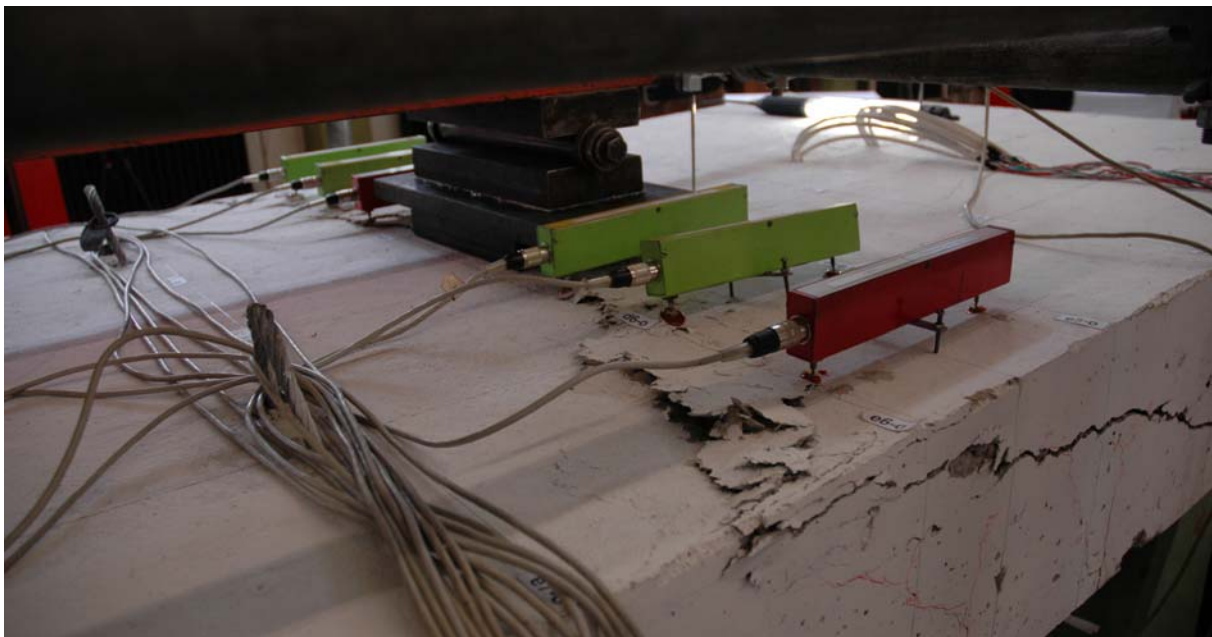


Abbildung 7.4: Rissbild SF-Q1 nach Erreichen der Traglast

Im Vergleich hierzu zeigt Abbildung 7.5 das rechnerisch ermittelte Rissbild an gleicher Stelle bei Erreichen der Traglast. Die entstandenen Biegerisse sind ebenso zu erkennen, wie der horizontal im Entstehen begriffene Schubriss. Zwar ist die Übereinstimmung nicht vollständig, jedoch ist

das für den Versuch typisches Rissbild auch hier zu beobachten. So entsteht der Riss hinter der Lasteinleitung und wandert horizontal leicht abfallend am Trägerrand entlang.

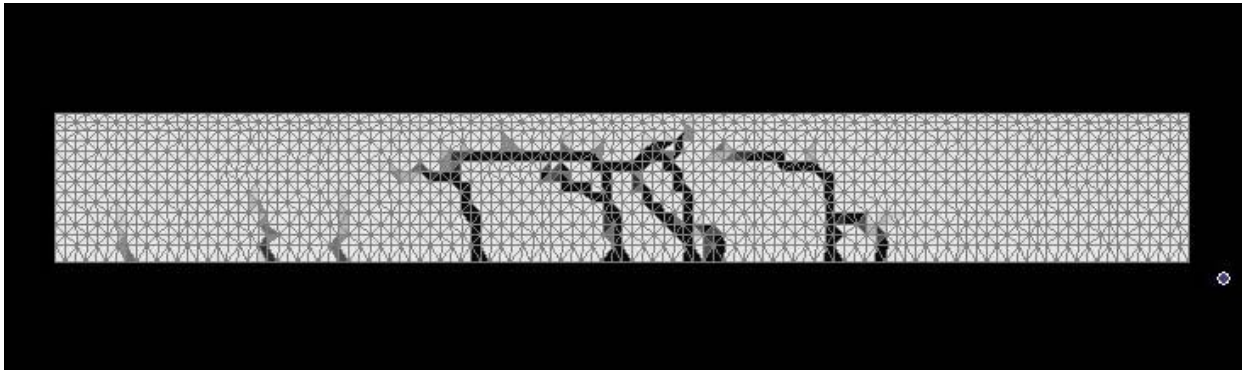


Abbildung 7.5: Numerisch ermitteltes Rissbild bei rechnerischer Traglast

Die in Abbildung 7.4 (Versuch) zu sehenden Risse auf der Bauteiloberseite dürften hingegen Abplatzungen infolge Überschreitens der zulässigen Druckspannungen sein (vgl. Abbildung 7.9 Druckspannungen in Trägerlängsrichtung).

Zusammenfassend ist festzustellen, dass die gewählte Modellierung in Bezug auf Steifigkeit eher etwas zu steif im Hinblick auf Traglast und Versagensart aber ausreichend genau ist.

7.6 Untersuchungsergebnisse

7.6.1 Nachrechnung Versuchsträger SFQ 1

Wie bereits im Abschnitt 7.5 beschrieben, zeigt die numerisch ermittelte Last-Verformungskurve im Bereich bis 800kN Hauptpressenbelastung die größte Abweichung im Vergleich zur Versuchsbeobachtung (Abbildung 7.6), während die Traglast und das Rissbild gut übereinstimmen, vgl. Abbildung 7.8.

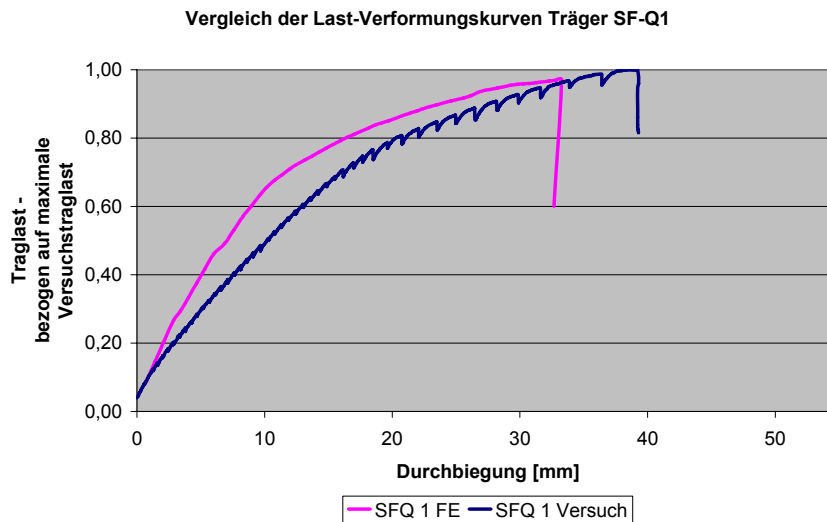


Abbildung 7.6: Last-Verformungskurve Träger SF-Q1

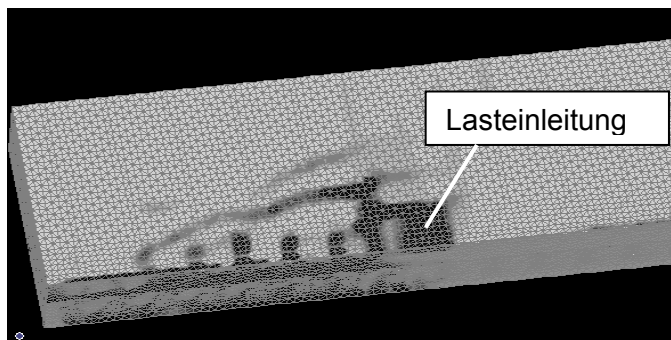


Abbildung 7.7: Rissbild an der Trägeroberseite des SF-Q1

Dies kann u.E. mehrere Gründe haben. Einerseits wurde die im Versuch aufgebrachte Vorbelastung über den Kragarm, die ein Reißen des Betons über dem Mittelaufleger des Versuchskörpers erzwingen sollte, nicht berücksichtigt. Andererseits wird der Beton im FE-Modell als ideal gleichmäßig verteilt über den gesamten Querschnitt angenommen, was im Versuch sicherlich nicht der Fall war. Des Weiteren werden Schwindefeffekte im FE-Modell nicht berücksichtigt.

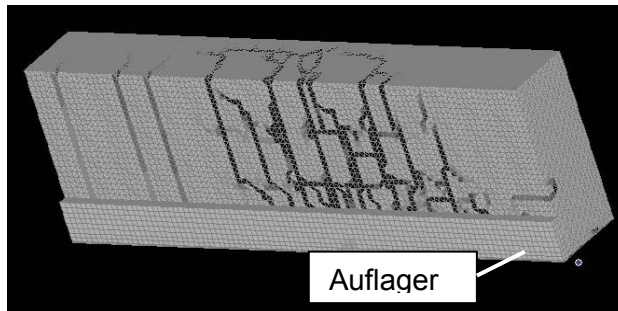


Abbildung 7.8: Numerisch ermitteltes Rissbild an der Trägerunterseite des SF-Q1

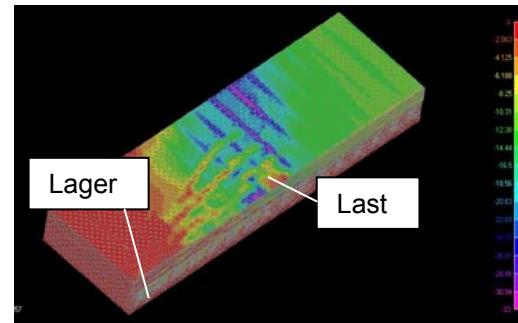


Abbildung 7.9: Druckspannungen in Längsrichtung des Trägers SF-Q1

Neben den Rissverläufen an der Trägersaußenseite (Abbildung 7.4) zeigen sich erste Schubrisse auf der Trägeroberseite (Abbildung 7.7), sowie Abplatzungen an der Lasteinleitungsstelle. Diese numerisch ermittelten Abplatzungen konnten auch im Versuch beobachtet werden. Die beobachteten Abplatzungen im Bereich zwischen Lasteinleitung und Bauteilrand auf der Trägeroberseite scheinen infolge Überschreiten der Druckspannungen in diesem Bereich erfolgt zu sein (Abbildung 7.9).

