

Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten

Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 93

The logo consists of the word "bast" in a bold, lowercase, green sans-serif font. The letters are slightly shadowed, giving it a 3D appearance. The logo is positioned in the bottom right corner of the page.

Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten

Anpassung des DIN-Fachberichtes
„Betonbrücken“ an endgültige
Eurocodes und nationale Anhänge
einschließlich Vergleichsrechnungen

von

Josef Hegger
Karin Reißer

Lehrstuhl und Institut für Massivbau
RWTH Aachen

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 93

bast

Die Bundesanstalt für Straßenwesen veröffentlicht ihre Arbeits- und Forschungsergebnisse in der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen**. Die Reihe besteht aus folgenden Unterreihen:

A - Allgemeines
B - Brücken- und Ingenieurbau
F - Fahrzeugtechnik
M - Mensch und Sicherheit
S - Straßenbau
V - Verkehrstechnik

Es wird darauf hingewiesen, dass die unter dem Namen der Verfasser veröffentlichten Berichte nicht in jedem Fall die Ansicht des Herausgebers wiedergeben.

Nachdruck und photomechanische Wiedergabe, auch auszugsweise, nur mit Genehmigung der Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit.

Die Hefte der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen** können direkt bei der Carl Schünemann Verlag GmbH, Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen, Telefon: (04 21) 3 69 03 - 53, bezogen werden.

Über die Forschungsergebnisse und ihre Veröffentlichungen wird in der Regel in Kurzform im Informationsdienst **Forschung kompakt** berichtet. Dieser Dienst wird kostenlos angeboten; Interessenten wenden sich bitte an die Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit.

Ab dem Jahrgang 2003 stehen die Berichte der BAST zum Teil als kostenfreier Download im elektronischen BAST-Archiv ELBA zur Verfügung.
<http://bast.opus.hbz-nrw.de/benutzung.php?la=de>

Impressum

Bericht zum Forschungsprojekt FE 84.0110/2009

Anpassung des DIN-Fachberichtes „Betonbrücken“ an endgültige Eurocodes und nationale Anhänge einschließlich Vergleichsrechnungen – speziell: Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten

Fachbetreuung

Dieter von Weschpfennig

Herausgeber

Bundesanstalt für Straßenwesen
Brüderstraße 53, D-51427 Bergisch Gladbach
Telefon: (0 22 04) 43 - 0
Telefax: (0 22 04) 43 - 674

Redaktion

Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit

Druck und Verlag

Fachverlag NW in der
Carl Schünemann Verlag GmbH
Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen
Telefon: (04 21) 3 69 03 - 53
Telefax: (04 21) 3 69 03 - 48
www.schuenemann-verlag.de

ISSN 0943-9293

ISBN 978-3-95606-005-2

Bergisch Gladbach, April 2013

Kurzfassung – Abstract

Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten

Die Anforderungen an Brückenbauwerke haben sich in den vergangenen Jahren infolge der steigenden Verkehrszahlen deutlich erhöht. Gleichzeitig hat sich mit der Umstellung der Normen der rechnerische Querkraftwiderstand von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung verringert. Daher lässt sich für Brückenbauwerke im Bestand mit Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung nach derzeitigen technischen Regeln oft nicht eine ausreichende Querkrafttragfähigkeit nachweisen. Allerdings sind die berechneten Tragfähigkeiten aufgrund einer Unterschätzung der mitwirkenden Plattenbreite konservativ. Der derzeit gültige Ansatz zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung nach DIN-Fachbericht 102 (2009) wurde anhand einer Querkraftdatenbank kalibriert, die hauptsächlich aus Versuchen an Balken besteht. Bisher wurden nur wenige Versuche zur Querkrafttragfähigkeit von Platten unter punktförmiger Belastung durchgeführt.

Im vorliegenden von der Bundesanstalt für Straßenwesen geförderten und am Institut für Massivbau der RWTH Aachen durchgeführten Forschungsvorhaben wurde durch experimentelle und theoretische Untersuchungen das Querkrafttragverhalten von Platten genauer analysiert. Die experimentellen Untersuchungen bestanden aus insgesamt 17 Bauteilversuchen in zwei Versuchsserien. In der ersten Versuchsserie wurde die Fragestellung der sich einstellenden Lastverteilungsbreite bei Platten ohne Querkraftbewehrung im Zustand II untersucht. Hierzu wurde durch Variation der Plattenbreite (0,5 m bis 3,5 m) an Einfeldsystemen gezielt der Übergang von der Balkentragwirkung zur Plattentragwirkung analysiert. Anschließend wurde der Einfluss der Schubslankheit (2,9 bis 5,4) auf das Querkrafttragverhalten überprüft. In der zweiten Versuchsserie wurde an Kragarmen von zweistufigen Plattenbalken der Einfluss der Vouten sowie des Momenten-Querkraftverhältnisses untersucht.

Aufbauend auf den Versuchen der ersten Versuchsserie wurden nichtlineare Finite-Elemente-Berechnungen zur Untersuchung weiterer Einflüsse (z. B. Betonfestigkeit, Längs- und Querbewehrungsgrad, Druckbewehrung, Plattendicke, Stützweite) durchgeführt. Auf Grundlage der durchge-

fürten theoretischen und experimentellen Untersuchungen wurden abschließend die bestehenden Bemessungsansätze modifiziert und anhand von Versuchen aus der Literatur überprüft.

Shear-bearing capacity of road slabs

The increasing traffic loads in the last decades as well as changes in design rules may lead to deficits in calculated shear capacity for existing bridges. Nevertheless, due to an underestimation of the effective slab width according to the current design methods the actual bearing capacity is higher than calculated. Most of the present design rules for the shear-bearing capacity of members without shear reinforcement were developed based on empirical evaluations of shear databases consisting of shear tests on beams or panels respectively. So far, only few tests on the shear-bearing capacity of slabs under concentrated loads have been performed.

For the above reasons, a research project with an extensive testing programme funded by the Federal Highway Research Institute of Germany (BASt) was carried out at the Institute of Structural Concrete at RWTH Aachen University. Altogether, 17 tests were performed in two series. Within the first test series, the effective width contributing to the shear resistance was investigated by tests on beams respectively slabs under concentrated loads with different widths (0.5 m to 3.5 m) and different shear-span-to-depth ratios (2.9 to 5.4). By four tests on cantilever slabs of two double-webbed T-beams, the influence of the shear component of an inclined compression force due to bending was investigated in the second test series.

Based on the tests of the first test series, nonlinear numerical simulations were carried out. Within parametric studies on the shear capacity of slabs without shear reinforcement under concentrated loads, further influences (e.g. concrete strength, longitudinal and transverse reinforcement ratio, reinforcement in compression zone, slab height and span) were investigated. Finally, the results of the experimental and numerical investigations were considered to modify the current design methods.

Inhalt

1	Einleitung	7	3.6	Messtechnik	23
1.1	Veranlassung	7	3.6.1	Allgemeines	23
1.2	Zielsetzung und Vorgehen	7	3.6.2	Durchbiegung	23
			3.6.3	Dickenmessung	24
2	Stand der Kenntnisse	8	3.6.4	Wegaufnehmer-Rosette	24
2.1	Allgemeines	8	3.6.5	Betondehnungen	24
2.2	Tragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung	8	3.6.6	Betonstahldehnungen	25
2.2.1	Querkrafttragverhalten	8	3.6.7	Setzdehnungsmessung (SDM)	25
2.2.2	Ansatz nach DIN-Fachbericht 102 (2009)	9	3.7	Ergebnisse Einfeldplattenversuche	26
2.2.3	Einfluss der Schubschlankheit	9	3.7.1	Versagensform und Bruchbilder	26
2.2.4	Einfluss der Gurtneigung	10	3.7.2	Verformung	28
2.2.5	Mitwirkende Plattenbreite	10	3.7.3	Messung der Plattendicke	30
2.3	Versuche an Platten	12	3.7.4	Wegaufnehmer-Rosette	32
2.3.1	Versuche von ROMBACH et al.	12	3.7.5	Betondehnungen/Beton-DMS	32
2.3.2	Versuche von MUTTONI und VAZ RODRIGUEZ	13	3.7.6	Betondehnungen/SDM	34
2.4	Versuche an gevouteten Balken	14	3.7.7	Betonstahldehnungen	38
2.4.1	Versuche von MacLEOD und HOUMSI	14	3.7.8	Höchstlast	42
2.4.2	Versuche von ROMBACH und NGHIEP	15	3.8	Ergebnisse Kragarmversuche	45
3	Experimentelle Untersuchungen	16	3.8.1	Versagensform und Bruchbilder	45
3.1	Allgemeines	16	3.8.2	Verformung	47
3.2	Versuchsparameter	17	3.8.3	Messung der Plattendicke	49
3.2.1	Versuche an Einfeldplatten	17	3.8.4	Betondehnungen/Beton-DMS	50
3.2.2	Kragarmversuche	18	3.8.5	Betonstahldehnungen	52
3.3	Bewehrung der Versuchskörper	18	3.8.6	Höchstlast	53
3.4	Materialkennwerte	19	4	Numerische Untersuchungen	58
3.4.1	Betoneigenschaften	19	4.1	Ziel und Vorgehen	58
3.4.2	Betonstahleigenschaften	21	4.2	Materialmodelle	58
3.5	Versuchsaufbau und -durchführung	21	4.2.1	Allgemeines	58
3.5.1	Versuchsaufbau	21	4.2.2	Beton	58
3.5.2	Versuchsdurchführung	21	4.2.3	Betonstahl und Baustahl	62
			4.3	Diskretisierung	63
			4.4	Versuche an Einfeldplatten	64
			4.5	Parameterstudie an Einfeldplatten	66

4.5.1	Untersuchungsparameter	66
4.5.2	Vereinfachung der Modellparameter	66
4.5.3	Auswertung	68
4.5.4	Einfluss der Betonfestigkeit	70
4.5.5	Einfluss der Versuchskörperbreite	71
4.5.6	Einfluss der Schubschlankheit	72
4.5.7	Einfluss der Druckbewehrung	73
4.5.8	Einfluss des Längsbewehrungsgrades	73
4.5.9	Einfluss des Querbewehrungsgrades	74
4.5.10	Einfluss der Stützweite	75
4.5.11	Einfluss der statischen Nutzhöhe	76
4.6	Ansatz für die äquivalente Plattenbreite	77
5	Überprüfung der Ansätze	77
5.1	Allgemeines	77
5.2	Querkraftdatenbank von REINECK/KUCHMA	78
5.3	Überprüfung Ansatz Einfeldplatten	79
5.4	Überprüfung Ansatz Kragarme	80
5.5	Praktische Anwendung	83
5.5.1	Allgemeines	83
5.5.2	Innenplatte	83
5.5.3	Kragarm	84
6	Zusammenfassung und Ausblick	86
Literatur		88

Die Anhänge befinden sich auf der beigefügten CD.

1 Einleitung

1.1 Veranlassung

Die Anforderungen an Brückenbauwerke haben sich in den vergangenen Jahren infolge der steigenden Verkehrszahlen deutlich erhöht (NAUMANN, 2010). Gleichzeitig hat sich mit der Umstellung der Normen der rechnerische Querkraftwiderstand von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung verringert (DIN 1045, 1988; DIN 1045-1; 2008; DIN-Fachbericht 102, 2009). Die Querkrafttragfähigkeit der Fahrbahnplatten vieler Brücken im Bestand konnte für das Lastmodell SLW 60/30 aus DIN 1072 (1985) mit den Regelungen von DIN 1045 (1988) ohne die Anordnung einer Querkraftbewehrung nachgewiesen werden. Bemisst man die betroffenen Brücken nach DIN-Fachbericht 102 (2009) mit den Lastmodellen aus DIN-Fachbericht 101 (2009), ist in vielen Fällen jedoch eine Querkraftbewehrung erforderlich. Hierdurch existieren Brückenbauwerke im Bestand mit Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung, die nach derzeitigen technischen Regeln jedoch eine Querkraftbewehrung erfordern. Da ein Querkraftversagen unter den derzeit einwirkenden Verkehrslasten bislang nicht beobachtet wurde, sind die Brücken offensichtlich noch in der Lage, die gestiegenen Lasten trotz rechnerisch zu geringer Querkraftbewehrung aufzunehmen und abzutragen. Bisher sind auch keine Fälle von Brücken mit auffallend großen Schubrisen im Bereich der Fahrbahnplatten bekannt. Nach der Erhöhung der Beanspruchung im Zuge der Umstellung auf DIN-Fachbericht 101 (2003) (HEGGER, 2009) wird sich mit der Einführung von DIN EN 1991-2 (2010) und DIN EN 1991-2/NA die Querkraftbeanspruchung von Fahrbahnplatten weiter erhöhen. Damit ist eine genauere Bestimmung des Querkraftwiderstandes von Fahrbahnplatten im Sinne einer wirtschaftlichen Bemessung von besonderer Bedeutung.

Der derzeit gültige Ansatz zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung nach DIN-Fachbericht 102 (2009) basiert auf einer empirischen Beziehung mit mechanischem Hintergrund:

$$V_{Rd,ct} = [c_d \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{cd}] \cdot b_w \cdot d \quad (1)$$

Der Vorfaktor $c_d = 0,10 = 0,15/\gamma_c$ mit $\gamma_c = 1,5$ wurde empirisch ermittelt, um die Gleichung unter Berücksichtigung des erforderlichen Sicherheitsindizes für

einen Bezugszeitraum von 50 Jahren zu kalibrieren (DAfStb-Heft 525, 2010). Die Querkraftdatenbank, die der Kalibrierung zugrunde lag, besteht hauptsächlich aus Versuchen an Balken. Bislang wurden nur wenige Versuche zur Querkrafttragfähigkeit von Platten unter punktförmiger Belastung durchgeführt. Bei der Bemessung in der Praxis werden die mitwirkenden Plattenbreiten für Querkraft und Biegung entweder dem DAfStb-Heft 240 (1991) entnommen oder mit einer linear-elastischen Finite-Elemente-Berechnung näherungsweise ermittelt. Die Angaben in Heft 240, abgeleitet auf Grundlage der Elastizitätstheorie, liegen laut DAfStb-Heft 240 (1991) für einige Fälle weit auf der sicheren Seite. Die Fragestellung der Lastausbreitung im Zustand II ist demnach bislang unbeantwortet.

Bei Bauteilen mit veränderlicher Nutzhöhe wird nach DIN-Fachbericht 102 (2009) der Bemessungswert der Querkraft unter Berücksichtigung der Komponenten der Druck- und Zugresultierenden senkrecht zur Bauteilachse berechnet. Hieraus resultiert für gevoutete Kragarme, wie sie bei Fahrbahnplatten im Brückenbau üblich sind, eine Abminderung der einwirkenden Querkraft um den Vertikalanteil der geneigten Biegedruckkraft V_{ccd} . Untersuchungen von ROMBACH (2011) zeigen jedoch, dass dieser Ansatz teilweise auf der unsicheren Seite liegende Ergebnisse liefert und weiterer Forschungsbedarf besteht.

1.2 Zielsetzung und Vorgehen

Ziel dieses Forschungsvorhabens ist die Entwicklung eines Bemessungsansatzes zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,ct}$ von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung bei Einzellasten. Hierdurch soll die vorhandene Lücke in der Nachweisführung der Querkrafttragfähigkeit von Straßenbrücken im Bestand geschlossen bzw. für den Neubau eine wirtschaftliche Bemessung ermöglicht werden. Durch experimentelle und theoretische Untersuchungen soll das Querkrafttragverhalten von Platten genauer analysiert werden. Hierbei stehen die Fragen zur Lastausbreitung in der Platte im Zustand II (mitwirkende Plattenbreite für Querkraft) und der Einfluss des statischen Systems (Einfeldplatte/Kragarm) im Vordergrund. Da Fahrbahnplatten häufig gevoutet ausgeführt werden, soll auch geklärt werden, ob eine Abminderung der einwirkenden Querkraft um den vertikalen Anteil der geneigten Biegedruckkraft V_{ccd} gerechtfertigt ist.

Die experimentellen Untersuchungen bestehen aus insgesamt 17 Bauteilversuchen in zwei Versuchsserien. In der ersten Versuchsserie wird die Fragestellung der sich einstellenden Lastverteilungsbreite $b_{\text{eff},V}$ bei Platten ohne Querkraftbewehrung im Zustand II untersucht. Hierzu wird durch Variation der Plattenbreite an Einfeldsystemen gezielt der Übergang von der Balkentragwirkung zur Platten-tragwirkung analysiert. Anschließend wird der Einfluss der Schubslankheit auf das Querkrafttragverhalten überprüft. In der zweiten Versuchsserie wird an Kragarmen von zweistegigen Plattenbalken der Einfluss der Vouten sowie des Momenten-Querkraftverhältnisses untersucht.

Ausgangspunkt für die theoretischen Untersuchungen sind die bestehenden Modelle zur Querkraftbemessung der technischen Regelwerke (DIN 1045-1, 2008; DIN-Fachbericht 102, 2009). Aufbauend auf den experimentellen Untersuchungen werden Parameterstudien zum Querkrafttragverhalten von Fahrbahnplatten an Plattenausschnitten mit der Finite-Elemente-Methode durchgeführt. Die Untersuchungen mit dem nichtlinearen FE-Programm Abaqus (Abaqus, 2009) dienen der vertieften Interpretation der Versuchsergebnisse, zur Vergrößerung der Datenbasis durch Parameterstudien und zur Erweiterung des Querkraftbemessungsansatzes. Zunächst werden die durchgeführten experimentellen Untersuchungen abgebildet, um anschließend die Versagensform, die gemessenen Spannungs- und Dehnungszustände von Beton und Bewehrung sowie die globalen Durchbiegungen mit den berechneten Werten zu vergleichen. Die Auswertung der Berechnungsergebnisse ermöglicht eine weitergehende Interpretation der Versuchsergebnisse. So kann z. B. durch die berechnete Verteilung der Querkräfte über die Plattenbreite in Abhängigkeit des Belastungsniveaus und der Rissbildung auf die mitwirkende Breite geschlossen werden. Zur Untersuchung der Einflüsse der Betonfestigkeit, des Längs- und Querbewehrungsgrades, der Druckbewehrung, der Plattendicke und -breite, der Stützweite und der Schubslankheit auf das Querkrafttragverhalten von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung werden Parameterstudien durchgeführt.

Abschließend erfolgt die Erarbeitung von verbesserten Berechnungsansätzen für Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung auf Grundlage der durchgeführten theoretischen und experimentellen Untersuchungen. Die gewonnenen Ansätze werden durch Nachrechnung von relevanten Versuchen

aus der Literatur statistisch überprüft. Anhand einer exemplarischen Querkraftbemessung einer Fahrbahnplatte in Querrichtung wird die praktische Anwendbarkeit der Ansätze demonstriert und Anwendungsgrenzen aufgezeigt.

2 Stand der Kenntnisse

2.1 Allgemeines

Im vorliegenden Kapitel wird ein kurzer Überblick über die bei der Auswertung verwendeten Bemessungsansätze (Kapitel 2.2), die in der Literatur dokumentierten Versuche zum Querkrafttragverhalten von Platten unter punktförmiger Belastung (Kapitel 2.3) sowie zur Querkrafttragfähigkeit bei veränderlicher Querschnittshöhe (Kapitel 2.4) gegeben. Für nähere Informationen wird auf die jeweils zitierte Literatur verwiesen.

2.2 Tragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung

2.2.1 Querkrafttragverhalten

Die Querkrafttragfähigkeit eines Stahlbetonbauteils ohne Querkraftbewehrung im Zustand II setzt sich aus mehreren Anteilen zusammen, die sich teilweise überlagern und gegenseitig beeinflussen. Im Allgemeinen wird zwischen fünf wesentlichen Komponenten des Querkraftabtrags unterschieden:

- Querkraftanteil in der ungerissenen Betondruckzone,
- Rissreibung bzw. Rissverzahnung bei sich gegeneinander verschiebenden Rissflanken,
- Dübelwirkung der Längsbewehrung im Riss,
- rissübergreifende Zugspannungen in der Rissprozesszone,
- Druckbögen oder direkte Druckstreben (im Bereich von Auflagern).

Aufgrund der komplexen Zusammenhänge zwischen den einzelnen Komponenten besteht allerdings keine einheitliche Meinung über den Anteil der einzelnen Tragmechanismen an der Querkrafttragfähigkeit. Trotz des Bewusstseins der Tragmechanismen und der zahlreich durchgeführten Versuche und theoretischen Arbeiten zur Querkrafttragfähigkeit existiert bis heute kein akzeptiertes,

allgemeingültiges Rechenmodell zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung (LATTE, 2010). Im Folgenden werden die zurzeit in Deutschland gültigen Bemessungsansätze und Regeln vorgestellt, auf die bei der Auswertung der experimentellen und numerischen Untersuchungen zurückgegriffen wird.

2.2.2 Ansatz nach DIN-Fachbericht 102 (2009)

Der im DIN-Fachbericht 102 (2009) oder auch in der DIN 1045-1 (2008) verwendete Bemessungsansatz nach Gleichung (1) für die Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,ct}$ von gerissenen Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung basiert auf einer empirischen Beziehung mit mechanischem Hintergrund. Ein zusätzlicher Mindestwert $V_{Rd,ct,min}$ beschreibt die Mindestquerkrafttragfähigkeit bei kleinen Bewehrungsgraden. Von den in Kapitel 2.2.1 beschriebenen Tragmechanismen werden in der Gleichung die ungerissene Druckzonenhöhe durch den Faktor $(100 \cdot \rho_l)^{1/3}$ und der Maßstabseinfluss der Bruchprozesszone durch den Maßstabsfaktor κ berücksichtigt. Zusätzlich gehen die zu $f_{ck}^{1/3}$ proportionale Zugfestigkeit des Betons sowie die Wirkung einer Längsspannung durch den Faktor $-0,12 \cdot \sigma_{cd}$ ein. Zur Kalibrierung der Gleichung wurde der Vorfaktor $c_d = 0,10 = 0,15/\gamma_c$ mit $\gamma_c = 1,5$ empirisch anhand einer hauptsächlich aus Balkenversuchen bestehenden Querkraftdatenbank ermittelt. Der mittlere Vorfaktor aus allen in die Auswertung einbezogenen Versuchen liegt laut DAfStb-Heft 525 (2010) bei $c_m = 0,2$. Durch eine andere Auswahl der Versuche können die Werte für c_d und c_m leicht abweichen. Für die Auswertung der experimentellen und numerischen Untersuchungen wird der mittlere Vorfaktor für die Querkrafttragfähigkeit auf Mittelwertniveau nach Gleichung (2) in Anlehnung an ROMBACH (2009) zu $c_m = 0,18$ gewählt:

$$V_{Rm,ct} = [0,18 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{cd}] \cdot b_w \cdot d \quad (2)$$

Der Bemessungsansatz mit den Vorfaktoren gemäß Gleichung (1) wurde für den allgemeinen Hochbau in DIN EN 1992-1-1 (2011) mit nationalem Anhang (DIN EN 1992-1-1/NA, 2011) übernommen. Ebenso ist laut derzeitiger Entwurfsfassung die Übernahme in das nationale Anwendungsdokument DIN EN 1992-2/NA (2012) zu DIN EN 1992-2 (2010) für Betonbrücken geplant.

2.2.3 Einfluss der Schubschlankheit

Während der Einfluss der Schubschlankheit im MODEL CODE 1990, auf dem die Bemessungsgleichung (1) nach DIN-Fachbericht 102 (2009) basiert, durch einen zusätzlichen Faktor von $(3d/a)^{1/3}$ erfasst wird, wird der Einfluss der Schubschlankheit in DIN-Fachbericht 102 (2009) und DIN 1045-1 (2008) lediglich auf der Einwirkungsseite erfasst. Hiernach darf der Anteil der Querkraft einer im Abstand $x \leq 2,5d$ vom Auflager rand wirkenden Einzelast bei direkter Auflagerung mit dem Beiwert β nach Gleichung (3) und Bild 1 (oben) abgemindert werden:

$$\beta = \frac{x}{2,5d} \quad \text{für } x < 2,5d \quad (3)$$

Dabei darf bei Bauteilen mit veränderlicher Höhe (vgl. Kapitel 2.2.4) der Bemessungswert der Querkraftkomponente V_{ccd} infolge der Biegedruckkraft F_{cd} aus dem Momentenanteil der abgeminderten Einzellast nicht zusätzlich angesetzt werden, da sich die auflagernahe Einzellast im Wesentlichen über ein Sprengwerk direkt auf das Auflager abstützt (DIN-Fachbericht 102, 2009).

Nach DIN EN 1992-1-1 (2011) und zugehörigem nationalen Anhang gilt eine Einzellast als auflagernah, wenn der lichte Abstand a_v weniger als die doppelte statische Nutzhöhe d beträgt. Somit ergibt sich der Abminderungsfaktor β nach Gleichung (4) und Bild 1 (unten), wobei a_v nicht kleiner als $0,5d$ angesetzt werden darf. Diese Definition für den Hochbau wird in DIN EN 1992-2 (2011) mit zugehörigem nationalem Anhang für den Brückenbau übernommen.

$$\beta = \frac{a_v}{2d} \geq 0,25 \quad \text{für } 0,5d < a_v < 2d \quad (4)$$

Laut LATTE (2010) setzt die Abminderung mit dem Faktor β die Ausbildung einer direkten Druckstrebe voraus, die sich nur ungehindert ausbilden kann, wenn der Bereich zwischen Auflager und Lasteinleitung ungerissen ist. Dies ist zwar bei üblichen Versuchen an Einfeldbalken mit Einzellasten der Fall, nicht aber bei als Durchlaufsystem oder Kragplatte ausgebildeten Fahrbahnplatten.

Im Gegensatz zur konstanten Querkraft bei Balken-tragwerken unter Einzellasten erhöht sich bei Platten mit abnehmendem Lastabstand zum Auflager infolge der geringeren Lastausbreitung die Querkraftbeanspruchung. Zudem entspricht bei Platten durch die unterschiedlichen effektiven Plattenbrei-

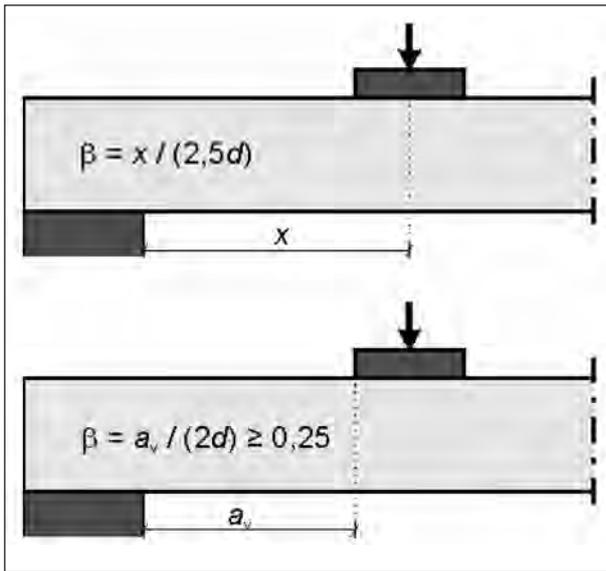


Bild 1: Definition des Abminderungsfaktors β : oben: DIN-Fachbericht 102 (2009), unten: DIN EN 1992-1-1 (2011) + NA

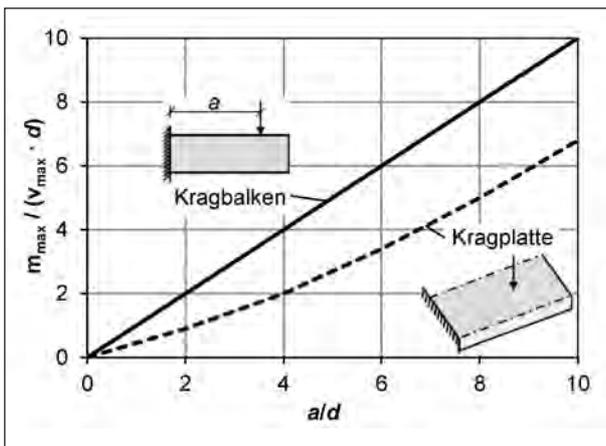


Bild 2: Vergleich der Verhältnisse $m_{\max}/(v_{\max} \cdot d)$ für einen Balken und eine Platte unter einer Einzellast (ROMBACH, 2009b)

ten für Querkraft und Biegung, anders als bei Balken, die Schubslankheit a/d nicht dem Verhältnis $M/(V \cdot d)$ (Bild 2), weshalb eine direkte Übertragung der Ergebnisse von Balkenversuchen mit auflager-nahen Einzellasten auf die Querkrafttragfähigkeit von Platten unter konzentrierten Lasten laut ROMBACH (2010) nicht zulässig ist.