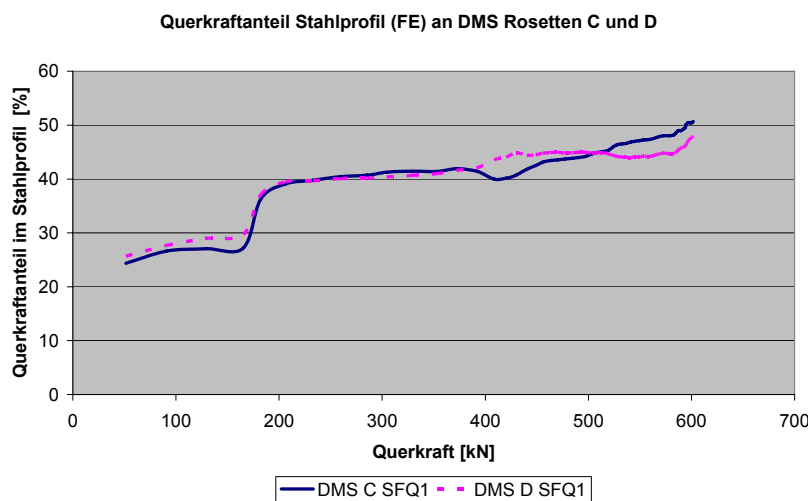


Abbildung 7.10: Vergleich der numerisch ermittelten Stahlquerkraft bezogen auf die Gesamtquerkraft

Die numerische Ermittlung des Querkräftanteils am Ort der DMS Rosettengruppen C und D zeigt, dass mit steigender Gesamtquerkraft bzw. Hauptpressenkraft auch der Querkräftanteil des Stahlprofils zunimmt. Jedoch zeigt die Auswertung weiter, dass selbst bei Erreichen der Traglast der Beton immer noch mit 50 Prozent an der Lastabtragung beteiligt ist.

7.6.2 Nachrechnung Versuchsträger SFQ2

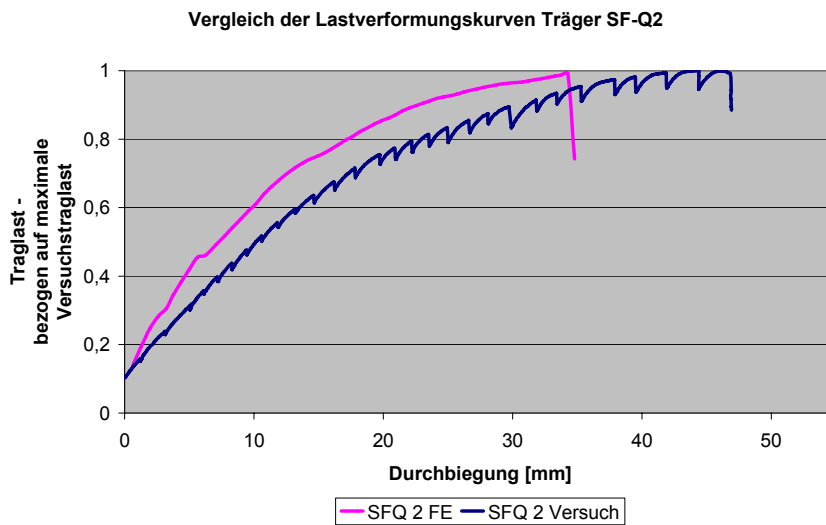
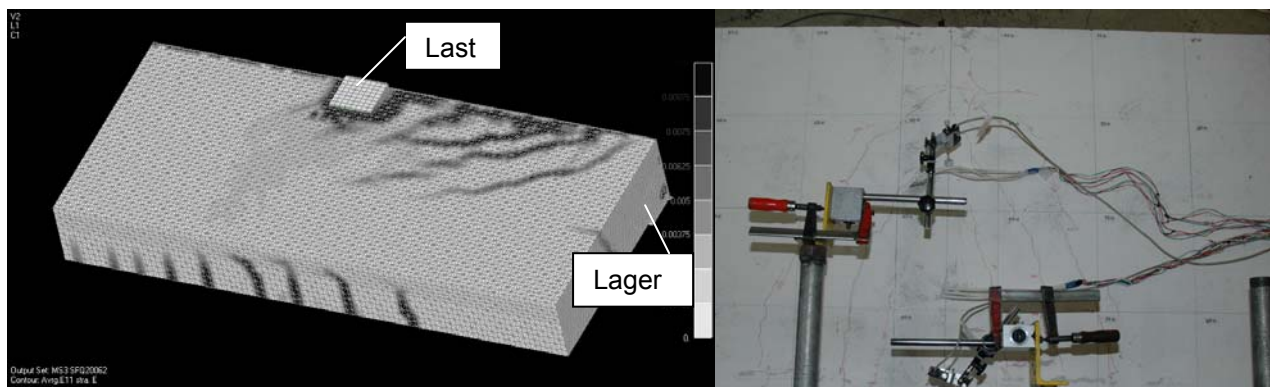


Abbildung 7.11: Last-Verformungs-Verhalten bezogen auf die im Versuch ermittelte Traglast des Versuchsträgers SF-Q2

Wie bereits beim Träger SF-Q1 festgestellt, zeigt die numerisch ermittelte Last-Verformungskurve des Träger SF-Q2 (Abbildung 7.11) eine etwas geringere Durchbiegung im Vergleich zu den Versuchsergebnissen. Jedoch konnte wie bereits beim Träger SF-Q1 eine gute Übereinstimmung (Abweichung unter 1%) der Traglasten erreicht werden. Auch der Vergleich der Rissbilder zeigt eine gute Übereinstimmung der numerischen Berechnung mit den Versuchsbeobachtungen (Abbildung 7.12)

So konnten die im Versuch beobachteten, auf das Auflager zulaufenden Schubrisse (Abbildung 7.12 b) auch bei der numerischen Berechnung festgestellt werden (Abbildung 7.12 a). Des Weiteren zeigt sich, dass sich der Bereich der hohen Druckspannung (Abbildung 7.13) nicht mehr ganz bis zum Bauteilrand ausbreitet.



a) Rissbild SFQ2 (FE)

Versuchsbeobachtung

Abbildung 7.12: Rissbild Trägeroberseite im Versuch bzw. numerisch ermittelt

Die Ermittlung der Querkraftverteilung zwischen Stahlprofil und Betonquerschnitt zeigt einen ähnlichen Verlauf, wie beim Vergleich für Versuchsträger SF-Q1 (Abbildung 7.14) Jedoch ist festzustellen, dass beim Erreichen der Traglast der Stahl „nur noch“ 40 Prozent zur Querkraftabtragung beiträgt. Der bereits beim Träger SF-Q1 bei ca. 180kN beobachtete starke Anstieg der Stahlquerkraft und die damit verbundene Lastumlagerung fällt mit dem, im Versuch beobachteten ersten Biegerissen zusammen.

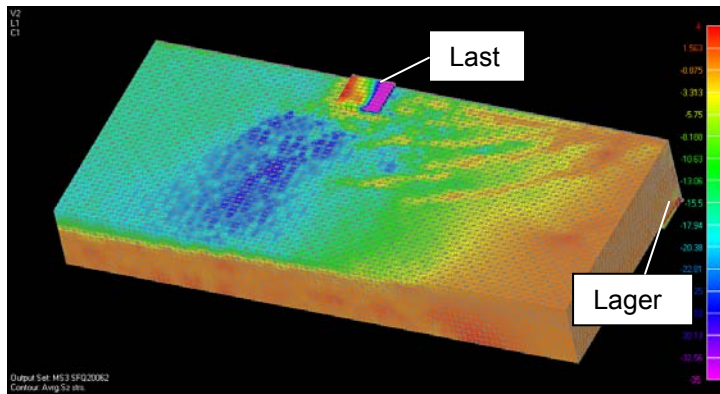


Abbildung 7.13: Druckspannungen SFQ2

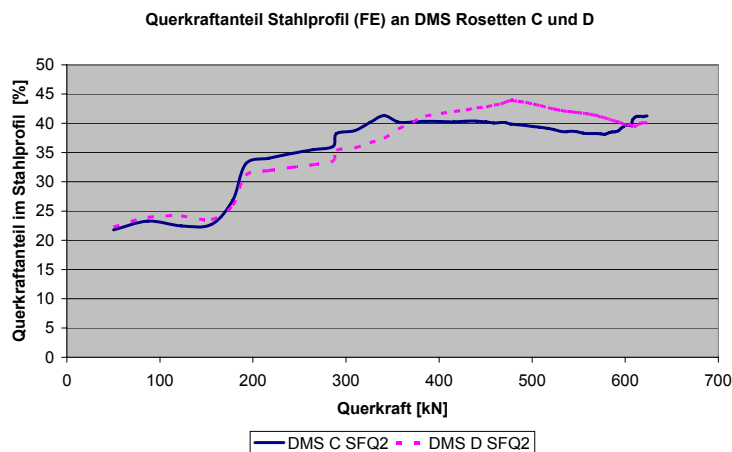


Abbildung 7.14: Vergleich der numerisch ermittelten Stahlquerkraft bezogen auf die Gesamtquerkraft SF-Q2