2.2.4 Einfluss der Gurtneigung

Der Einfluss der Gurtneigung wird in DIN-Fachbericht 102 (2009) und DIN 1045-1 (2008) ebenfalls auf der Einwirkungsseite durch Anpassung der einwirkenden Querkraft berücksichtigt. Demnach ergibt sich der Bemessungswert der Querkraft V_{Ed} in Bauteilen mit veränderlicher Nutzhöhe unter Be-

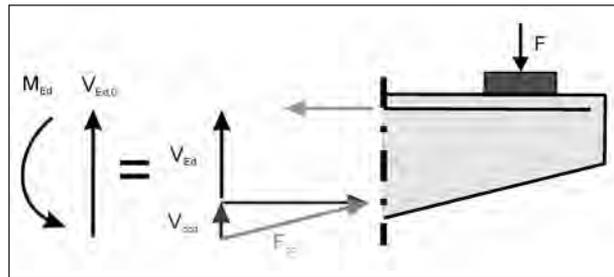


Bild 3: Querkraftanteile bei Kragarmen mit veränderlicher Querschnittshöhe

rücksichtigung der Kraftkomponenten des Druck- und Zuggurtes rechtwinklig zur Bauteilachse. Bei den üblichen Vouten von Kragarmen von Brücken-fahrbahnplatten ergibt sich hiermit eine Abminderung der einwirkenden Querkraft um den Vertikalanteil der geneigten Biegedruckkraft gemäß Gleichung (5) und Bild 3.

$$V_{Ed} = V_{Ed,0} - V_{ccd} \tag{5}$$

Während sich die Abminderung des Vertikalanteils der geneigten Druckkraft bei Bauteilen mit Querkraftbewehrung direkt aus einem Stabwerkmodell herleiten lässt, kann dieser Ansatz für Bauteile ohne Querkraftbewehrung laut LATTE (2010) nicht verifiziert werden. Da die Momenten-Querkraft-Interaktion nicht in die Bemessungsformel nach Gleichung (1) eingeht, ist die Berechtigung der Abminderung im Zusammenhang mit der Querkraftbemessung nach DIN-Fachbericht 102 (2009) für Bauteile ohne Querkraftbewehrung fraglich.

2.2.5 Mitwirkende Plattenbreite

Die Bemessung einachsig gespannter Platten unter punktförmiger Belastung darf näherungsweise durch Ansatz der effektiven Plattenbreite $b_{eff,H240}$ nach DAfStb-Heft 240 (1991) erfolgen. Hierbei geht man zunächst von einer vertikalen Lastverteilung unter 45° bis zur Schwereachse der Platte gemäß Gleichung (6) und Bild 4 aus. Anschließend wird die mitwirkende Breite getrennt für Querkraft und Moment in Abhängigkeit vom statischen System und vom Abstand x zwischen Auflager und Last berechnet. Gleichungen (7) und (8) geben zusammen mit den Bildern 5 und 6 exemplarisch die bei der Versuchsauswertung in den Kapiteln 3.7.8 und 3.8.6 verwendeten effektiven Plattenbreiten für Einfeld-träger bzw. Kragarme an.

$$t = b_0 + 2 \cdot h_1 + h \tag{6}$$

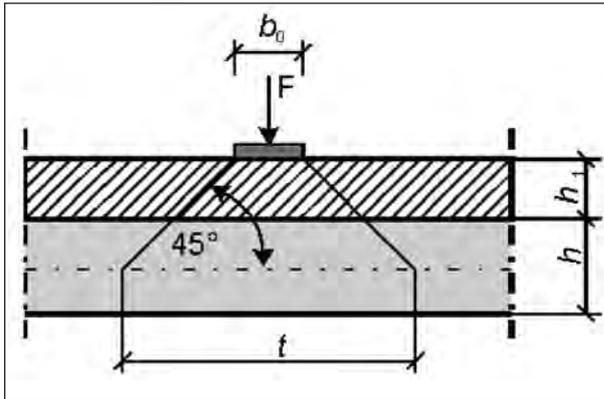


Bild 4: Vertikale Lastausbreitung einer Einzellast zur Bestimmung der Lasteintragungsbreite t

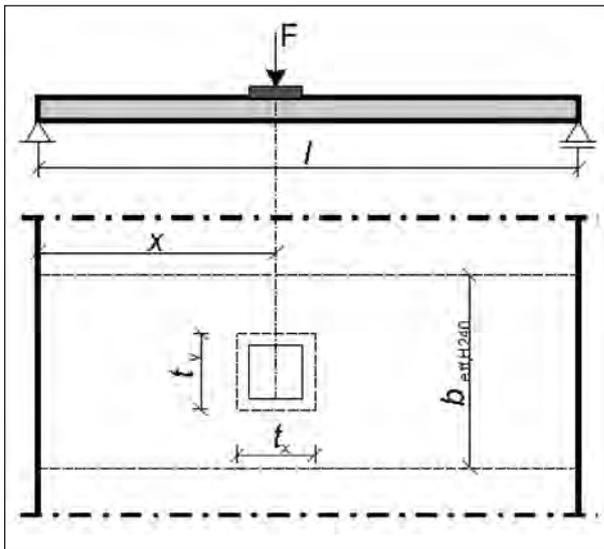


Bild 5: Effektive Plattenbreite bei Einfeldträgern nach DAfStb-Heft 240 (1991)

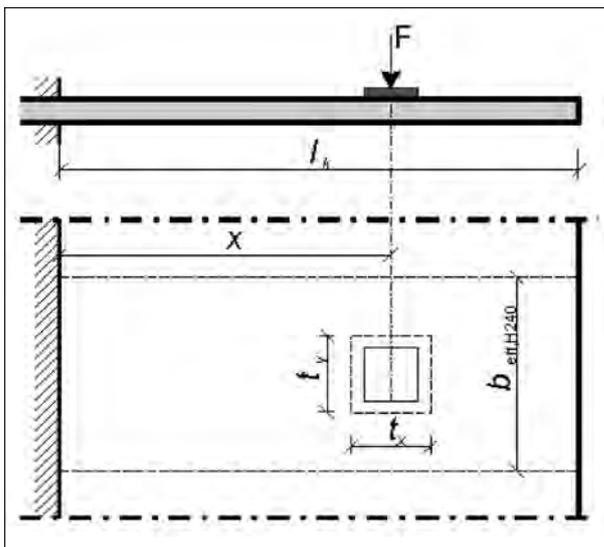


Bild 6: Effektive Plattenbreite bei Kragarmen nach DAfStb-Heft 240 (1991)

mit:

b_0 Lastaufstandsbreite

h_1 Höhe der lastverteilenden Deckschicht

h Plattendicke

Effektive Breite für Querkraft eines Einfeldträgers:

$$b_{\text{eff,H240}} = t_y + 0,5 \cdot x \quad (7)$$

für: $0 < x < l$

$$t_y \leq 0,8 \cdot l$$

$$t_x \leq l$$

mit: x Lastabstand vom Auflager

l Spannweite

Effektive Breite für Querkraft eines Kragarms:

$$b_{\text{eff,H240}} = t_y + 0,3 \cdot x \quad (8)$$

für: $0,2 \cdot l_k < x < l_k$

$$0,2 \cdot l_k < t_y < 0,4 \cdot l_k$$

$$t_x \leq 0,2 \cdot l_k$$

mit: l_k Kragarmlänge

Da die Gleichungen für die effektive Breite einen breiten Anwendungsbereich erfassen, liegen sie im Regelfall auf der sicheren Seite. In ROMBACH (2005) wurden daher die mitwirkenden Plattenbreiten von Radlasten nach DIN-Fachbericht 101 (2003) für Kragarme von Fahrbahnplatten mittels linear-elastischer Finite-Elemente-Berechnungen systematisch untersucht. Wie Bild 7 am Beispiel der effektiven Breite für Querkraft zeigt, sind die sich ergebenden mitwirkenden Plattenbreiten deutlich größer als nach DAfStb-Heft 240 (1991).

Der ermittelte Zusammenhang zwischen der effektiven Breite für Querkraft $b_{\text{eff,v,R}}$ für eine Radlast mit einer Breite von 0,4 m, der Plattendicke h in Lastmitte und dem Lastabstand a ist in Gleichung (9) angegeben (h und a in [m]).

$$b_{\text{eff,v,R}} = 0,6 + 0,95 \cdot h + 1,15 \cdot a \quad (9)$$

Obwohl die größte Querkraftbeanspruchung immer am Rand der Lastfläche auftritt, kann laut ROMBACH (2005) die Querkraftbemessung am Kragarmanschnitt durchgeführt werden, da in der Nähe der Last der Durchstanznachweis und nicht der Querkraftnachweis maßgebend sei. Da das Querkraftversagen bei den experimentellen Untersu-

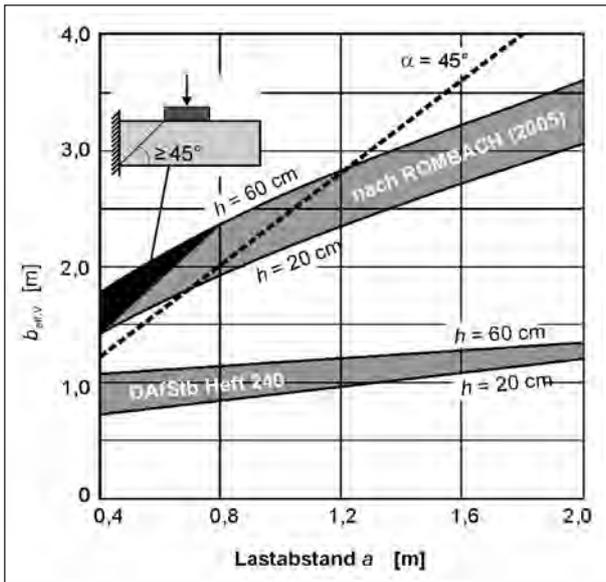


Bild 7: Vergleich der effektiven Breiten für Querkraft von Kragarmen nach DAfStb-Heft 240 (1991) und dem Ansatz nach ROMBACH (2005)

In der aktuellen Entwurfsfassung von MODEL CODE 2010 (2011) wird die effektive Breite für Querkraft $b_{eff,v,MC2010}$ durch die Lastausbreitung bis zum maßgebenden Bemessungsschnitt im Abstand der statischen Nutzhöhe $d < a_v/2$ bestimmt, wobei a_v der lichte Abstand zwischen der Lasteinleitung und dem Auflager bzw. dem Kragarmanschnitt nach Bild 8 ist.

Die mitwirkende Breite ergibt sich durch die Lastausbreitung von der Hinterkante der Lasteinleitung bis zum Bemessungsschnitt unter einem Winkel von $\alpha = 45^\circ$ für eingespannte Platten bzw. $\alpha = 60^\circ$ für frei drehbar gelagerte Platten.

Da MODEL CODE 2010 (2011) einen vom DIN-Fachbericht 102 (2009) abweichenden Querkraftbemessungsansatz verwendet, ist die Anwendbarkeit der effektiven Breite nach Bild 8 zusammen mit dem Querkraftbemessungsansatz nach DIN-Fachbericht 102 (2009) jedoch begrenzt.

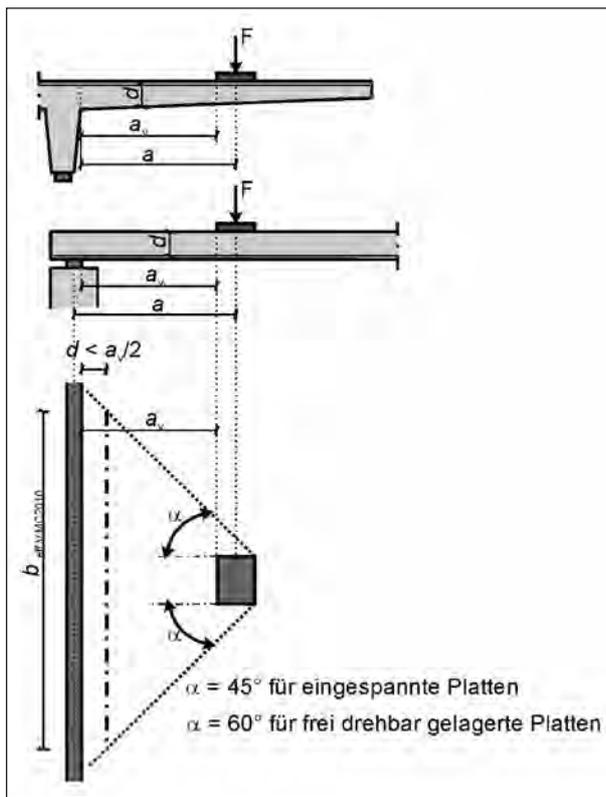


Bild 8: Effektive Breite und Lage des Bemessungsschnitts für die Querkraftbemessung nach MODEL CODE 2010 (2011)

2.3 Versuche an Platten

2.3.1 Versuche von ROMBACH et al.

ROMBACH, LATTE und STEFFENS führten 2009 Versuche an vier zweistufigen Plattenbalkenquerschnitten (VK1 bis VK4) durch (ROMBACH, 2009). Die Versuchskörper hatten eine einheitliche Breite von jeweils 2,4 m, eine Länge von 5,68 m bzw. 6,58 m und bestanden jeweils aus einem Innenfeld und zwei Kragarmen (Bild 9). Je Versuchskörper wurden drei Versuche durchgeführt; ein Versuch an der Innenplatte und ein Versuch je Kragarm. Dabei war jeweils ein Kragarm mit Querkraftbewehrung versehen, der auf Biegung versagte, und einer ohne Querkraftbewehrung, der ein Querkraftversagen aufwies. Die Versuche mit Biegeversagen werden hier nicht weiter betrachtet. Die Versuchskörper unterschieden sich in ihrer Querschnittshöhe (20 cm, 25 cm bzw. 30 cm am Anschnitt), ihrer Plattengeometrie (gevoutet im Verhältnis 1:15 am Kragarm und im Verhältnis 1:8,3 bei der Innenplatte bzw. gerade) und ihrer Betondeckung ($c_v = 45$ mm bei VK1 bzw. $c_v = 25$ mm bei VK2 bis VK4). Bei drei Versuchskörpern (VK1 bis VK3) wurde zu Beginn der Versuche an den Kragarmen (V1 und V2) 15 cm vor Kragarmende eine linienförmige Vorlast f_q aufgebracht, die bis zum Ende der Versuche konstant gehalten wurde. Hierdurch wurden die Belastung infolge der Ausbaulast und der Brückendeckplatte und somit ein für Brückenfahrplattentypen

chungen an gevouteten Balken (vgl. Kapitel 2.4) bzw. Platten (vgl. Kapitel 2.3, 3.7) jedoch in der Regel im Bereich kleiner statischer Nutzhöhe (also in Lastnähe) auftrat, ist diese Festlegung kritisch zu hinterfragen.