7.6.3 Nachrechnung Versuchsträger SFQ3

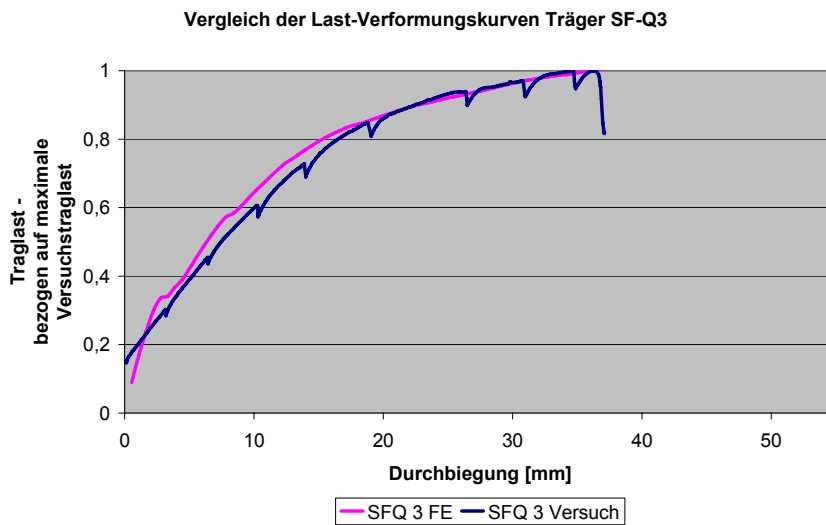
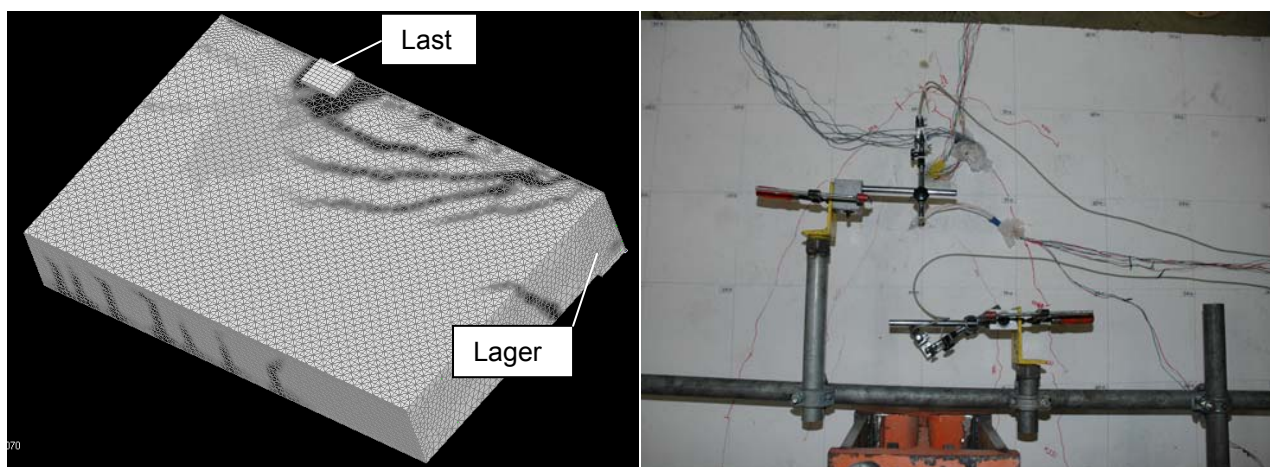


Abbildung 7.15: Last-Verformungs-Verhalten bezogen auf die im Versuch ermittelte Traglast des Versuchsträgers SF-Q3

Die numerisch bestimmte Last-Verformungskurve zeigt von allen 4 untersuchten Trägern die beste Übereinstimmung mit der im Versuch gemessenen Last-Verformungskurve. Des Weiteren stimmt die berechnete Traglast, bei einer Abweichung von unter einem Prozent, gut mit der im Versuch bestimmten Tragfähigkeit überein. Da diese Übereinstimmung jedoch unter vollständiger Vernachlässigung des Kragarms beim numerischen Modell und der Versuchskörper die größte Kragarmbelastung hatte, erzielt wurde, ist die gute Übereinstimmung der Last-Verformungskurve nicht über zu bewerten. Des Weiteren wurde bei dieser Berechnung die schlechteste Konvergenz aller Träger während der numerischen Berechnung festgestellt.



a) Rissbild SFQ3 (FE)

b) Versuchsbeobachtung

Abbildung 7.16: Rissbild Trägeroberseite numerisch ermittelt bzw. im Versuch

Die numerisch ermittelten Schubrisse an der Bauteiloberseite (Abbildung 7.16 a) die wie beim Träger SF-Q2 zum Auflager zulaufen, wurden so auch im Versuch beobachtet (Abbildung 7.16 b).

Die graphische Darstellung der numerisch ermittelten Druckspannungen des SF-Q3 bei Versagenslast zeigt, dass sich im Gegensatz zum Träger SF-Q2 die Druckspannungen in Trägerlängsrichtung deutlich gleichmäßiger über die Trägerbreite verteilen.

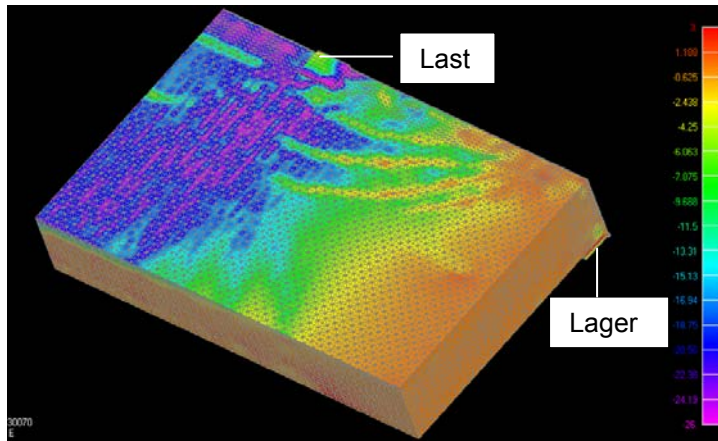


Abbildung 7.17: Druckspannungen SFQ3

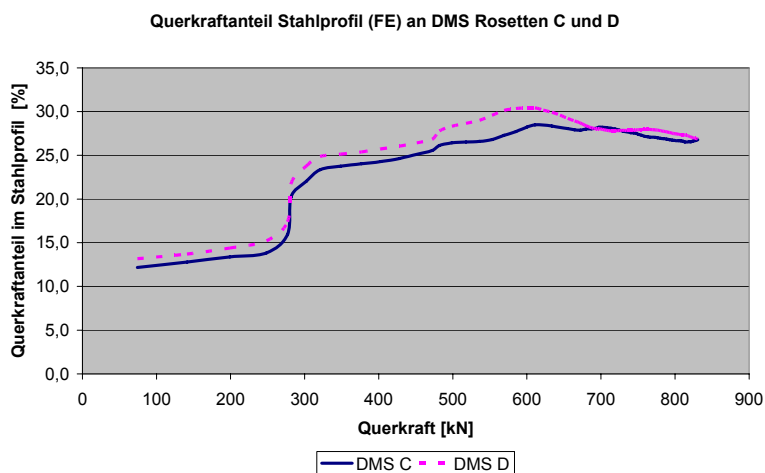


Abbildung 7.18: Vergleich der numerisch ermittelten Stahlquerkraft bezogen auf die Gesamtquerkraft SF-Q3

Die Ermittlung der Querkräftverteilung zeigt, dass bei dem Träger mit der größten Betonquerschnittsfläche an den Stellen der DMS Rosetten C und D ca. 27% der vorhandenen Querkräft über den Stahl abgetragen werden (Abbildung 7.18).

7.6.4 Nachrechnung Versuchsträger SFQ 4

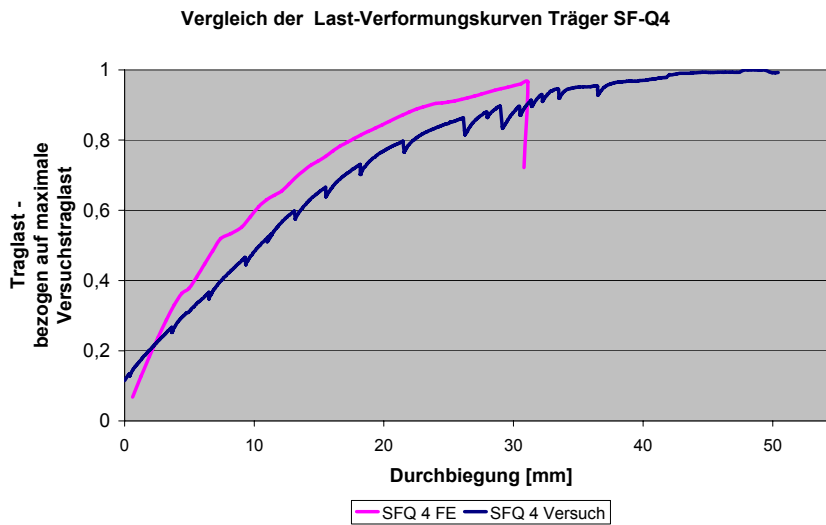
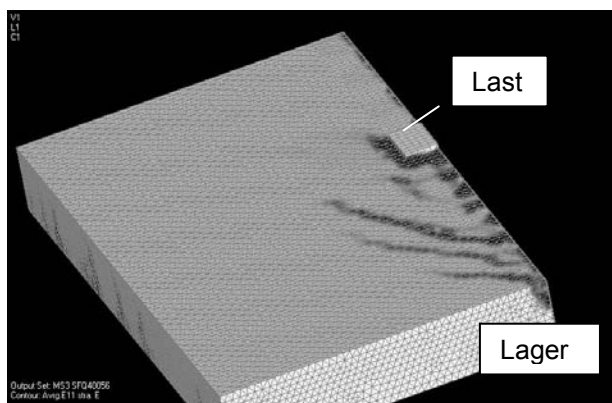
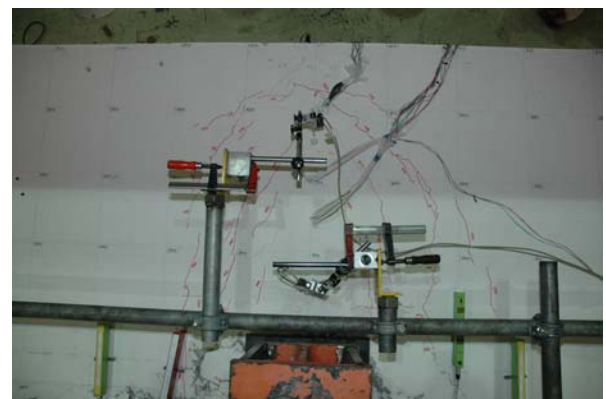