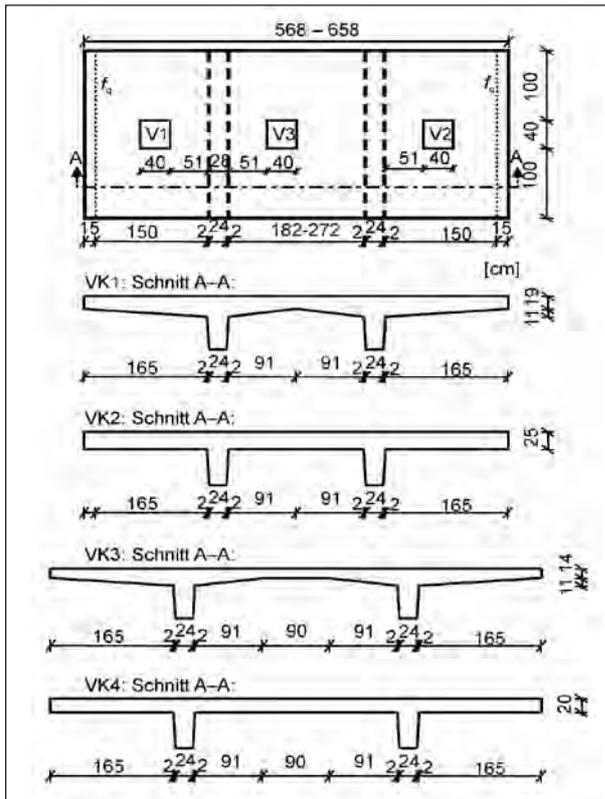


Bild 9: Laststellung und Geometrie der Versuchskörper von ROMBACH (2009)

phisches Momenten-Querkraftverhältnis simuliert. Nach Aufbringen der Vorlast wurde eine konzentrierte Einzellast im Abstand von 71 cm vom Anschnitt mit quadratischer Belastungsfläche von $40 \cdot 40 \text{ cm}^2$ in Anlehnung an Radlasten nach DIN-Fachbericht 101 (2009) aufgebracht, die bis zum Bruch bzw. bis zur Höchstlast des eingesetzten Hydraulikzylinders (bei VK1, V3 und VK2, V3) gesteigert wurde. Aufgrund des gewählten Versuchsaufbaus mit einer zugfesten Verbindung der Stege an deren Unterseite wurde bei den Versuchen V3 durch die Rahmentragwirkung eine traglaststeigernde Drucknormalkraft im Innenfeld erzeugt. Die Laststellung und die Geometrie der Versuchskörper zeigt Bild 9; die Zylinderdruckfestigkeiten des verwendeten Betons zu den Versuchszeitpunkten $f_{c,cyl}$, die Bewehrungsgehalte $a_{s,l}$ und Längsbewehrungsgrade ρ_l am Anschnitt zum Steg sowie die aufgetragenen Vorlasten f_q und erreichten Höchstlasten F_u sind in Tabelle 1 aufgelistet.

Die erreichten Bruchlasten waren deutlich größer als die mittleren Tragfähigkeiten nach Gleichung (2) unter Zugrundelegung der effektiven Breite nach DAfStb-Heft 240 ($b_{eff,H240} = 0,81$ bis $1,08 \text{ m}$) und auch bei Berücksichtigung der aus einer linear-elastischen Berechnung ermittelten mitwirkenden

Versuch	$f_{c,cyl}$	$a_{s,l}^{1)}$	$\rho_l^{1), 2)}$	$f_q^{3)}$	$F_u^{4)}$
	N/mm ²	cm ² /m	%	kN/m	kN
VK1, V1	35,0	20,1	0,81	32,1	690
VK1, V3	37,9	20,1	0,81	-	> 978
VK2, V1	46,0	25,1	1,16	22,5	678
VK2, V3	45,2	11,3	0,52	-	> 945
VK3, V1	46,5	25,1	1,16	22,5	677
VK3, V3	51,5	11,3	0,52	-	898
VK4, V1	42,5	25,1	1,2	-	487
VK4, V3	46,0	11,3	0,68	-	935

1) V1 (Kragarm): obere Bew.; V3 (Innenplatte): untere Bew.
 2) berechnet mit stat. Nutzhöhe am Anschnitt zum Steg
 3) zuzüglich Eigenlast Lasteinleitungsstruktur (HEB 300)
 4) zuzüglich Eigenlast Lastplatte Stahl 40/40/10 [cm]

Tab. 1: Betonfestigkeiten, Bewehrungsgehalte und Höchstlasten der Versuche von ROMBACH (2009)

Breite (ca. 1,4 bis 1,52 m). Bei Ansatz der vollen Plattenbreite von 2,4 m weichen die rechnerischen Tragfähigkeiten hingegen nur wenig von den erreichten Höchstlasten ab. Der Vergleich der Versuche VK2, V1 und VK3, V1 ergibt keine Traglaststeigerung durch die Ausbildung einer Voute, sodass laut ROMBACH (2009) zur nach Norm zulässigen Abminderung der einwirkenden Querkraft um den Vertikalanteil der geneigten Biegedruckkraft noch Forschungsbedarf besteht.

2.3.2 Versuche von MUTTONI und VAZ RODRIGUEZ

MUTTONI und VAZ RODRIGUEZ führten 2006 sechs Versuche an zwei Großmodellen auskragender Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung im Maßstab 3:4 durch (MUTTONI, 2006). Die Kragplatten hatten eine Kraglänge von 2,78 m bei einer Gesamtbreite von 10 m und waren an der Unterseite gevoutet (Bild 10). Die Plattendicke betrug am Anschnitt 38 cm und am Kragarmende 19 cm. Zur Erzeugung einer Einspannung der Kragplatte wurde die Platte mit einer konstanten Dicke von 38 cm über ein massives, nicht monolithisches Auflager hinausgeführt und dort gegen ein Widerlager verankert. An den beiden Großmodellen, die sich durch den Längsbewehrungsgrad unterschieden, wurden jeweils drei Versuche mit unterschiedlichen Laststellungen durchgeführt. Die Laststellungen wurden dabei in Anlehnung an das Verkehrslastmodell 1 nach DIN EN 1991-2 unter Berücksichti-

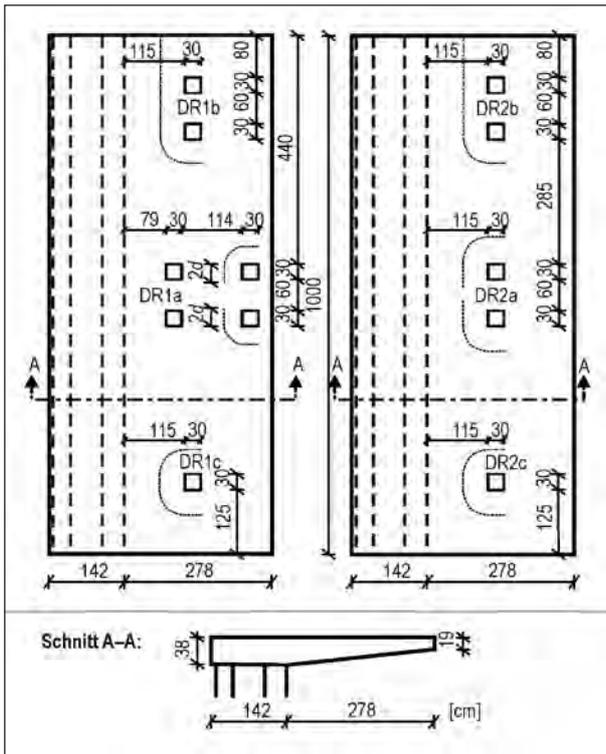


Bild 10: Laststellungen und Geometrie der Versuche von MUTTONI und VAZ RODRIGUEZ (MUTTONI, 2006)

gung des Maßstabsfaktors 3:4 festgelegt. Versuch DR1a wurde zunächst durch 100 Lastzyklen mit einer Amplitude und Oberlast von 410 kN und in der darauf folgenden Woche in 5 Lastschritten mit zweimaliger Entlastung bis zum Bruch belastet. Alle anderen Versuche wurden ohne vorherige zyklische Belastung in 4 bis 6 Lastschritten (teilweise mit zwischenzeitlicher Entlastung bei DR2a und DR2b) statisch bis zum Bruch belastet. Eine Übersicht über die Geometrie und die Laststellungen gibt Bild 10; die Zylinderdruckfestigkeiten des verwendeten Betons zu den Versuchszeitpunkten $f_{c,cyl}$, die Bewehrungsgehalte $\alpha_{s,l}$ und Längsbewehrungsgrade ρ_l , die Eigenlasten der jeweils verwendeten Lasteinleitungsstrukturen G_L sowie die Summen der aufgetragenen Höchstlasten F_u und der Bruchlasten F_{Bruch} (jeweils exklusive G_L) sind in Tabelle 2 angegeben.

Alle Versuche versagten mit einem spröden Querkraftversagen zwischen den Einzellasten und dem Auflager; Versuch DR1a versagte an den Einzellasten nahe dem Kragarmende. Die kritischen Schubrisse schienen sich hierbei nicht aus Biegerissen zu bilden und die Längsbewehrung wies außer bei Versuch DR1a keine oder nur geringe Fließerscheinungen auf. Für die Versuche an einem Versuchskörper steigen die Bruchlasten mit der An-

Ver-such	$f_{c,cyl}^{1)}$	$\alpha_{s,l}^{2)}$	$\rho_l^{2),3)}$	G_L	F_u	F_{Bruch}
	N/mm ²	cm ² /m	%	kN	kN	kN
DR1a	39,1	26,8	0,78	32,2	1.397 ⁴⁾	1.397 ⁴⁾
DR1b	39,9			22,1	1.030	1.025
DR1c	40,8			6,7	938	910
DR2a	38,9	20,5	0,60	22,1	961	961
DR2b	42,0			22,1	857	857
DR2c	42,4			6,7	726	719

1) an Zylindern $\varnothing = 160$ mm, $h = 320$ mm
 2) am Anschnitt; ab 1,38 m von Anschnitt die Hälfte
 3) berechnet mit stat. Nutzhöhe am Auflager, $c_v = 30$ mm
 4) äußere zwei Lasten: $F_u = F_{Bruch} = 697$ kN

Tab. 2: Betonfestigkeiten, Bewehrungsgehalte, Eigengewicht der Lasteinleitungsstruktur, Höchst- und Bruchlasten der Versuche von MUTTONI (2006)

zahl der aufgetragenen Einzellasten. Die Versuchsergebnisse bestätigen, dass bei gleichbleibender Anzahl Einzellasten die Querkrafttragfähigkeit mit zunehmendem Längsbewehrungsgrad ansteigt.

In VAZ RODRIGUEZ (2008) werden die Versuchsergebnisse unter Ansatz der in Bild 10 dargestellten dreiseitigen Rundschnitte im Abstand von $2d$ mit der Querkrafttragfähigkeit nach DIN EN 1992-1-1 (2004) verglichen. Die Unterschätzung der Tragfähigkeit liegt hierbei im Mittel bei 20 %.

2.4 Versuche an gevouteten Balken

2.4.1 Versuche von MacLEOD und HOUMSI

MacLEOD und HOUMSI (MacLEOD, 1994) führten sechs Versuche an unterschiedlich gevouteten Kragbalken durch (Bild 11). Die Balken hatten eine einheitliche Breite von 15 cm und wiesen nur im geraden Balkenbereich eine Querkraftbewehrung auf, um in diesem Bereich ein Querkraftversagen zu verhindern. Die Versuchskörper waren mit $2 \varnothing 20$ und $1 \varnothing 12$ in der Zugzone ($c_v = 30$ mm), $2 \varnothing 10$ in der Druckzone ($c_v = 25$ mm) sowie mit einer zusätzlichen Längsbewehrung von $2 \varnothing 12$ in einem konstantem Abstand zur Trägeroberkante (an der Unterkante des geraden Balkenbereiches) bewehrt. Die Neigung der Voute wurde zwischen 0° und $10,4^\circ$ variiert. Eine Übersicht über die Geometrie der Versuchskörper und die Laststellung gibt Bild 11.

Die Autoren bestimmen die Schubrislast F_V durch Betrachtung des Rissbildes ($F_{V,Riss}$) bzw. der

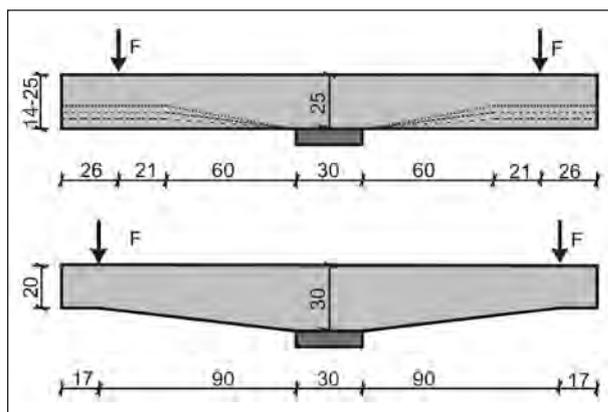


Bild 11: Laststellung und Geometrie der Versuche von MacLEOD und HOUMSI: oben: Versuche 2, 3, 5, 5R und 6; unten: Versuch 4 (MacLEOD, 1994)

Versuch	$f_{c,cube}$	α	$F_{V,Riss}$	$F_{V,Dicke}$	F_{Bruch}
	N/mm ²	°	kN	kN	kN
2	37,9	4,7	36,4	34,3	43,3
3	38,0	0	30,9	37,0	43,5
4	33,5	6,3	38,0	38,6	50,6
5	34,5	7,6	35,0	38,3	47,4
5R	33,0	7,6	41,0	41,2	50,2
6	33,2	10,4	42,0	37,6	57,2

Tab. 3: Würfeldruckfestigkeiten, Voutenneigung, Schubriss und Bruchlasten der Versuche von MacLEOD (1994)

Dickenänderung der Balken ($F_{V,Dicke}$) als den Belastungszeitpunkt, an dem ein diagonalen Riss unter einem Winkel kleiner 45° weiter als bis zur Schwereachse des Balkens fortschreitet bzw. der Verlauf der Last-Dickenänderungskurve signifikant abflacht. Die so ermittelten Schubrisslasten und die Bruchlasten F_{Bruch} (definiert durch den Beginn einer signifikanten Dickenänderung) sind in Tabelle 3 zusammen mit den Würfeldruckfestigkeiten $f_{c,cube}$ und den Neigungswinkeln der Voute α tabelliert. Mit steigender Neigung der Voute konnte nach Erreichen der Schubrisslast zunehmend mehr Last zusätzlich aufgenommen werden und das Versagen wurde duktiler. Ein eindeutiger Zusammenhang zwischen den maximalen Tragfähigkeiten und der Neigung der Voute konnte jedoch nicht festgestellt werden.

Für die Bestimmung der rechnerischen Tragfähigkeit wird ein Bemessungsschnitt im Abstand $2,7d_0$ von der Lasteinleitung vorgeschlagen, wobei d_0 die statische Nutzhöhe an der Lasteinleitung ist. Dieser Bemessungsschnitt stimmt ungefähr mit dem experimentell ermittelten Bemessungsschnitt überein,

an dem der Schubriss die Schwereachse schneidet. Da die Abminderung der einwirkenden Querkraft zu teilweise unsicheren Bemessungsergebnissen führt, wird eine Verkleinerung der zum Zeitpunkt der Veröffentlichung ansetzbaren Abminderung nach DIN 1045 (1988) in Abhängigkeit von der Voutenneigung vorgeschlagen.

Da laut LATTE (2011) die zusätzliche Längsbewehrung von $2 \varnothing 12$, die aufgrund der variierenden Gurtneigung entweder in der Druckzone oder im Schubfeld des Trägers liegt, entscheidenden Einfluss auf die Tragfähigkeit hat, ist eine Beurteilung des reinen Einflusses der Druckgurtneigung auf die Querkrafttragfähigkeit auf Grundlage der durchgeführten Versuche nicht möglich.