Abbildung 7.19: Last-Verformungs-Verhalten bezogen auf die im Versuch ermittelte Traglast des Versuchsträgers SF-Q4

Der Träger SF-Q4 zeigt das gleiche Verformungsverhalten, wie die Träger SF-Q1 und SF-Q2. So ergibt sich bei der numerischen Berechnung ein steiferes Verformungsverhalten im Vergleich zu den Versuchsbeobachtungen. Von allen Trägern war beim SF-Q4 der Unterschied zwischen der maximalen Durchbiegung im Versuch und bei der numerischen Berechnung am größten. Mit einer Abweichung von unter 4% bei den ermittelten maximalen Traglasten ist die Abweichung jedoch in der gleichen Größenordnung wie bei dem Träger SF-Q1.



a) Rissbild SFQ4 (FE)



b) Versuchsbeobachtung

Abbildung 7.20: Rissbild Trägeroberseite numerisch ermittelt bzw. im Versuch

Wie schon bei den Trägern SF-Q2 und SF-Q3 beobachtet, zeigen sich infolge der Querkraftbeanspruchung Schubrisse, die in das Auflager laufen. Dagegen sind bei der numerischen Berechnung an der Trägeraußenseite nur Biegerisse festzustellen.

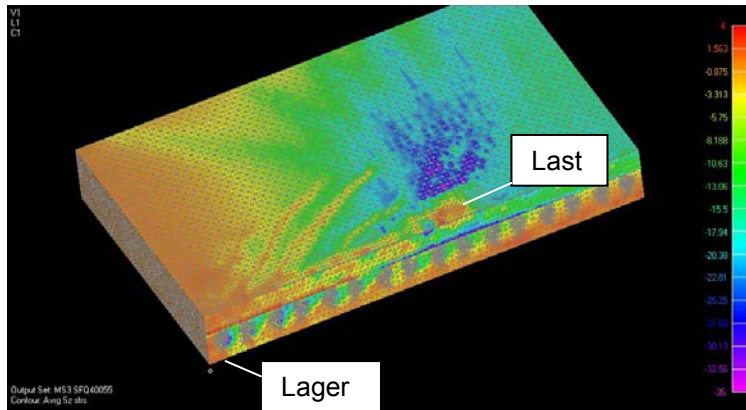


Abbildung 7.21: Druckspannungen SFQ4

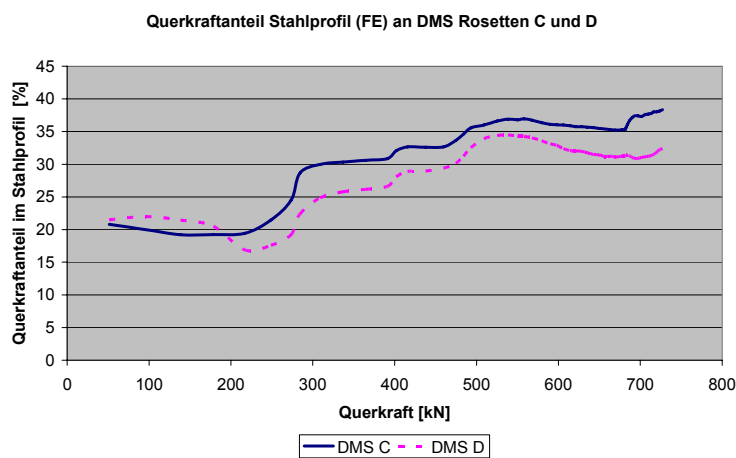


Abbildung 7.22: Vergleich der numerisch ermittelten Stahlquerkraft bezogen auf die Gesamtquerkraft SF-Q4

Auffallend bei diesem Träger ist wieder das Druckspannungsmaximum in Trägerlängsrichtung, dass ebenso wie beim Träger SF-Q2 nicht bis an den Bauteilrand läuft (Abbildung 7.21). Die Querkraft im Stahlprofil ergibt sich bei Traglast zu etwa 32 Prozent an der Stelle der DMS Rosettengruppe D und zu etwa 37 Prozent an der DMS Rosettengruppe C (Abbildung 7.22).

7.7 Zusammenfassung

Es zeigt sich, dass mit steigender Belastung und der daraus resultierenden Rissentstehung bzw. mit fortschreitendem Risswachstum im Beton die Querkraftanteile im Trägerquerschnitt sich zum Stahl hin verschieben, vgl. nachfolgende Tabelle, sowie Abbildung 7.23 und Abbildung 7.24. So wurde der Querkraftanteil im Stahl beim Träger SF-Q1 bei etwa 10% Traglast numerisch zu 27% der gesamten Querkraft bestimmt. Dem gegenüber steht bei Erreichen der Traglast ein Stahlanteil von ca. 50%. Beim Träger SF-Q3 hingegen steigt der Stahlanteil von etwa 13% auf maximal 27% bei Erreichen der Traglast.

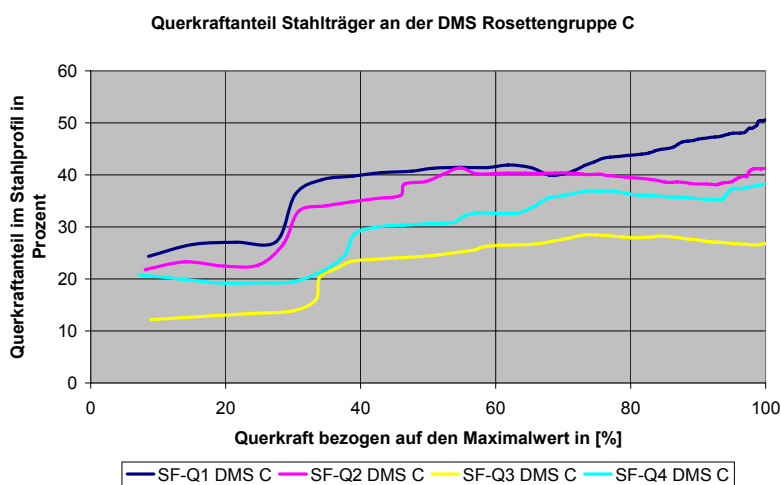


Abbildung 7.23: Querkraftanteil im Baustahl - Messpunkt C

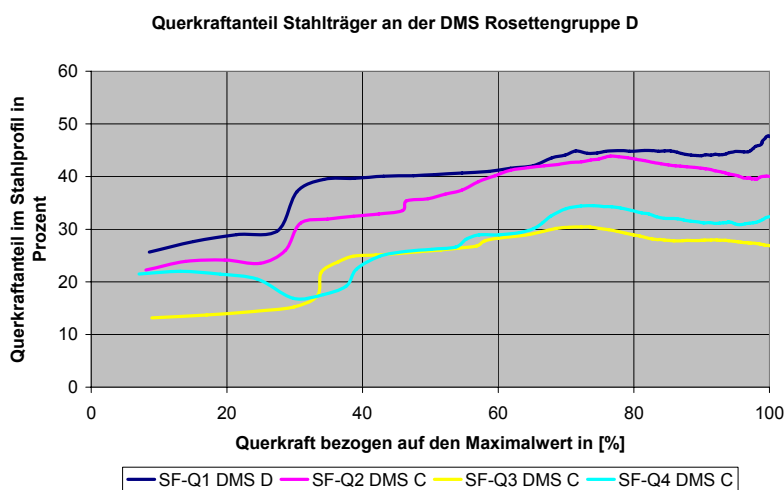


Abbildung 7.24: Querkraftanteil im Baustahl - Messpunkt D

Tabelle 7.4: Verteilung der Querkraft in Abhängigkeit der Belastung in [%]

	SF-Q1				SF-Q2			
Traglast	DMS C		DMS D		DMS C		DMS D	
	Stahlanteil	Betonanteil	Stahlanteil	Betonanteil	Stahlanteil	Betonanteil	Stahlanteil	Betonanteil
20%	27,0	73,0	29,0	71,0	22,5	77,5	24,1	75,9
30%	36,3	63,7	37,1	62,9	33,0	67,0	31,1	68,9
40%	40,4	59,6	40,1	59,9	35,5	64,5	32,9	67,1
50%	41,3	58,7	40,4	59,6	38,7	61,3	35,8	64,2
100%	50,7	49,3	47,6	52,4	41,3	58,7	40,0	60,0
	SF-Q3				SF-Q4			
Traglast	DMS C		DMS D		DMS C		DMS D	
	Stahlanteil	Betonanteil	Stahlanteil	Betonanteil	Stahlanteil	Betonanteil	Stahlanteil	Betonanteil
20%	13,4	86,6	14,4	85,6	19,2	80,8	21,5	78,5
30%	13,8	86,2	15,2	84,8	19,4	80,6	16,9	83,1
40%	23,8	76,2	25,1	74,9	28,7	71,3	22,4	77,6
50%	24,6	75,4	26,1	73,9	30,6	69,4	26,2	73,8
100%	26,8	73,2	26,8	73,2	38,3	61,7	32,4	67,6

8 Vergleich mit derzeitiger Bemessung

8.1 Allgemeines

Der Nachweis von Verbundträgern auf Querkraft wird nach dem derzeitigen Normenstand [DIN 18800-5] mit dem Tragfähigkeitsnachweis des Baustahlsteges geführt. Das nachfolgende Kapitel führt einen Vergleich der einwirkenden Betonquerkraft aus der Versuchsauswertung mit der Querkrafttragfähigkeit des Baustahlprofils. Hierbei wird aber keine stochastische Auswertung durchgeführt und eine eventuelle Sicherheitsreserve nachgewiesen, sondern lediglich ein Vergleich der normativen Berechnung mit der tatsächlichen Querkraftverteilung aufgezeigt.

8.2 Bemessung von Verbundträger auf Querkraft

Nach DIN 18800-5 darf die Mitwirkung des Betongurtes bei der Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit nur dann mit angerechnet werden, wenn dies gesondert nachgewiesen wird. Für die Querkrafttragfähigkeit V_{Rd} darf die vollplastische Querkrafttragfähigkeit $V_{pl,a,Rd}$ des Baustahlquerschnitts nach DIN 18800 (Elemente (755) und (756)) zugrunde gelegt werden. Bei der Ermittlung der plastischen Querkrafttragfähigkeit $V_{pl,a,Rd}$ darf für A_v bei geschweißten Profilen $A_v = h t_w$ und für Walzprofile $A_v = A_a - 2 b_f t_f + (t_w + 2r) t_f$ angenommen werden. Dabei ist h der Abstand zwischen den Schwerachsen der Gurte, t_w die Stegdicke, b_f bzw. t_f die Breite und die Dicke des Gurtes und r der Ausradius zwischen Steg und Gurt des Stahlprofils.

Für die im Versuch verwendeten Verbundträger berechnet sich somit die Querkrafttragfähigkeit nach DIN 18800-5 ohne Berücksichtigung des Flansches zu:

$$A_v = h t_w = 0,8 \text{ cm} \cdot 16 \text{ cm}$$

$$V_{pl,a,Rd} = 157,9 \text{ kN (für eine Stahlgüte des Steges von } 235 \text{ N/mm}^2\text{)}$$

Mit den tatsächlichen Materialkennwerten ergibt sich für die Querkrafttragfähigkeit:

$$V_{pl,a,Rd} = 222,4 \text{ kN (für eine Stahlgüte des Steges von } 331 \text{ N/mm}^2\text{)}$$

Wird hierbei der Sicherheitsbeiwert auf der Materialseite γ_M für den Baustahl herausgerechnet, so kann für eine Abschätzung die Tragfähigkeit des Verbundträgers auf Querkraft berechnet und auf das Versuchslastniveau reduziert werden, um die Tragfähigkeit mit den Versuchswerten vergleichen zu können. Der Tragfähigkeit errechnet sich somit zu:

$$V_{pl,a} = 244,6 \text{ kN}$$

Für die Berücksichtigung des Flansches bei der Querkrafttragfähigkeit, kann durch das Hinzurechnen der Flanschdicke die Querkrafttragfähigkeit zu

$$V_{pl,a} = 290,5 \text{ kN (für eine Stahlgüte des Steges von } 331 \text{ N/mm}^2\text{) bestimmt werden.}$$



8.3 Vergleich mit Versuchswerten

Vergleicht man nun die rechnerische Tragfähigkeit mit den Werten der Betonquerkraft aus der Versuchsauswertung, so ist festzustellen, dass die rechnerische Gesamtragfähigkeiten nach [DIN 18800-5] kleiner sind als die gemessene Betonquerkraft in den Querschnitten des Slim-Floor Trägers.

Bei diesem Zahlenvergleich wurden jedoch keine stochastischen Auswertungen (Definition des Sicherheitsabstandes zwischen der rechnerischen Tragfähigkeit und den Werten aus der Versuchsauswertung) berücksichtigt. Ein Vergleich der relativen Werte zeigt, dass hierbei der Abstand zwischen Querkraft im Beton (aus Versuchen) und der Querkrafttragfähigkeit des Baustahls (reduziert um die Material-Sicherheitsfaktoren) relativ nah beieinander liegen.

Bezogen auf die Gesamtragfähigkeit des Slim-Floor Trägers mit Beton ist die rechnerische Tragfähigkeit nach Norm immer kleiner.

Da aber der Anteil im Beton rechnerisch vollständig vernachlässigt wird, kann bei ggf. notwendiger Überlagerung aus anderen Deckeneffekten (Querbiegung, Stützenanschluss, etc.) ein Risiko entstehen.

Weiterhin ist zu beachten, dass bei der hier durchgeführten Untersuchung das Bruchverhalten des Versuchsträgers SF-Q5 (auf Durchstanzen) nicht berücksichtigt ist und hierfür gesonderte Untersuchungen zu führen sind.

9 Zusammenfassung und Ausblick

Ziel des Forschungsvorhabens ist die Klärung der Frage nach der Betonquerkrafttragfähigkeit des Betongurtes bei Slim-Floor Trägern und eines möglichen vorzeitigen Versagens des Betongurtes.

Nach aktuellem Stand der Normung werden Slim-Floor Träger so bemessen, dass die Querkraft alleinig über den Stahlträgerquerschnitt abgetragen und dafür nachgewiesen wird. Dem Betongurt werden hierbei keine Querkraftanteile zugewiesen.

Versuche von Fries [Fries 2001] zeigten jedoch, dass der Querkraftanteil des Betons bis zu 80% der Querkraft aufnimmt und sich somit erheblich am Abtrag beteiligt. Aus diesem Grund stellt sich hierbei nun die Frage, ob die Querkraft im Beton so groß wird, dass ein vorzeitiges Querkraftversagen im Betongurt möglich ist und damit die Tragfähigkeit des Slim-Floor Trägers insgesamt gefährdet ist.

Zu Beginn dieses Berichtes (Abschnitt 2) wird der aktuelle Stand der Technik und Forschung zusammengefasst und verschiedene Ansätze für die Querkraftabtragung dargestellt. Neben mechanischen Modellen für Stahlbetonquerschnitte werden auch Normenwerke, wie die DIN 1045-1 und das Heft 240 (DAfStb), sowie wie für Verbunddecken und Verbundträger die DIN 18800-5, der Ansatz nach Däuwel, Bode/Stengel/Künzel, Zhou sowie die Lösung der Differentialgleichung von Fries für die Querkraftaufteilung zwischen Beton und Baustahl aufgeführt.

Im Rahmen des Forschungsvorhabens wurden zur Bestätigung der Untersuchungen Versuche mit fünf Slim-Floor Trägern durchgeführt. Im Abschnitt 3 werden die Versuche allgemein, die Versuchskörper, sowie die Messeinrichtung und Versuchsdurchführung beschrieben. Die experimentellen Ergebnisse der Versuche werden anschließend im Abschnitt 4 zusammengefasst. Mit der Auswertung der Trägerversuche (Abschnitt 5) werden anhand der Messergebnisse die Querkraftanteile für den Betongurt und das Baustahlprofil bestimmt. Für die Versuche wurden hierbei vier Messpunkte am Träger ausgewählt, für die nun die Kraftanteile rückgerechnet werden. Ausgehend von der einwirkenden Schnittgröße und dem theoretischen Schubspannungsverlauf im Baustahlprofil werden für alle Träger und für steigende Lasten (20, 30, 40, 50 und 100% der Traglast) die Querkräfte angegeben.

Hierbei zeigte sich, dass im Betongurt die Querkraftanteile zwischen 60 und 80% liegen und somit den Hauptanteil betragen. Mit zunehmender (von 20 bis 60 % der Traglast) Belastung konnte durch das Reißen des Betons eine Abnahme der Querkraft im Beton festgestellt werden, die bis zur Traglast hin wieder zunimmt. Dies ist mit der Teilplastizierung des Baustahls und der damit verbundenen Umlagerung auf den Betongurt zu erklären.

Die Ergebnisse aus den Versuchen wurde nun im Abschnitt 6 mit den in Abschnitt 2 dargestellten Modellen, Ansätze und Normen verglichen und auf die mittragende Breite des Betongurt geschlossen.

Anhand des empirischen Ansatzes für die Querkrafttragfähigkeit nach DIN 1045-1 wird mittels der Querkräfte im Beton die mittragende Breite des Betongurtes rückgerechnet (Abschnitt 6.2.1). Weitere Vergleiche werden mit den Ansätzen nach Heft 240, DIN 18800-5, Bode/Stengel, Zhou und nach Specht geführt.

Eine relativ gute Übereinstimmung der Versuchsergebnisse ist mit der Auswertung der Differentialgleichung nach [Fries 2001] festzustellen (Abschnitt 6.2.5), für den Traglastbereich werden die Ergebnisse aufgrund des linear-elastischen Ansatz der Plattendifferentialgleichung aber überschätzt.

Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens wurden ebenfalls numerische Untersuchungen zum Tragverhalten der Slim-Floor Träger durchgeführt. Mittels der FE-Berechnungen konnten ebenfalls die Versuchsergebnisse über die Querkraftverteilung bestätigt werden und gute Ergebnisse zur Traglast erzielt werden. Wegen der geringen Zahl der Versuchsträger und der großen Anzahl der Parameter war es im begrenzten Rahmen dieses Vorhabens nicht möglich die Höhe des Betonquerkraftanteils zu quantifizieren und hierfür ein geeignetes Bemessungsmodell zu entwickeln. Dies muss in einer zweiten Untersuchungsstufe erfolgen. Das hier untersuchte und durch die Versuchsnachrechnung verifizierte Modell bietet dazu eine erste Grundlage.