2.4.2 Versuche von ROMBACH und NGHIEP

Von ROMBACH und NGHIEP wurde in 2011 eine umfangreiche Versuchsserie an unterschiedlich gevouteten zentrisch belasteten Einfeldträgern durchgeführt (ROMBACH, 2011). Bei den insgesamt 18 Versuchen wurden die Stützweite l und damit die Schubslankheit a/d zwischen $l = 1,8$ m (Balken 1K bis 4K) und 3,0 m (Balken 1L bis 5L) sowie die Neigung des Druckgurtes in 4 bzw. 5 Stufen zwischen 0° und $10,1^\circ$ variiert. Für jede der sich so ergebenden 9 Kombinationen wurden zwei Versuche durchgeführt. Die Versuchskörper wurden mit $3 \varnothing 20$ ($c_v = 28$ mm) in der Zugzone bewehrt und erhielten im Bereich außerhalb der Vouten zur Vermeidung eines Querkraftversagens in diesem Bereich eine Querkraftbewehrung (Bügel $\varnothing 8/6$). Eine Übersicht über die Geometrie der Versuche, die Betondruckfestigkeiten und die Maximallasten F_u geben Bild 12 bzw. Tabelle 4.

Die Versuche 4L und 5L versagten auf Biegung; alle anderen Versuche versagten sehr spröde durch einen plötzlich aus einem Biegeriss entstehenden Schubriss. Während sich der Schubriss bei den Trägern ohne Voute im Bereich der Lasteinleitung und damit im Bereich mit der größten Biegebeanspruchung bildete, versagten die gevouteten Träger in der Nähe des Auflagers, also an einer Stelle mit geringerer Querschnittshöhe. Wie schon bei den Versuchen von MacLEOD (1994) kann kein eindeutiger Zusammenhang zwischen den maximalen Tragfähigkeiten und der Neigung der Voute festgestellt werden. Während die experimentellen Tragfähigkeiten für die kurzen Träger mit $a/d = 3$ nahezu konstant bleiben, nehmen sie bei den langen Trägern mit $a/d = 5$ zunächst leicht ab und steigen

dann unter Zugrundelegung der Annahme, dass die experimentelle Querkrafttragfähigkeit noch größer als die erreichte Biegetragfähigkeit sein muss,

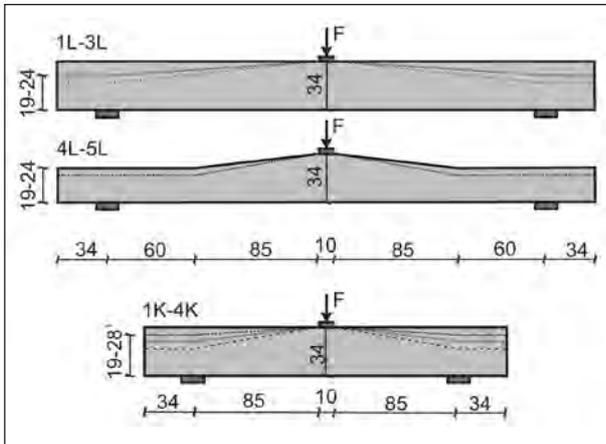


Bild 12: Laststellung und Geometrie der Versuche von ROMBACH und NGHIEP (ROMBACH, 2011)

Versuch	$f_{c,cyl}$	α	a/d_{\square}	F_u
	N/mm ²	°	-	kN
1L-1	52,1	0	5	151
1L-2	53,2			158
2L-1	53,5	3,95		150
2L-2	54,0			149
3L-1	54,2	5,91		133
3L-2	55,0			139
4L-1	56,2	6,71		207 ¹⁾
4L-2	56,4			207 ¹⁾
5L-1	57,1	10,01		206 ¹⁾
5L-2	57,3			207 ¹⁾
1K-1	57,9	0	3	151
1K-2	58,0			139
2K-1	58,2	3,95		167
2K-2	58,2			170
3K-1	58,3	6,71		159
3K-2	58,3			160
4K-1	58,8	10,01		170
4K-2	58,8			168

¹⁾ Biegeversagen

Tab. 4: Betonfestigkeiten, Voutenneigung, Schubschlankheit und Bruchlasten der Versuche von ROMBACH (2011)

deutlich an. Ein Vergleich der Versuchsergebnisse mit diversen Normansätzen (darunter auch DIN 1045-1, 2008) zeigt, dass keiner der betrachteten Bemessungsansätze das Tragverhalten zutreffend erfassen kann. Zudem liefert die Abminderung der einwirkenden Querkraft durch V_{ccd} laut ROMBACH (2011) teilweise unsichere Ergebnisse, sodass bis zum Vorliegen genauerer Bemessungsmodelle empfohlen wird, nur den halben V_{ccd} -Wert als Abminderung der einwirkenden Querkraft anzusetzen.

3 Experimentelle Untersuchungen

3.1 Allgemeines

Zur Ermittlung der mitwirkenden Plattenbreite für Querkraft und des Einflusses der geneigten Biegedruckzone wurden insgesamt 17 Großversuche in zwei Versuchsserien durchgeführt. Eine Übersicht gibt die Versuchsmatrix in Tabelle 5.

Im vorliegenden Kapitel werden die Versuchsparameter, die Versuchskörpergeometrie und die Bewehrung, die Materialparameter und die verwendete Messtechnik vorgestellt. Anschließend erfolgen die Auswertung und Interpretation der Versuche getrennt für die beiden Versuchsserien anhand ausgewählter Beobachtungen und Ergebnisse. Eine vollständige Darstellung der Messtechnik und aller Messwerte befindet sich in den Anhängen, die bei der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) bei Bedarf angefordert werden können.

Art	Bezeichnung	b_{\square}	a/d_{\square}	Voute		f_q
		m	-	1. TV	2. TV	kN/m
Einfeldplatten	S5B	0,5	4,16			
	S15B	1,5	4,16			
	S25B	2,5	4,16			
	S35B	3,5	4,16			
	S35C	3,5	5,41			
	S35A	3,5	2,91			
Kragarme	CS35B	3,5	4,16	nein	ja	-
	CP35B	3,5	4,16	nein	ja	85

Tab. 5: Versuchsmatrix

3.2 Versuchsparameter

3.2.1 Versuche an Einfeldplatten

Die erste Versuchsserie umfasst insgesamt sieben Versuchskörper, die jeweils in zwei Teilversuchen statisch bis zum Bruch belastet wurden. Zunächst wurde die Breite zwischen 0,5 m und 3,5 m in Abstufungen von jeweils 1 m variiert, um die mitwirkende Breite für den Querkraftabtrag bestimmen zu können. Die Dicke der Versuchskörper betrug einheitlich 0,28 m, sodass sich im Vergleich mit realen Brückenbauwerken ein Maßstabsfaktor von ca. 1:1,25 ergibt. Bei dem Versuchskörper mit der kleinsten Breite von $b = 0,5$ m lag somit noch eine Balkentragwirkung vor ($b/h \approx 1,8 < 4$, $l \geq 2 \cdot h$, Definition nach DIN 1045-1, 2008), wohingegen sich bei einer Breite von 3,5 m eine Plattentragwirkung einstellte ($b/h = 12,5 \geq 4$). Mit den gewählten Plattenabmessungen wurde somit gezielt der Übergang von der Balkentragwirkung, für die die Querkraftbemessungsansätze ursprünglich entwickelt wurden, zur Plattentragwirkung untersucht. Bei diesen Versuchen standen die Lastausbreitung und die erreichbare Traglast im Vordergrund der Untersuchungen. Hieraus ließ sich ableiten, welche äquivalente Bauteilbreite $b_{\text{äq,exp}}$ für die Berechnung des Querkraftwiderstandes angesetzt werden kann.

Die Platten wurden jeweils im Dreipunktquerkraftversuch mit unterschiedlichen Stützweiten bis zum Bruch belastet, um durch die Vorhersage der Versagensseite eine effiziente Ausnutzung der Messtechnik zu erzielen (Bild 13). So betrug die Stützweite beim jeweils ersten Teilversuch (1. TV) 4 m bei einem Lastabstand des Zentrums der Lasteinleitungsplatte von der Auflagerachse von 1 m. Dies entspricht einer Schubschlankheit von $a/d \approx 4,16$,

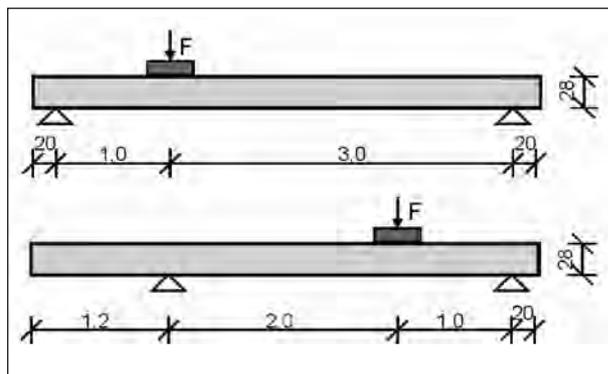


Bild 13: Versuche zur Ermittlung des Einflusses der Versuchskörperbreite: oben: 1. Teilversuch (1. TV); unten: 2. Teilversuch (2. TV)

was in der Versuchsbezeichnung durch ein „B“ für die mittlere geprüfte Schubschlankheit gekennzeichnet wird. Die Größe der Lasteinleitungsplatte betrug dabei einheitlich für alle Versuche in Anlehnung an die Radlasten im DIN-Fachbericht 101 (2009) $0,4 \text{ m} \cdot 0,4 \text{ m}$. Nach dem Versagen der höher querkraftbeanspruchten Seite wurde der Versuchsstand umgebaut und die weniger beanspruchte Seite in einem weiteren Dreipunktquerkraftversuch mit einer Stützweite von 3 m und einem Lastabstand vom Auflager von ebenfalls 1 m bis zum Bruch belastet. Die statischen Systeme sind in Bild 13 abgebildet. Die Versuche wurden entsprechend ihrer Breite mit S5, S15, S25 und S35 benannt. Der 0,5 m breite Versuchskörper wurde an der Seite des 1. Teilversuches bedingt durch ein undichtes Ventil in der Ölleitung des Prüfzylinders vorzeitig zerstört, sodass hier nur der 2. Teilversuch durchgeführt werden konnte. Der Versuchskörper wurde daraufhin nochmals hergestellt, sodass für eine Versuchskörperbreite von 0,5 m insgesamt drei Ergebnisse vorliegen.

Durch Versuche an zwei weiteren Platten mit $b = 3,5$ m und variierendem Lastabstand a zwischen Lasteinleitungsplatte und Auflagerlinie wurde der Einfluss der Schubschlankheit untersucht. Auch diese Versuchskörper wurden zunächst im Dreipunktquerkraftversuch mit einer Stützweite von 4 m im ersten Teilversuch und nach Versagen der Plattenseite mit der kleineren Schubschlankheit im zweiten Teilversuch mit einer Stützweite von 3 m untersucht (Bild 14). Der Lastabstand a zwischen dem Zentrum der Lasteinleitungsplatte und der Auflagerachse betrug beim 1. TV 1,3 m, was einer Schubschlankheit von 5,41 („C“) entspricht, und im 2. TV 0,7 m ($a/d \approx 2,91$, „A“).

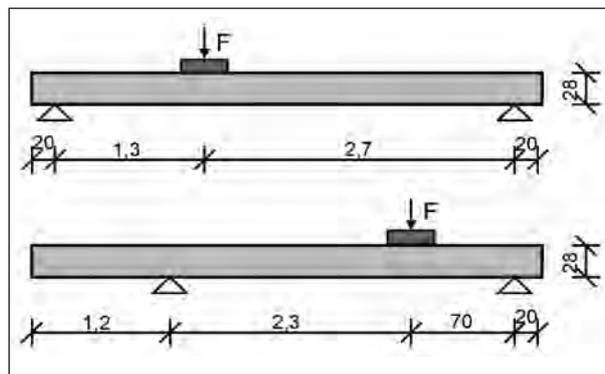


Bild 14: Versuche zur Ermittlung des Einflusses der Schubschlankheit: oben: 1. Teilversuch (1. TV, „C“); unten: 2. Teilversuch (2. TV, „A“)

3.2.2 Kragarmversuche

Zur Untersuchung der Fragestellung, ob eine Abminderung der einwirkenden Querkraft um den Vertikalanteil der geneigten Biegedruckstrebe gerechtfertigt ist, wurden in der zweiten Versuchsserie jeweils zwei Versuche mit einer Schubschlankheit von 4,16 an den Kragarmen von zwei 3,5 m breiten zweistegigen Plattenbalken (CS35B und CP35B) durchgeführt. Hierzu wurden die Kragarme ohne Vouten im jeweils ersten Teilversuch (1. TV) und die Kragarme mit einer Voutenneigung von 1:15 im jeweils zweiten Teilversuch (2. TV) statisch durch eine Einzellast bis zum Bruch belastet (Bild 15).

Die Kragarme des zweiten Plattenbalkens (CP35B) wurden neben der Einzellast durch eine linienförmige Vorlast f_q über die gesamte Versuchskörperbreite am Kragarmende belastet. Hierdurch wurden das einwirkende Moment und somit der zu untersuchende Vertikalanteil der geneigten Biegedruckkraft vergrößert. Die Höhe der Vorlast wurde hierbei durch die Querkrafttragfähigkeit am Ende des Kragarms mit Voute auf 85 kN/m festgelegt. Die Dicke der Versuchskörper am Kragarmanschnitt und die Größe der Lasteinleitungsplatte betragen analog zur ersten Versuchsserie 0,28 m bzw. 0,4 m · 0,4 m. Da auch die Schubschlankheit mit $a/d = 4,16$ („B“) konstant zum ersten Teil der ersten Versuchsserie war, ist ein direkter Vergleich des statischen Systems möglich (S35B: Einfeldträger/CS35B-1: Kragarm).

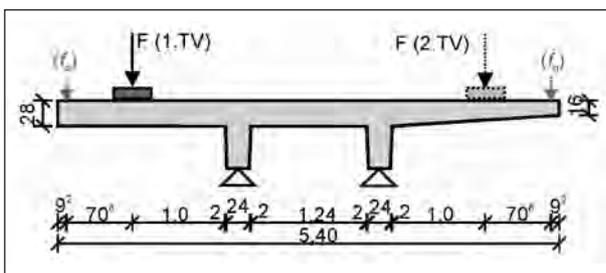


Bild 15: Statisches System und Versuchskörperabmessungen der Kragarmversuche (CS35B: ohne Vorlast f_q , CP35B: mit Vorlast f_q)

3.3 Bewehrung der Versuchskörper

Die Bewehrung der Versuchskörper wurde aus der Bewehrung vorhandener Brückenfahrbahnplatten abgeleitet. Die erforderliche Biegezugbewehrung zur Sicherstellung eines Querkraftversagens vor Eintreten eines Biegeversagens wurde unter Berücksichtigung von Über- bzw. Unterfestigkeiten der verwendeten Materialien ermittelt. Um den geometrischen Bewehrungsgrad auf ein für Brückenfahrbahnplatten übliches Maß zu beschränken, wurde für die Biegezugbewehrung hochfester Stahl der Güte St 900/1100 verwendet. Für alle Versuchskörper wurde ein einheitlicher Längsbewehrungsgrad von 0,98 % festgelegt, der durch eine flächige Bewehrung $\varnothing 15/7,5$ St 900/1100 und gegebenenfalls Zulagen $\varnothing 8$ bzw. $\varnothing 12$, BSt 500 in den Ecken zum Ausgleich der unterschiedlichen Versuchskörperbreiten realisiert wurde (Bild 17, Schnitte).