Die Versuchsergebnisse zeigen, dass die Querkraftanteile im Beton sehr groß sind und somit die Frage nach einem vorzeitigen Versagen des Betongurtes untersucht werden muss. Im Abschnitt 8 wurde hierbei ein Berechnungsvergleich durchgeführt, bei dem die rechnerische Tragfähigkeit eines Slim-Floor Trägers auf Querkraft mit den aus den Versuchen ermittelten Ergebnissen der Betonquerkraft verglichen. Dieser Vergleich zeigt hierbei, dass die Betonquerkraft in den Versuchen immer größer war als die rechnerische Tragfähigkeit. Bei Begrenzung der Gesamtquerkraft durch die Querkrafttragfähigkeit des Stahls ist also nicht mit einem Überschreiten der Gesamttraglast des Slim-Floor Trägers zu rechnen. Allerdings führt das bisher angenommene Berechnungsmodell zu einer völlig falschen Vorstellung, dass im Betongurt keine Querkraft vorhanden sei. Hierdurch läuft man Gefahr, dass man Deckenlasten z.B. aus direkter Lasteinleitung oder aus der anderen Tragrichtung, nicht mit der wirklich vorhandenen Betonquerkraft überlagert. Ebenso ist Phänomen des Durchstanzens beim Versuchsträger SF-Q5 noch genauer zu untersuchen und gegebenenfalls mit bei einem Berechnungsmodell für die Berücksichtigung der Betontragfähigkeit beim Querkraftnachweis mit einzubeziehen.



Aus diesem Grund sollten in weiteren Untersuchungen die Querkraftbeteiligung des Betons quantifiziert werden, um sie dann planmäßig mit bei der Bemessung berücksichtigen zu können. Die hier durchgeführten Untersuchungen bieten dafür eine gute Grundlage.



10 Literaturverzeichnis

Verwendete und weiterführende Literatur:

- [4H-NISI 2002] 4H-NISI – Ebene Stabtragwerke: Programmdokumentation. Hannover: pcae GmbH. Oktober 2002.
- [ASCE-ACI 1998] ASCE-ACI Committee 445 on Shear and Torsion: Recent Approaches to Shear Design of Structural Concrete, Journal of Structural Engineering, Vol. 124, No. 12, S.1375-1417, 1998.
- [Baule 1950] Baule, B.: Die Mathematik des Naturforschers und Ingenieurs. Band VI: Partielle Differentialgleichungen, 3. Auflage, Leipzig, Verlag von S. Hirzel, 1950.
- [Bažant 1984] Bažant, Z.; Kim, J.-K.: Size Effect in Shear Failure of Longitudinally Reinforced Beams, ACI Journal, S. 456-468, 1984.
- [Bažant 1991] Bažant, Z.; Kazemi, M.T.: Size Effect of Diagonal Shear Failure of Beams without Stirrups, ACI Structural Journal, Vol. 88, No. 3, S. 268-276, 1991.
- [Beyer 1956] Beyer, K.: Die Statik im Stahlbetonbau – Ein Lehr- und Handbuch der Baustatik, 2. Auflage, 2. Neudruck, Berlin / Göttingen / Heidelberg, Springer-Verlag 1956.
- [Bode 1994a] Bode, H.; Stengel, J.; Künzel, R.: Stahlverbundträger mit großen Stegausschnitten. Stahlbau 63, Heft 1, S. 6-14, 1994.
- [Bode 1994b] Bode, H.; Stengel, J.; Künzel, R.: Stahlverbundträger mit großen Stegausschnitten (Teil 2 und Schluß), Stahlbau 63, Heft 2, S. 41-48, 1994.
- [Bronstein 1973] Bronstein, I. N.; Semendjajew, K. A.: Taschenbuch der Mathematik, 13. Auflage, Zürich / Frankfurt a. M., Verlag Harri Deutsch, 1973.
- [BSK 99] BSK 99: Swedish Regulations for Steel Structures, National Board of Housing, Building and Planning, March 2003.
- [Curbach 2003] Curbach, M.; Hartz, U.; Iványi, G.; König, G.; Zilch, K.: Erläuterungen zu DIN 1045-1. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton – Heft 525, Berlin / Wien / Zürich, Beuth Verlag, September 2003.
- [Däuwel 2001] Däuwel, T.: Beitrag zum Tragverhalten von Slim-Floors unter Verwendung hoher Trapezprofilbleche, Dissertation, Universität Kaiserslautern, 2001.
- [DIN 10002-1] DIN EN 10002-1: Metallische Werkstoffe – Zugversuch, Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur, Berlin, Beuth Verlag, Dezember 2001.
- [DIN 1045-1] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion (inkl. Berichtigung 2 – Juni 2005). Berlin: Beuth Verlag, Juli 2001.
- [DIN 12390-1] DIN EN 12390-1: Prüfung von Festbeton. Teil 1: Form, Maße und andere Anforderungen für Probekörper und Formen, Berlin: Beuth Verlag, Oktober 2000.
- [DIN 12390-2] DIN EN 12390-2: Prüfung von Festbeton. Teil 2: Herstellung und Lagerung von Probekörpern für Festigkeitsprüfungen, Berlin: Beuth Verlag, Juni 2001.
- [DIN 12390-3] DIN EN 12390-3: Prüfung von Festbeton. Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern, Berlin: Beuth Verlag, April 2002.
- [DIN 12390-5] DIN EN 12390-5: Prüfung von Festbeton. Teil 3: Biegezugfestigkeit



- von Probekörpern, Berlin: Beuth Verlag, Februar 2001.
- [DIN 13918] DIN EN ISO 13918: Schweißen – Bolzen und Keramikringe zum Lichtbogenbolzenschweißen, Berlin: Beuth Verlag, Dezember 1998.
- [DIN 18800-5] DIN 18800-5: Stahlbauten – Teil 5: Verbundtragwerke aus Stahl und Beton – Bemessung und Konstruktion, Berlin: Beuth Verlag, März 2007.
- [DIN 488-1] DIN 488-1: Betonstahl. Teil 1: Sorten, Eigenschaften, Kennzeichen, Berlin, Beuth Verlag, September 1984.
- [DIN 50125] DIN 50125: Prüfung metallischer Werkstoffe – Zugproben, Berlin, Beuth Verlag, Januar 2004.
- [DIN EN 1994-1-1] Eurocode 4, Teil 1-1: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton; Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau, Juli 2006.
- [DIN FB 101] DIN-Fachbericht 101: Einwirkungen auf Brücken, Berlin: Beuth Verlag, März 2003.
- [Ehmann 2003] Ehmann, Jochen.: Querkrafttragfähigkeit zugbeanspruchter Stahlbetonplatten in Verbundbrücken, Dissertation Mitteilung 2003-3, Institut für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart, 2003.
- [Ertürk 1965] Ertürk, I. N.: Zwei-, drei, und vierseitig gestützte Rechteckplatten, Berlin / München: Ernst & Sohn Verlag, 1965.
- [Eschenauer 1986] Eschenauer, H.; Schnell, W.: Elastizitätstheorie I – Grundlagen, Scheiben und Platten, 2. Auflage, Zürich: Bibliographisches Institut, 1986.
- [Fenwick 1968] Fenwick, R.C.; Paulay, T.: Mechanism of Shear Resistance of Concrete Beams, Journal of the Structural Division, ASCE, No. 10, 1968, S. 2325-2350.
- [Fischer 1997] Fischer, J.: Versagensmodell für schubslanke Balken. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 480, Berlin: Beuth Verlag, 1997.
- [Fries 2001] Fries, J.: Tragverhalten von Flachdecken mit Hutprofilen. Dissertation Mitteilung Nr. 2001-1, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Dezember 2001.
- [Girkmann 1959] Girkmann, K.: Flächentragwerke – Einführung in die Elastostatik der Scheiben, Platten, Schalen und Falwerke, 5. Auflage, Wien: Springer-Verlag, 1959.
- [Grasser 1991] Grasser, E.; Thielen, G.: Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton – Heft 240, 3. Auflage, Berlin: Beuth Verlag, 1991.
- [Gross 1998] Gross, D.; Schnell, W.; Ehlers, W.; Wriggers, P.: Formeln und Aufgaben zur Technischen Mechanik – 2 Elastostatik, Hydrostatik, 5. Auflage, Berlin / Heidelberg / New-York: Springer-Verlag 1998.
- [Hill 1950] Hill, R.: The Mathematical Theory of Plasticity. Oxford: Clarendon Press 1950.
- [Kaliszky 1984] Kaliszky, S.: Plastizitätslehre – Theorie und technische Anwendungen. Deutsche Ausgabe. Budapest: Akadémiai Kiadó 1984.
- [Kani 1996] Kani, G.N.J.: Basic Facts Concerning Shear Failure. Journal of the American Concrete Institut, S. 675-691, 1996.
- [Kuhlmann 1986] Kuhlmann, U.: Rotationskapazität biegebeanspruchter I-Profile unter Berücksichtigung des plastischen Beulen, Mitteilung Nr. 86-5, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Universität Bochum, 1986.



- [Kuhlmann 2004] Kuhlmann, Ulrike ; Fries, Jürgen: Optimierung der Bemessung von deckengleichen Verbundträgern in Hutform, Forschungsvorhaben P 389, Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V., Düsseldorf, Verlag- und Vertriebsgesellschaft, 2004. – ISBN 3-937567-09-7.
- [Kuhlmann 2006] Kuhlmann, U., Hauf, G.: Effiziente Dimensionierung niedriger Verbundträger. Forschungsvorhaben gefördert durch Stiftung Industrieforschung, Forschungsvorhaben Nr. S-668, Köln, Oktober 2006.
- [Kuhlmann 2007] Kuhlmann, U., Konrad, M., Hauf, G., Raichle, J.: Schubtragfähigkeit von Verbundflachdecken, Forschungsvorhaben DIBt Nr. ZP 52-5-17.12-1109/04, interner Versuchsbericht, Institut für Konstruktion und Entwurf, 2007.
- [Liang 2004] Liang, Q, u.a.: Ultimate strength of continuous composite beams in combined bending and shear, Journal of Construction Steel Research 60 (2004), pp. 1109-1128.
- [Lighthill 1966] Lighthill, M. J.: Einführung in die Theorie der Fourieranalysis und der verallgemeinerten Funktionen. Mannheim: Bibliographisches Institut 1966.
- [Merziger 1999] Merziger, G.; Wirth, T.: Repetitorium der höheren Mathematik. 4. Auflage. Hannover: Binomi Verlag 1999.
- [Model Code 90] CEB-FIB Model Code 1990: Design Code, Comité Euro-International du Béton, Redwood Books, Great Britain, 1991.
- [Muck 1998] Muck, M.: Rechnerische Erfassung der teilweisen Verdübelung von Verbundeinfeldträgern, Diplomarbeit 1998-13, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 1998.
- [Nádai 1925] Nádai, A.: Die elastischen Platten – Die Grundlagen und Verfahren zur Berechnung ihrer Formänderungen und Spannungen, sowie die Anwendungen der Theorie der ebenen zweidimensionalen elastischen Systeme auf praktische Aufgaben. Nachdruck 1968. Berlin: Springer-Verlag 1925.
- [Nie 2004] Nie, J.; Xiao, Y.; Chen, L.: Experimental Studies on Shear Strength of Steel-Concrete Composite Beams. Journal of Structural Engineering. ASCE. August 2004. S. 1206-1213.
- [Olsen 1950] Olsen, H.; Reinitzhuber F.: Die zweiseitig gelagerte Platte – Die statische Berechnung von zweiseitig gelagerten Platten mit beliebigem Seitenverhältnis und beliebigen Belastungen mittels Einfluß- und Zustandsflächen. Bd. 1: Biegemomente und Durchbiegungen. 2. Auflage. Berlin: Ernst & Sohn Verlag 1950.
- [Ožbolt 1995] Ožbolt, J.: Maßstabeffekt und Duktilität von Beton- und Stahlbetonkonstruktionen. Mitteilung 1995/2 des Institut für Werkstoffe im Bauwesen. Universität Stuttgart. 1995.
- [Ožbolt 1998] Ožbolt, J.: MASA – MACROSCOPIC SPACE ANALYSIS. Bericht zur Beschreibung des FE-Programms MASA. Institut für Werkstoffe im Bauwesen. Universität Stuttgart. 1998.
- [Ožbolt 1999 a] Ožbolt, J.: MASA – MACROSCOPIC SPACE ANALYSIS, Bericht zur Beschreibung des FE-Programms MASA, Institute for Construction Materials, University of Stuttgart, 1999.
- [Ožbolt 1999 b] Ožbolt, J., Mayer, U., Vocke, H., Eligehausen, R.: Verschmierte Rissmethode, Beton- und Stahlbetonbau 94 (1999), Heft 10, Seite 403-412.
- [Ožbolt 2001] Ožbolt, J., Li, Y., Kožar, I.: Microplane Model for Concrete with Relaxed Kinematic Constraint. International Journal of Solids and Structures 38, Elsevier Science Ltd., 2001, pp 2683-2711.



- [Ožbolt 2006] Ožbolt J.: Numerische Simulation von Beton- und Stahlbetonbauteilen sowie von Befestigungen in Beton, Beitrag zum 46. DAFStb-Forschungskolloquium Stuttgart 2006, 30. und 31. März 2006.
- [Reckling 1967] Reckling, K.-A.: Plastizitätstheorie und ihre Anwendung auf Festigkeitsprobleme. Berlin / Heidelberg / New-York: Springer-Verlag 1967.
- [Reineck 1990] Reineck, K.-H.: Ein mechanisches Modell für den Querkraftbereich von Stahlbetonbauteilen. Dissertation. Institut für Tragwerksentwurf und -konstruktion, Universität Stuttgart, 1990.
- [Reineck 1991] Reineck, K.-H.: Ein mechanisches Modell für Stahlbetonbauteile ohne Stegbewehrung. Bauingenieur 66 (1991). Berlin: Springer-Verlag. S. 157-165 und S. 323-332.
- [Reineck 2006] Reineck K.-H.: Datenbanken für Querkraftversuche als Grundlage der Querkraftbemessung, Beitrag zum 46. DAFStb-Forschungskolloquium Stuttgart 2006, 30. und 31. März 2006.
- [Remmel 1994] Remmel, G.: Zum Zug- und Schubtragverhalten von Bauteilen aus hochfestem Beton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Heft 444. Berlin: Beuth Verlag 1994.
- [Rieg 2006] Rieg, A.: Verformungsbezogene mittragende Breite von niedrigen Verbundträgern. Dissertation Mitteilung 2006-2, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Juni 2006.
- [Rombach 2005] Rombach, G.; Velasco, R.: Schnittgrößen auskragender Fahrbahnplatten infolge von Radlasten nach DIN-Fachbericht. Beton- und Stahlbetonbau 100, Heft 5, S. 376-389, 2005.
- [Schnell 1998] Schnell, W.; Gross, D.; Hauger, W.: Technische Mechanik – Band 2: Elastostatik. 6. Auflage. Berlin / Heidelberg / New-York: Springer-Verlag 1998.
- [Seitz 2005] Seitz, M.: Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit des Betongurts von Verbundträgern, Diplomarbeit Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2005.
- [Specht 1986] Specht, M.: Modellstudie zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbiegegliedern ohne Schubbewehrung im Bruchzustand. Bautechnik 10 (1986), Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 1986, pp. 339-350.
- [Specht 1989] Specht, M.: Zur Querkrafttragfähigkeit im Stahlbetonbau, Beton- und Stahlbetonbau 84 (1989), Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 1989, pp. 193-198 und 228-231.
- [Taylor 1969] Taylor, H.P.J.: Investigation of the Dowel Shear Forces Carried by the Tensile Steel in Reinforced Concrete Beams. Cement and Concrete Association. Technical Report No. 431. 1969.
- [Trostel 1999] Trostel, R.: Mathematische Grundlagen der Technischen Mechanik III – Materialmodell in der Ingenieurmechanik. Braunschweig / Wiesbaden: Vieweg & Sohn 1999.
- [VDZ 2001] Verein Deutscher Zementwerke e. V.: Tätigkeitsbericht 1999-2001. Verlag Bau+Technik GmbH. Düsseldorf 2001.
- [Zhou 1998] Zhou, D.: Beitrag zum Tragverhalten und zur Entwicklung der Rechenmodelle von Verbundträgern mit Stegöffnungen. Dissertation. Universität Kaiserslautern. 1998.
- [Zink 2000] Zink, M.: Zum Biegeschubversagen schlanker Bauteile aus Hochleistungsbeton mit und ohne Vorspannung. Stuttgart / Leipzig: Teubner Verlag 2000.



11 Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1.1: Beispiele deckengleich Verbundträger	3
Abbildung 2.1: Modell nach Specht [Specht 1986].....	8
Abbildung 2.2: Anrechenbare mittragende Breite nach DAStb Heft 240.....	9
Abbildung 2.3: Lasteintragsbreite.....	10
Abbildung 2.4: Reduzierte mitwirkende Breite nach Heft 240	10
Abbildung 2.5: Das den Untersuchungen in [Rombach 2005] zugrunde liegende Modell	11
Abbildung 2.6: Effektive Lastverteilungsbreite für Querkraft nach [Rombach 2005]	12
Abbildung 2.7: Lasteintragsbreite und mittragende Breite nach [DIN 18800-5]	13
Abbildung 2.8: Verbunddecke mit hohen Trapezprofilblechen nach [Däuwel 2001]	14
Abbildung 2.9: Stabendschnittgrößen am Stegausschnitt.....	15
Abbildung 2.10: Querschnitt eines Verbundträgers mit Hutprofil	19
Abbildung 2.11: Statisches System und Aufbau der Versuchsträger nach [Nie 2004].....	19
Abbildung 2.12: Einfluss der Schubslankheit auf die Querkraft im Beton nach [Nie 2004]	20
Abbildung 3.1: Versuchsträgerquerschnitt aus [Seitz 2005].....	23
Abbildung 3.2: Isometrische Darstellung der Versuchsträger aus [Seitz 2005]	23
Abbildung 3.3: Anordnung der Kopfbolzendübel in [mm] aus [Seitz 2005]	24
Abbildung 3.4: Bewehrung des Versuchsträgers SF-Q5.....	25
Abbildung 3.5: Versuchsträgerquerschnitt mit einer Lage Kopfbolzendübel [Seitz 2005]	25
Abbildung 3.6: Versuchsträgerquerschnitt mit zwei Lagen Kopfbolzendübel [Seitz 2005].....	25
Abbildung 3.7: Messeinrichtungen des Versuchsträgers SF-Q1 aus [Seitz 2005].....	27
Abbildung 3.8: Lage der DMS-Rosetten aus [Seitz 2005].....	28
Abbildung 3.9: Spannungen an DMS-Rosetten	28
Abbildung 3.10: Wegaufnehmer TRS am Kragarmende.....	29
Abbildung 3.11: Wegaufnehmer PMW an der Trägerunterseite	29
Abbildung 3.12: Setzdehnungsmesser an der Trägeroberseite	30
Abbildung 3.13: Mittelaufleger mit Lagerkonstruktion	31
Abbildung 3.14: Kragarmbelastung	32
Abbildung 3.15: Hauptbelastung	33
Abbildung 3.16: Kragarmbelastung	34
Abbildung 4.1: Multilineare σ - ϵ -Beziehung für Baustahl.....	35
Abbildung 4.2: Abmessungen KÖCO KKB 19x200 in [mm]	37
Abbildung 4.3: Last-Verformungskurve der Versuchsträger	39
Abbildung 4.4: Versagensbild des Versuchsträgers SF-Q1	40
Abbildung 4.5: Versagensskizze vom Versuchsträger SF-Q1 aus [Seitz 2005].....	40
Abbildung 4.6: Versagensbild des Versuchsträgers SF-Q2.....	41
Abbildung 4.7: Versagensskizze vom Versuchsträger SF-Q2 aus [Seitz 2005].....	42
Abbildung 4.8: Versagensbild des Versuchsträgers SF-Q3.....	43
Abbildung 4.9: Versagensskizze vom Versuchsträger SF-Q3 aus [Seitz 2005].....	43
Abbildung 4.10: Versagensbild des Versuchsträgers SF-Q4.....	44
Abbildung 4.11: Versagensskizze vom Versuchsträger SF-Q4 aus [Seitz 2005].....	45
Abbildung 4.12: Versagensbild des Versuchsträgers SF-Q5.....	46
Abbildung 4.13: Versagensskizze vom Versuchsträger SF-Q5 aus [Seitz 2005].....	46
Abbildung 5.14: Lage der Messpunkte (DMS-Rosetten).....	47
Abbildung 5.15: Querkraftverteilung SF-Q1 in [%]	53
Abbildung 5.16: Querkraftanteil Stahlträgers bei Träger SF-Q1	54
Abbildung 5.17: SF-Q-2 – Messpunkt „A“ relativer Zahlenvergleich in [%]	55
Abbildung 5.18: SF-Q-2 – Messpunkt „C“ relativer Zahlenvergleich in [%]	56