Die Biegezugbewehrung wurde durch Steckbügel $\varnothing 8$ sowie durch zusätzliche Muttern, die auf die Enden der hochfesten Bewehrung geschraubt wurden, verankert (Bild 16). Die Längsbewehrung in der Druckzone wurde zu $\varnothing 10/15$ und die Querbewehrung an Ober- und Unterseite zu $\varnothing 12/10$ in Anlehnung an übliche Bewehrungsgrade von Brückenfahrbahnplatten festgelegt. Zur Fixierung der oberen Bewehrungslage und zur Stabilisierung des gesamten Bewehrungskorbes wurden an den Enden und im mittleren Plattenbereich Bügel $\varnothing 12$ angeordnet. Die vertikalen Bügelschenkel waren



Bild 16: Bewehrungsdetail: Muttern zur Endverankerung der Biegezugbewehrung

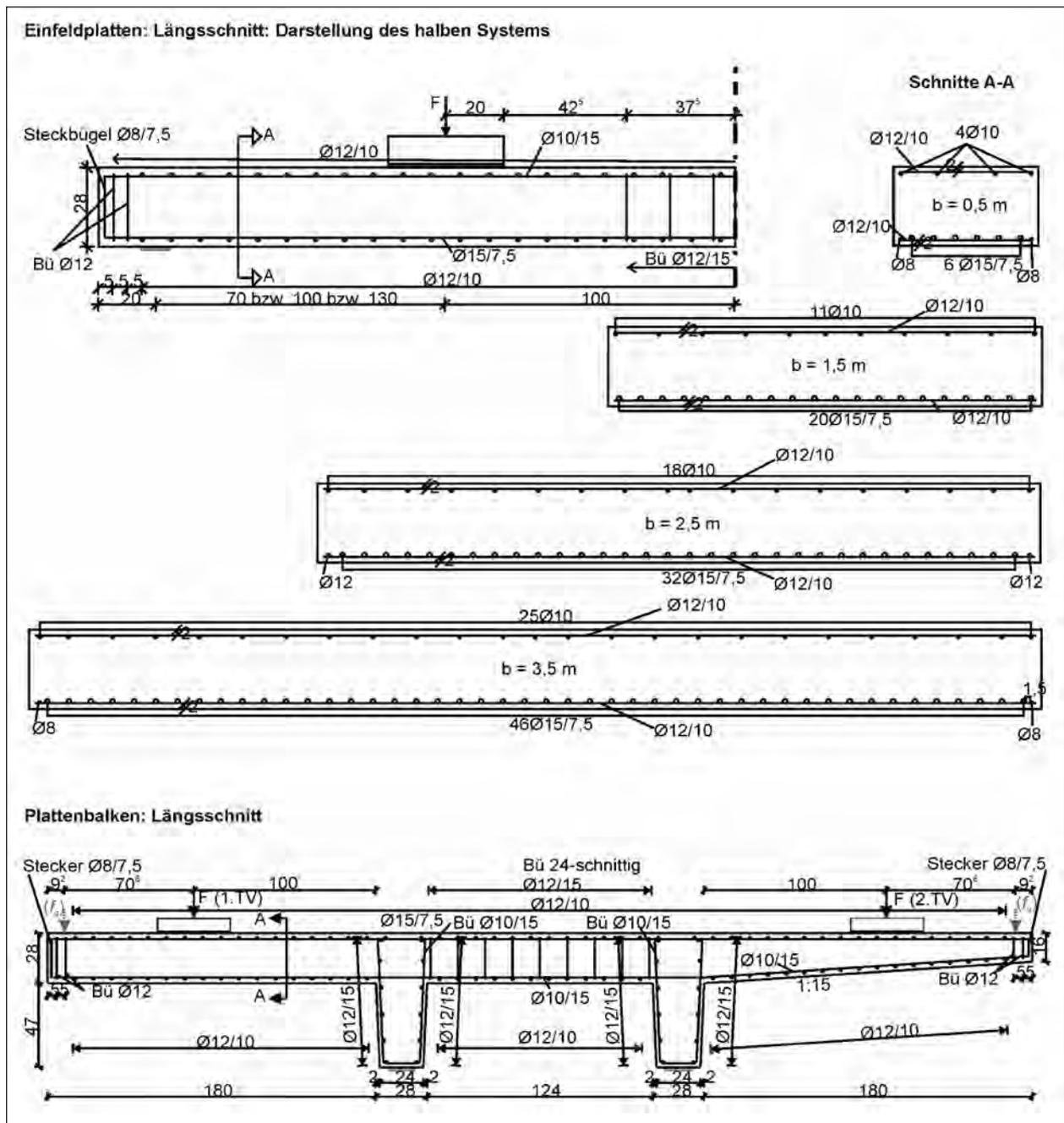


Bild 17: Bewehrung und Versuchsaufbau der Versuche an Einfeldplatten (oben) und der Kragarmversuche (unten) sowie Schnitte A-A für die unterschiedlichen Versuchskörperbreiten

mit einem Quer- und Längsabstand von rund 15 cm angeordnet. Die Betondeckung wurde einheitlich zu 2 cm gewählt, sodass sich eine statische Nutzhöhe von $d = 24$ cm ergibt. Bewehrungsskizzen der Längsschnitte, aus denen auch der Versuchsaufbau hervorgeht, sowie Schnitte in Querrichtung für die unterschiedlichen Versuchskörperbreiten sind in Bild 17 dargestellt.

3.4 Materialkennwerte

3.4.1 Betoneigenschaften

Aufgrund der beschränkten Versuchsanzahl wurde die Betondruckfestigkeit im Rahmen der Versuchsplanung nicht variiert, sondern konstant mit einer Zelfestigkeit von $f_{cm} = 34$ N/mm² angesetzt. Dies entspricht in etwa der bei alten Betonbrücken häufig verwendeten Festigkeitsklasse B 450 (\approx C 30/37). Der Beton wurde als Beton nach Zusammensetzung mit einem Größtkorn von 16 mm

bestellt (Tabelle 6). Bei Lieferung des Betons wurden das Ausbreitmaß zur Ermittlung der Konsistenz sowie die Frischbetonrohndichte bestimmt. Die Frischbetoneigenschaften sind in Tabelle 7 zusammengestellt.

Aus jeder Betoncharge wurden jeweils 12 Würfel (Kantenlänge 150 mm), 12 Zylinder ($d = 150$ mm, $h = 300$ mm) sowie zwei bis drei zusätzliche Balken bzw. Würfel zur Ermittlung der Festbetoneigenschaften hergestellt.

Zement, z	Art	-	CEM II/A-LL 42,5 R
	Menge	kg/m ³	340
Zuschlag	0 - 2 mm	kg/m ³	769
	2 - 8 mm	kg/m ³	403
	8 - 16 mm	kg/m ³	659
Wasser, w		kg/m ³	170
Fließmittel (FM)		kg/m ³	< 1,5
Verögerer (VZ)		kg/m ³	< 1,0
w/z-Wert		-	0,5

Tab. 6: Betonzusammensetzung

Für die Güteprüfung des Betons nach 28 Tagen ($f_{c,cube,Güte}$) wurden drei Würfel unter Normbedingungen (1 Tag in der Schalung, 6 Tage unter Wasser und anschließend bis zur Prüfung bei 20 °C/65 % r. F.) gelagert. Die restlichen Probekörper lagerten unter den gleichen Bedingungen wie der jeweilige Versuchskörper in der Versuchshalle G des Instituts für Massivbau. Am Tag der jeweiligen Versuchsdurchführung wurden die Betondruckfestigkeit $f_{c,cyl}$ (nach DIN EN 12390-3, 2009) und der mittlere Elastizitätsmodul E_{cm} (nach DIN 1048-5, 1991) sowie die Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ (nach DIN EN 12390-6, 2010) des Betons als Mittelwerte aus jeweils drei Prüfungen an Zylindern ermittelt. Aus den zusätzlichen Balken bzw. Würfeln wurden für jeden Teilversuch ca. 5 bis 9 Bohrkerne ($\varnothing \approx 44$ bis 55 mm, $h/\varnothing \approx 2$) zur Ermittlung der zentrischen Zugfestigkeit gezogen. Zusätzlich wurde der Festigkeitsverlauf (Würfeldruckfestigkeit nach 7d, 14d, am Tag des 1. bzw. 2. Teilversuchs) anhand von jeweils 2 Würfelproben (nach DIN EN 12390-3, 2009) bestimmt. Die Mittelwerte der Festbetoneigenschaften aus den Prüfungen sind in Tabelle 7

Versuch	Ausbreitmaß	Konsistenzklasse	Frischbetonrohndichte	Betonalter	$f_{c,cube}$	$f_{c,cube,Güte}$	$f_{c,cyl}$	f_{ctm}	$f_{ct,sp}$	E_{cm}
	cm	-	kg/dm ³	d	N/mm ²					
S5B-1	51	F4	2,354	18	43,7	51,3	39,2	3,0	3,5	26.200
S5B-2				20	46,1		40,5	2,8	2,8	28.100
S5B-3	48	F3	2,341	21	40,1	42,0	33,7	2,8	3,0	26.200
S15B-1	50	F4	2,326	18	43,4	47,4	37,7	2,8	3,1	27.300
S15B-2				23	45,0		38,2	3,0	3,6	27.600
S25B-1	52	F4	2,289	25	32,7	34,6	27,9	2,5	2,3	22.400
S25B-2				30	33,4		29,5	2,6	2,5	21.000
S35B-1	47	F3	2,353	15	45,3	53,1	35,9	2,8	3,1	28.200
S35B-2				21	47,8		38,2	3,0	3,1	24.900 ¹⁾
S35C-1	52	F4	2,354	21	47,4	52,7	39,6	2,4	3,1	27.200
S35A-1				26	47,5		41,3	2,7	3,2	29.900
S35C-2	54	F4	2,242	28	31,0	31,4	29,5	2,5 ²⁾	2,5	22.700
S35A-2				30	31,0		29,0	2,7 ²⁾	2,4	23.300
CS35B-1	48	F3	2,352	16	43,4	47,5	37,0	2,2	2,6	25.900
CS35B-2				21	44,9		38,4	2,2	2,7	26.900
CP35B-1	51	F3	2,352	18	42,2	46,1	34,3	2,7	2,8	25.500
CP35B-2				21	42,0		34,8	2,6	3,0	26.800

¹⁾ Versuchskörper waren unzureichend verdichtet

²⁾ gemessene Zugfestigkeit tendenziell zu hoch, da Bohrkerne ca. 2 Wochen vor Prüfung entnommen (verstärkte Nacherhärtung)

Tab. 7: Frisch- und Festbetoneigenschaften

angegeben. Trotz der jeweils identischen Betonzusammensetzung weisen die Festigkeitswerte Streuungen auf, die auf den Betonagezeitpunkt (Winter/Sommer) sowie auf nicht nachvollziehbare Änderungen des verwendeten Zements im Betonwerk zurückgeführt werden können. Außer bei den Versuchen S25B-1, S25B-2, S35C-2 und S35A-2 wurde die Zielfestigkeit von $f_{c,cyl} = 34 \text{ N/mm}^2$ bei allen Versuchen erreicht bzw. überschritten.

3.4.2 Betonstahleigenschaften

Als Betonstahl wurden BSt 500 mit unterschiedlichen Durchmesser (Zulagen und Steckbügel $\varnothing 8$; Druckbewehrung $\varnothing 10$; Zulagen, Bügel und Querbewehrung $\varnothing 12$) sowie hochfester Stahl St 900/1100 (Biegezugbewehrung $\varnothing 15$) eingesetzt. Die Stahleigenschaften der Biegezug- sowie der Querbewehrung wurden in Zugversuchen (nach DIN EN ISO 6892-1, 2009) als Mittelwerte aus drei Zugproben bestimmt. Die 0,2%-Dehngrenze $f_{y,0,2}$, die Zugfestigkeit f_t und der Elastizitätsmodul E_s sind in Tabelle 8 tabelliert.

Versuche	\varnothing	$f_{y,0,2}$	f_t	E_s
	mm	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
S5B-1, S5B-2, S5B-3, S15B-1, S15B-2 S25B-1, S25B-2 S35B-1, S35B-2 S35C-1, S35A-1	12	573	672	200.387
S35C-2, S35A-2 CS35B-1, CS35B-2 CP35B-1, CP35B-2	12	556	639	200.215
S5B-1, S5B-2 S15B-1, S15B-2 S25B-1, S25B-2 S35B-1, S35B-2	15	885	1.082	199.481
S5B-3 S35C-1, S35A-1 CS35B-1, CS35B-2 CP35B-1, CP35B-2	15	920	1.077	199.710
S35C-2, S35A-2	15	905	1.095	198.104

Tab. 8: Betonstahleigenschaften

3.5 Versuchsaufbau und -durchführung

3.5.1 Versuchsaufbau

Die Versuchskörper wurden durch einen Hydraulikzylinder (max. Zylinderlast $F = 1.600 \text{ kN}$) statisch bis zum Bruch belastet. Die Zylinderkraft F wurde durch eine Kalotte ($\varnothing = 210 \text{ mm}$, $h = 59 \text{ mm}$) zentriert und über eine Lastverteilungsplatte ($b/d/h = 400/400/120 \text{ [mm]}$) in Anlehnung an die Radlasten in DIN-Fachbericht 101, 2009) in die Versuchskörper eingeleitet. Zum Ausgleich von Unebenheiten der Betonoberfläche wurde zwischen Versuchskörper und Lasteinleitungsplatte eine Filzmatte gelegt. Die Auflagerung der Versuchskörper erfolgte linienförmig über ein Rollenlager. Unebenheiten wurden an der Auflagerlinie durch das Aufbringen einer Mörtelschicht zwischen Versuchskörper und Lagerplatte ausgeglichen. Eine schematische Zeichnung des Versuchsaufbaus der Versuche an Einfeldplatten (Serie 1) zeigt Bild 18.

Bei den Kragarmversuchen der zweiten Versuchserie wurde der lastferne Balken mit Hilfe eines

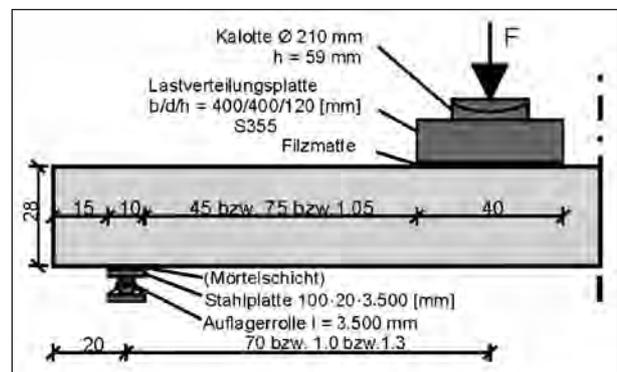


Bild 18: Versuchsaufbau: Lasteinleitung und Auflagerung der Versuche an Einfeldplatten



Bild 19: Versuchsrahmen mit eingebautem Plattenbalken

Stahlträgers und von vier Gewindestangen gegen den Auflagerträger verspannt und so gegen Abheben gesichert. Die linienförmige Vorlast f_q bei den Versuchen an CP35B wurde durch zwei zusätzliche Zylinder und ein lastverteilendes Stahlprofil am Kragarmende aufgebracht. Ein Foto des Versuchsrahmens mit eingebautem Plattenbalken (CS35B) ist in Bild 19 dargestellt.

3.5.2 Versuchsdurchführung

In Bild 20 wird der Versuchsablauf durch ein Zeit-Lastdiagramm am Beispiel von S25B-1 verdeutlicht. Die Versuche wurden bis zu einer Zylinderkraft von 50 % der berechneten Bruchlast $F_{u,soll}$ lastgesteuert gefahren, danach wurde auf Wegregelung umgestellt. Die Prüfkraft wurde in insgesamt acht Lastschritten aufgebracht. Die ersten vier Lastschritte entsprachen hierbei jeweils 12,5 % der maximal erwarteten Bruchlast, danach wurde der Lastschrittabstand halbiert. Bei jedem Lastschritt wurde das Rissbild dokumentiert und die Rissöffnungen an ausgewählten Stellen mit einem Risslineal gemessen. Ab einer Prüfkraft von knapp 70 % der erwarteten Höchstlast wurde die Last kontinuierlich bis zum Bruch gesteigert. Nach Erreichen der Höchstlast und darauf folgendem Abfall der Prüflast wurde je nach Rissbild der Zylinder sofort angehalten oder es wurden noch weitere Wegstufen aufgebracht. Nach abgeschlossenem Versagen des Versuchskörpers wurde der Zylinder angehalten, das Bruchbild aufgenommen und der Versuchskörper anschließend entlastet.

Die Prüfgeschwindigkeit bei Laststeuerung wurde jeweils so eingestellt, dass für das Aufbringen einer Laststufe (12,5 % der erwarteten Höchstlast $F_{u,soll}$)

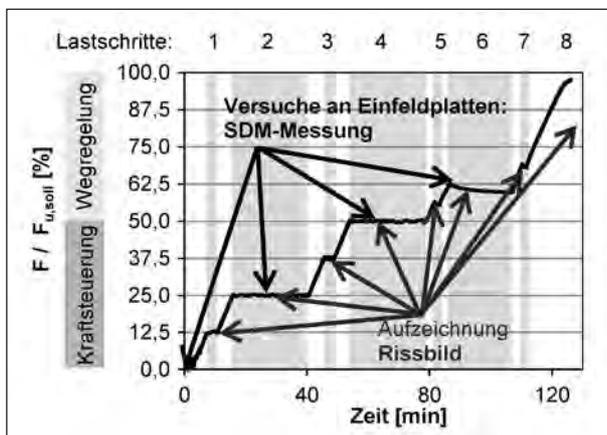


Bild 20: Zeit-Lastdiagramm zur Dokumentation der Versuchsdurchführung (am Beispiel von S25B-1)

5 Minuten benötigt wurden. Bei der Umstellung auf Wegregelung wurde die gemessene Durchbiegung unterhalb der Lasteinleitung zur Ermittlung der äquivalenten Zylindergeschwindigkeit herangezogen. Anschließend wurde die Zylindergeschwindigkeit gegebenenfalls für die einzelnen Lastschritte sukzessive angepasst, um eine annähernd konstante Prüfgeschwindigkeit von 5 min/12,5 % erwarteter Höchstlast zu erzielen.

Bei den Versuchen an Einfeldplatten wurden vor Versuchsstart und bei jedem zweiten Lastschritt (d. h. bei 0 kN und bei 25 %, 50 % und 62,5 % der erwarteten Maximallast) die Setzdehnungsmessungen durchgeführt (vgl. Kapitel 3.6.7). Um den Einfluss des Betonkriechens durch das Halten der Last bzw. des Weges bei allen Versuchen möglichst gleich zu halten, wurden die Zeitspannen, in denen die Last für die Setzdehnungsmessung (SDM) bzw. für die Dokumentation des Rissbildes gehalten wurde, annähernd konstant gehalten. Auch bei den Kragarmversuchen wurden bei jedem zweiten Lastschritt längere Pausen eingehalten, obwohl hier keine Setzdehnungsmessungen durchgeführt wurden.

Bild 21 zeigt den Einfluss des Kriechens im Last-Durchbiegungsdiagramm am Beispiel von S25B-1. Während bei Kraftsteuerung die Kraft bei den Lastschritten konstant gehalten wurde und die Verformung des Versuchskörpers aufgrund des Kriechens zunahm, fiel die Last bei konstant gehaltener Verformung bei Wegregelung während der Lastschritte ab. Durch eine Versteifung der Versuchskörper bei Weiterbelastung stellte sich der ursprüngliche Kurvenverlauf wieder ein, sodass die Kriecheinflüsse im Hinblick auf das Last-Verformungsverhalten vernachlässigbar sind.

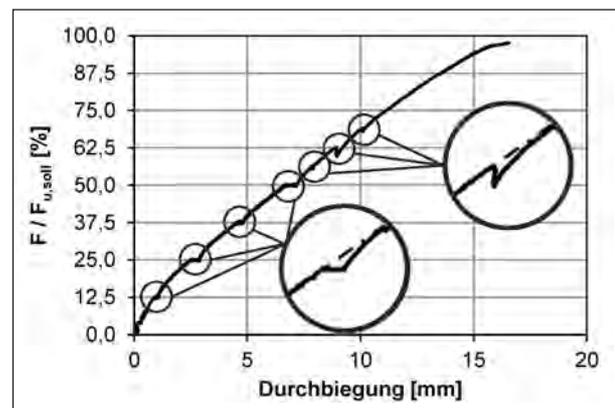


Bild 21: Last-Durchbiegungsdiagramm zur Dokumentation des Kriecheinflusses (am Beispiel von S25B-1)

Bei den Versuchen an den Kragarmen des 2. Plattenbalkens (CP35B) wurde vor Lastaufbringung der Einzellast F eine Streckenlast $f_q = 85 \text{ kN/m}$ aufgebracht. Die so aufgebraute Last $f_q \cdot b = 297,5 \text{ kN}$ entsprach 43,75 % der erwarteten Gesamtversagenslast $F + f_q \cdot b$ und damit den ersten 3,5 Laststufen. Bei CP35B-1 hatte sich bedingt durch die Verkrümmung der Kragplatte infolge der Vorlast die Lasteinleitungsplatte samt Kalotte gegenüber dem Hauptzylinder zur Aufbringung der Einzellast F verschoben, was zu einer Verzögerung im Versuchsablauf von ca. 40 Minuten führte. Um dem im zweiten Teilversuch (CP35B-2) entgegenzuwirken, wurde die gegenseitige Verschiebung zwischen Zylinder und Lasteinleitungsstruktur durch das Aufbringen einer geringen konstanten Last $F = 10 \text{ kN}$ während der Lastaufbringung der Vorlast verhindert.

3.6 Messtechnik

3.6.1 Allgemeines

Während der Versuche wurden bis zu 62 Messstellen mit einer Vielstellenmesseinrichtung (HBM UGR 60, Hottinger Messtechnik) kontinuierlich elektronisch erfasst. Die Messungen dienen einerseits der Versuchsdokumentation und -auswertung; andererseits können anhand der gemessenen Werte die Modelle der numerischen Simulation kalibriert und überprüft werden. Die Messstellen der Dickenmessung sowie der Beton- und Stahldehnungsmessung wurden in zur Auflagerlinie parallelen Achsen angeordnet; die Lage dieser Messachsen ist in Bild 22 dargestellt. Ab einer Versuchskörperbreite von 2,5 m wurde die Messtechnik auf jeweils einer Hälfte des Versuchskörpers je Teilversuch konzentrierter angeordnet. Nachfolgend wird die Messtechnik im Einzelnen vorgestellt.

3.6.2 Durchbiegung

Zur Erfassung der Versuchskörperverformung wurden an der Versuchskörperunterseite Wegaufnehmer angeordnet, welche die Durchbiegung der Versuchskörper relativ zum Hallenboden aufnahmen. Bei den 0,5 m breiten Versuchskörpern wurden insgesamt 3 Messpunkte, nämlich mittig unterhalb der Lasteinleitung, in der Mitte der Stützweite und an der Mitte der Spannweite gespiegelt zur Lasteinleitung, angebracht (d. h. beim 1. TV z. B. im Abstand von 1 m, 2 m und 3 m vom Auflager, Bild 23). Bei den breiteren Platten (S15, S25, S35) wurden zusätzlich zu den Messstellen in der Mittelachse zwei

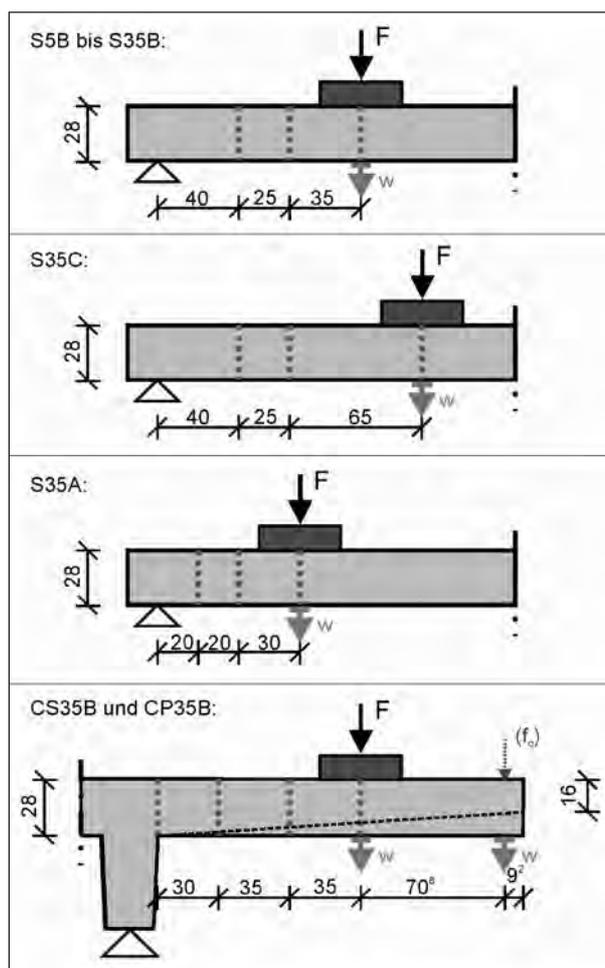


Bild 22: Lage der Messtechnikachsen

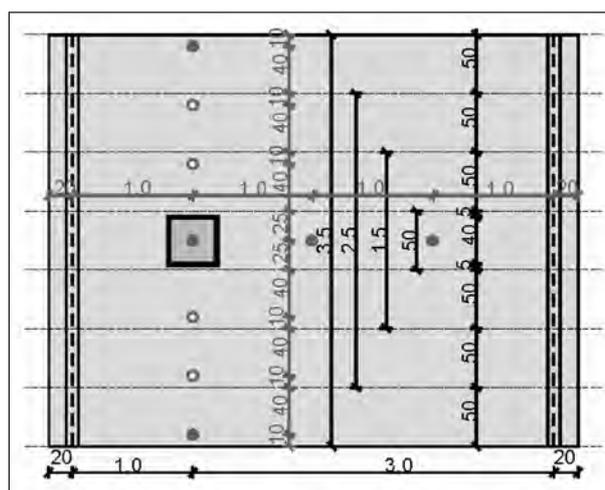


Bild 23: Anordnung der Wegaufnehmer zur Messung der Durchbiegung für den jeweils 1. TV von S5B bis S35B (Markierung mit Füllung für S35B)

weitere Wegaufnehmer in der Achse der Lasteinleitung jeweils 10 cm vom Versuchskörperperrand angeordnet. Die Anordnung der Wegaufnehmer zur Messung der Durchbiegung beim jeweils 1. Teilversuch der Versuchskörper S5B bis S35B zeigt Bild 23.

Bei den Versuchen an den Kragarmen der Plattenbalken wurden je Teilversuch insgesamt vier Messstellen zur Erfassung der Durchbiegung angebracht: drei Messstellen in der Lastachse parallel zur Auflagerachse analog Bild 23 sowie eine Messstelle im Abstand von 10 cm vom Kragarmende in der Lastachse.

Durch die Durchbiegungsmessung wurde die Biegeverformung sowohl in Längs- als auch in Querrichtung erfasst. Zudem konnte durch die Anordnung der seitlichen Wegaufnehmer ein Hinweis auf die Versagensseite bei unsymmetrischem Versagen abgeleitet werden.

3.6.3 Dickenmessung

Zur Erfassung der Rissbildung im Inneren der Platten wurde die Veränderung der Plattendicke mit Hilfe von induktiven Wegaufnehmern aufgezeichnet. Die Änderung der Plattendicke lässt Rückschlüsse auf die Ausbildung, Lage und Breite der Schubrisse zu. Die Messstellen wurden hauptsächlich in zwei zur Auflagerlinie parallelen Achsen (vgl. Bild 22) und in Versuchskörperquerrichtung im Abstand von jeweils 50 cm angeordnet, sodass bei der ersten Versuchsserie mit größer werdender Versuchskörperbreite jeweils neue Messstellen hinzukamen (Bild 24).

Die Messung der Änderung der Plattendicke erfolgte über an der Plattenoberseite befestigte Wegaufnehmer, die mittels eines in ein einbetoniertes PVC-Rohr eingelassenen und an der Plattenunterseite fixierten Stahlstifts die Entfernungänderung der Plattenoberflächen aufzeichneten. Das Detail der Messeinrichtung ist in Bild 25 dargestellt.

3.6.4 Wegaufnehmer-Rosette

Bei den Versuchen an den 0,5 m breiten Versuchskörpern wurde seitlich eine Rosette bestehend aus drei Wegaufnehmern angeordnet. Die Wegaufnehmer waren im 0° -/ 90° -/ 130° -Winkel zur Plattenlängsachse angeordnet und nahmen die Dehnungen bzw. Rissaufweitungen im Bereich zwischen $0,4 \cdot a$ und $0,7 \cdot a$ auf (Bild 26).