Abbildung 5.19: Querkraftanteil Stahlträgers bei Träger SF-Q2	56
Abbildung 5.20: SF-Q-3 – Messpunkt „A“ relativer Zahlenvergleich in [%]	57
Abbildung 5.21: SF-Q-3 – Messpunkt „C“ relativer Zahlenvergleich in [%]	58
Abbildung 5.22: Querkraftanteil Stahlträgers bei Träger SF-Q3	58
Abbildung 5.23: SF-Q-4 – Messpunkt „A“ relativer Zahlenvergleich in [%]	59
Abbildung 5.24: SF-Q-4 – Messpunkt „C“ relativer Zahlenvergleich in [%]	60
Abbildung 5.25: Querkraftanteil Stahlträgers bei Träger SF-Q4	60
Abbildung 5.26: SF-Q-5 – Messpunkt „A“ relativer Zahlenvergleich in [%]	61
Abbildung 5.27: SF-Q-5 – Messpunkt „C“ relativer Zahlenvergleich in [%]	62
Abbildung 5.28: Querkraftanteil Stahlträgers bei Träger SF-Q5	62
Abbildung 6.1: Ermittelte Querkraft im Betongurt SF-Q1	64
Abbildung 6.2: Ermittelte Querkraft im Betongurt SF-Q2	64
Abbildung 6.3: Ermittelte Querkraft im Betongurt SF-Q3	65
Abbildung 6.4: Ermittelte Querkraft im Betongurt SF-Q4	65
Abbildung 6.5: Ermittelte Querkraft im Betongurt SF-Q5	65
Abbildung 6.6: Zurückgerechnete mittragende Breite für die Betonquerkraft bei 100% Traglast in [cm].....	67
Abbildung 6.7: Verhältniswert aus berechneter mittragender Breite und geometrischer Breite bei 100% Traglast	67
Abbildung 6.8: Aus den Versuchen zurückgerechnete mittragende Breite für Querkraft im Beton bei 50% Traglast in [cm]	68
Abbildung 6.9: Verhältniswert aus berechneter mittragender Breite und geometrischer Breite bei 50% Traglast	69
Abbildung 6.10: Mittragende Breite für Querkraft für den Träger SF-Q3 aus [Seitz 2005]....	70
Abbildung 6.11: Rückrechnung der mittragenden Breite [m] - Ansatz Zhou	72
Abbildung 6.12: Anteil Beton-/Baustahlquerkraft in [%] im DMS-Messpunkt "D"	73
Abbildung 6.13: Vergleich Querkraftanteile (Versuch zu DGL) – DMS-Messpunkt „D“	73
Abbildung 6.14: Vergleich Querkraftanteile (Versuch zu DGL) – DMS-Messpunkt „D“ für verschiedene Traglaststufen	74
Abbildung 7.1: Statisches System Verbundträger	77
Abbildung 7.2: Isometrie des Trägers SF-Q1 (Darstellung aus FEMAP)	77
Abbildung 7.3: Spannungsverteilung Kopfbolzen im Rahmen einer Voruntersuchung	77
Abbildung 7.4: Rissbild SF-Q1 nach Erreichen der Traglast.....	79
Abbildung 7.5: Numerisch ermitteltes Rissbild bei rechnerischer Traglast	80
Abbildung 7.6: Last-Verformungskurve Träger SF-Q1	81
Abbildung 7.7: Rissbild an der Trägeroberseite des SF-Q1	81
Abbildung 7.8: Numerisch ermitteltes Rissbild an der Trägerunterseite des SF-Q1	82
Abbildung 7.9: Druckspannungen in Längsrichtung des Trägers SF-Q1	82
Abbildung 7.10: Vergleich der numerisch ermittelten Stahlquerkraft bezogen auf die Gesamtquerkraft	82
Abbildung 7.11: Last-Verformungs-Verhalten bezogen auf die im Versuch ermittelte Traglast des Versuchsträgers SF-Q2.....	83
Abbildung 7.12: Rissbild Trägeroberseite im Versuch bzw. numerisch ermittelt.....	83
Abbildung 7.13: Druckspannungen SFQ2	84
Abbildung 7.14: Vergleich der numerisch ermittelten Stahlquerkraft bezogen auf die Gesamtquerkraft SF-Q2.....	84
Abbildung 7.15: Last-Verformungs-Verhalten bezogen auf die im Versuch ermittelte Traglast des Versuchsträgers SF-Q3.....	85
Abbildung 7.16: Rissbild Trägeroberseite numerisch ermittelt bzw. im Versuch.....	85
Abbildung 7.17: Druckspannungen SFQ3	86



Abbildung 7.18: Vergleich der numerisch ermittelten Stahlquerkraft bezogen auf die Gesamtquerkraft SF-Q3.....	86
Abbildung 7.19: Last-Verformungs-Verhalten bezogen auf die im Versuch ermittelte Traglast des Versuchsträgers SF-Q4.....	87
Abbildung 7.20: Rissbild Trägeroberseite numerisch ermittelt bzw. im Versuch.....	87
Abbildung 7.21: Druckspannungen SFQ4.....	88
Abbildung 7.22: Vergleich der numerisch ermittelten Stahlquerkraft bezogen auf die Gesamtquerkraft SF-Q4.....	88
Abbildung 7.23: Querkraftanteil im Baustahl - Messpunkt C.....	89
Abbildung 7.24: Querkraftanteil im Baustahl - Messpunkt D.....	89

12 Tabellenverzeichnis

Tabelle 3.1: Parametervarianten der Versuchsträger	22
Tabelle 3.2: Abmessungen Versuchsträger	24
Tabelle 3.3: Art und Bezeichnung der verwendeten Messeinrichtungen	26
Tabelle 3.4: Maximale Kragarmbelastung.....	34
Tabelle 4.1: Gemittelte Werkstoffkennwerte des Baustahls.....	36
Tabelle 4.2: Werkstoffkennwerte der Kopfbolzen.....	37
Tabelle 4.3: Kenngrößen Bewehrungsstahl	38
Tabelle 5.1: Schnittgrößen an den DMS-Gruppen des Versuchsträgers SF-Q1	47
Tabelle 5.2: Schnittgrößen an den DMS-Gruppen des Versuchsträgers SF-Q2	47
Tabelle 5.3: Schnittgrößen an den DMS-Gruppen des Versuchsträgers SF-Q3	48
Tabelle 5.4: Schnittgrößen an den DMS-Gruppen des Versuchsträgers SF-Q4	48
Tabelle 5.5: Schnittgrößen an den DMS-Gruppen des Versuchsträgers SF-Q5	48
Tabelle 5.6: Ausgefallene DMS-Rosetten	49
Tabelle 5.7: Interpolation des Schubspannungsverlauf infolge DMS-Rosettenausfall.....	50
Tabelle 5.8: Fließgrenzen an den DMS-Rosetten [% _o] aus [Seitz 2005].....	51
Tabelle 5.9: Aufteilung der Querkraft bei SF-Q1	54
Tabelle 5.10: Aufteilung der Querkraft bei SF-Q2	57
Tabelle 5.11: Aufteilung der Querkraft bei SF-Q3	59
Tabelle 5.12: Aufteilung der Querkraft bei SF-Q4	61
Tabelle 5.13: Aufteilung der Querkraft bei SF-Q5	63
Tabelle 6.1: Längsbewehrungsgrad unter Berücksichtigung der Stahlflansch.....	66
Tabelle 6.2: Mittragende Breite der Versuchsträger nach Literatur und eigener Auswertung bei 100% Traglast	70
Tabelle 7.1: Größe der Belastung beim Versagen der Versuchsträger	76
Tabelle 7.2: Kennwertbestimmung für FE-Berechnung	78
Tabelle 7.3: Vergleich der rechnerischen mit den Versuchstraglasten	78
Tabelle 7.4: Verteilung der Querkraft in Abhängigkeit der Belastung in [%]	90