3.6.5 Betondehnungen

Die Betondehnungen der Versuchskörper wurden an der Oberfläche in der Druckzone mit Dehnungsmessstreifen (Beton-DMS 1-LY-41-20/120

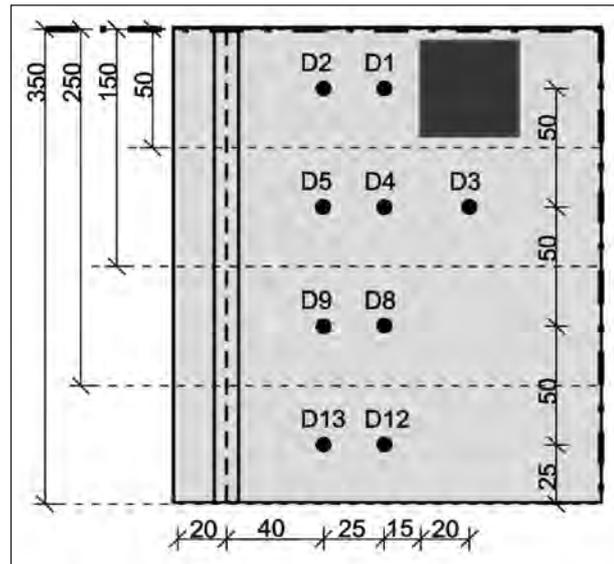


Bild 24: Anordnung der Wegaufnehmer zur Dickenmessung am Beispiel von S5B bis S35B (Versuchskörperausschnitt, Maße in cm)

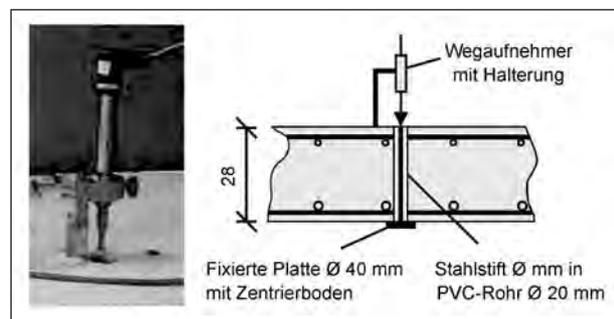


Bild 25: Detail Messeinrichtung zur Dickenmessung der Platte

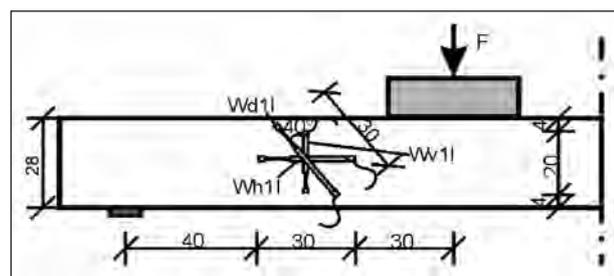


Bild 26: Detail Wegaufnehmer-Rosette bei S5B-1, S5B-2 und S5B-3

von HBM, Messgitterlänge 20 mm) gemessen. Die Messstellen wurden in zwei zur Auflagerlinie parallelen Achsen (Bild 22) jeweils in Längs-, Quer- und Diagonalrichtung als Beton-DMS-Rosetten bzw. bei Versuchskörperbreiten $b \geq 2,5$ m auf einer Versuchskörperseite je Teilversuch nur in Längsrichtung statt als Rosette angeordnet. In Versuchskörperquerrichtung wurden die Messstellen jeweils in den Längsachsen, die mit den Außenkanten der Lasteinleitungsplatte zusammen-

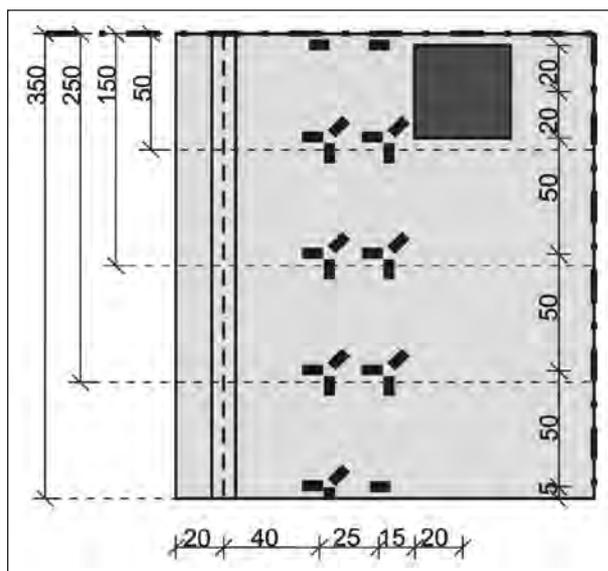


Bild 27: Anordnung der Beton-DMS bei S5B bis S35B (Versuchskörperausschnitt, Maße in cm)

fallen, sowie im Abstand von jeweils 50 cm nach außen angeordnet, sodass ähnlich wie bei der Dickenmessung bei den Versuchen an Einfeldplatten mit größer werdender Versuchskörperbreite (S5B bis S35B) immer mehr Messstellen hinzukamen (Bild 27). Durch die Anordnung der DMS in Form einer Rosette war die Ermittlung der Hauptspannungen und des Druckstrebenwinkels an der Versuchskörperoberseite möglich (vgl. KEIL, 1995; TN-515, 2010).

3.6.6 Betonstahldehnungen

Zur Messung der Betonstahldehnungen wurden geätzte Folien-Dehnungsmessstreifen (Stahl-DMS 1-LY61-3/120 von HBM) mit einer Messgitterlänge von 3 mm und integrierten Lötstützpunkten auf die Betonstahlstäbe appliziert. Je Messstelle wurden zwei DMS (je einer an der Ober- und Unterseite) angeordnet, deren Messwerte zur Eliminierung von Biegeeffekten gemittelt wurden. Die Stahl-DMS wurden zur Beurteilung des Biegeverhaltens und zur Ermittlung der mitwirkenden Breite für Biegung auf der Biegezugbewehrung bzw. zur Beurteilung des Querabtrags auf der Querbewehrung in der Zugzone angeordnet. Eine Übersicht über die Anordnung der Stahl-DMS anhand von Versuchskörperausschnitten zeigen Bild 28 für die Versuche an Einfeldplatten mit einer Schubslankheit von 4,16 (S5B bis S35B) und Bild 29 für die Kragarmversuche.

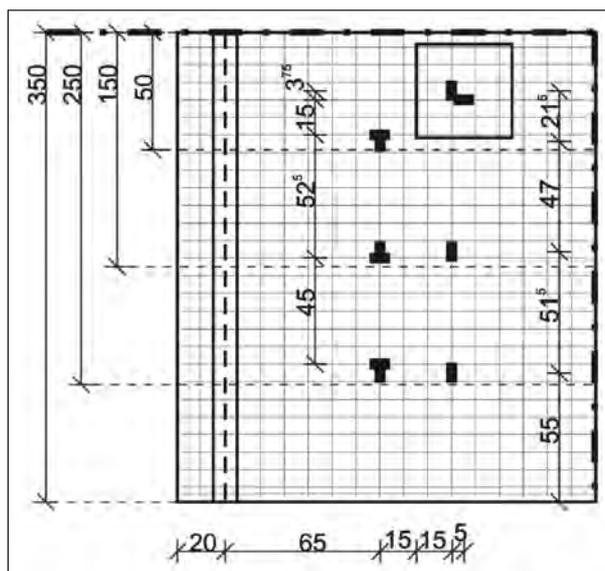


Bild 28: Anordnung der Stahl-DMS bei S5B bis S35B (Versuchskörperausschnitt, Maße in cm)

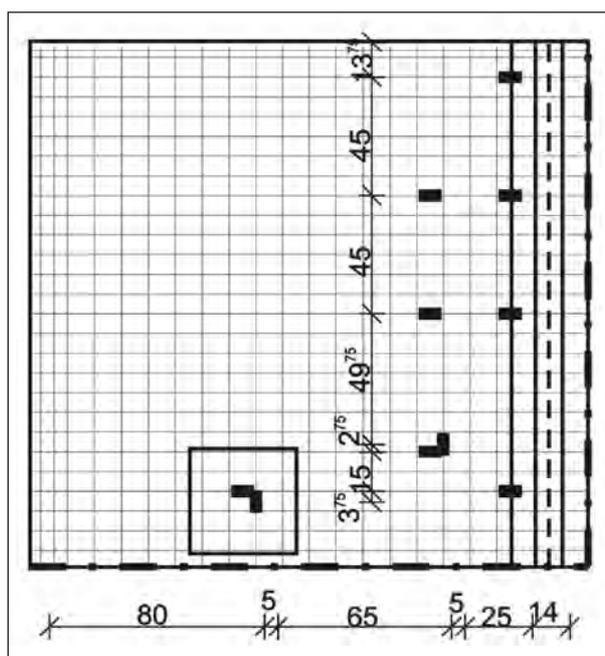


Bild 29: Anordnung der Stahl-DMS bei den Kragarmversuchen (Versuchskörperausschnitt, Maße in cm)

3.6.7 Setzdehnungsmessung (SDM)

Zusätzlich zu den elektronisch kontinuierlich erfassten Messstellen wurden bei den Versuchen an Einfeldplatten der 1. Versuchsserie auf der Versuchskörperoberseite Messpunkte aufgeklebt, deren Abstände zueinander vor Versuchsstart und bei jedem zweiten Lastschritt (d. h. bei 0 kN und bei 25 %, 50 % und 62,5 % der erwarteten Maximallast) ge-

messen wurden. Die Messstrecken hatten eine Bezugsmesslänge von 20 cm und waren sowohl in Versuchskörperlängsrichtung in den Achsen der Beton-DMS als auch in einem System aus gleichschenkligen Dreiecken angeordnet. Die Anordnung der SDM-Messpunkte und Messstrecken anhand eines Versuchskörperausschnittes des Versuchskörpers S35B ist in Bild 30 dargestellt.

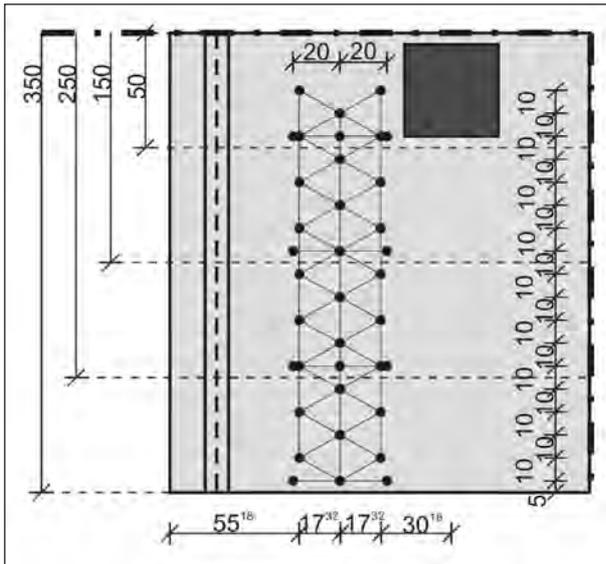


Bild 30: Anordnung der Setzdehnungspunkte und Messstrecken (Versuchskörperausschnitt, Maße in cm)

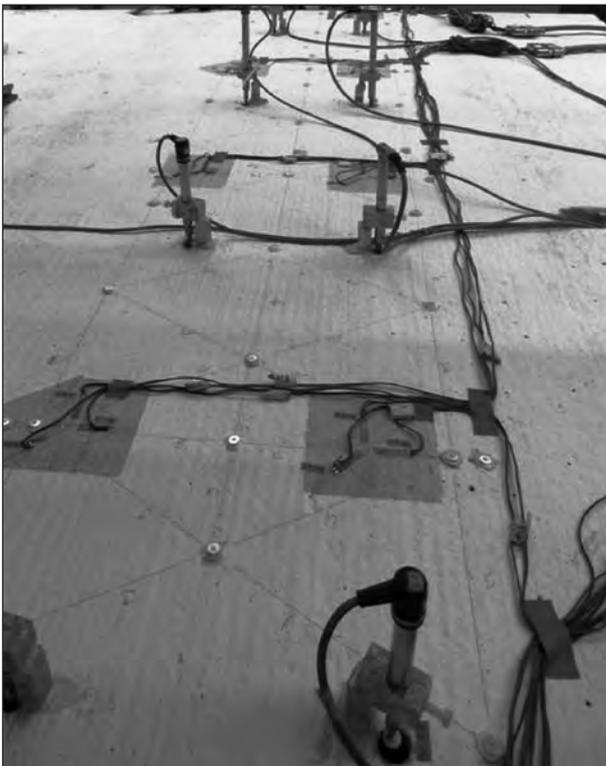


Bild 31: Messtechnik auf der Versuchskörperoberseite des Versuchs S35B-1 (Versuchskörperausschnitt)

Während die Versuchskörper S5B und S15B über ihre gesamte Breite mit SDM-Punkten versehen wurden, wurde das SDM-Netz bei Versuchskörperbreiten $b \geq 2,5$ m auf eine Versuchskörperseite reduziert, um den Messaufwand und den Kriecheinfluss durch das Halten der Last bei den Laststufen zu reduzieren. Durch Annahme eines Schnittpunktes der Messstrecken eines Dreiecks im Zentrum des jeweiligen Dreiecks wurden die Messwerte als $0^\circ/60^\circ/120^\circ$ -Rosette (sog. Delta-Rosette) zur Ermittlung der Hauptdehnungen bzw. -spannungen und des Winkels der Hauptdehnungs- bzw. Hauptspannungsrichtung ausgewertet. Die gesamte Messtechnik auf einem Viertel der Versuchskörperoberseite zeigt Bild 31.

3.7 Ergebnisse Einfeldplattenversuche

3.7.1 Versagensform und Bruchbilder

Während der Versuche wurden die entstehenden Risse bei jedem Lastschritt (vgl. Kapitel 3.5.2) dokumentiert und die Rissöffnungen an ausgewählten Stellen mit einem Risslineal gemessen. Die Rissbreiten blieben bis zur siebten Laststufe bei knapp 70 % der berechneten Versagenslast mit maximal 0,25 mm gering. Die ersten parallel zur Auflagerlinie verlaufenden Biegerisse entstanden vor Erreichen der ersten Laststufe bei 12,5 % der errechneten Höchstlast im Bereich unter der Last. Bei Steigerung der Last breiteten sich diese dann zunehmend über die gesamte Versuchskörperbreite aus und waren auch an den Seitenflächen als vertikale Biegerisse sichtbar. Während bei den Versuchskörpern S5B und S15B die Biegerisse auch in der Nähe des Auflagers annähernd parallel zur Auflagerachse verliefen (Bild 32), knickten die Biegerisse bei Plattenbreiten ab $b = 2,5$ m zum Auflager hin ab (Bild 33). Dies deutet auf eine gleichmäßige Beanspruchung über die Versuchskörperbreite bei den Versuchskörpern mit kleinen Breiten ($b \leq 1,5$ m) im Gegensatz zu einer ungleichmäßigen Beanspruchung bei den Versuchskörpern mit großen Plattenbreiten ($b \geq 2,5$ m) hin. Zusätzlich zu den quer verlaufenden Biegerissen bildeten sich durch den zweiachsialen Lastabtrag ab einer Plattenbreite von $b \geq 1,5$ m Querspannungen in Plattenlängsrichtung. Der teilweise geradlinige Verlauf dieser Querspannungen wird hierbei durch die in Versuchskörperlängsrichtung angeordneten leistenförmigen Abstandhalter hervorgerufen.

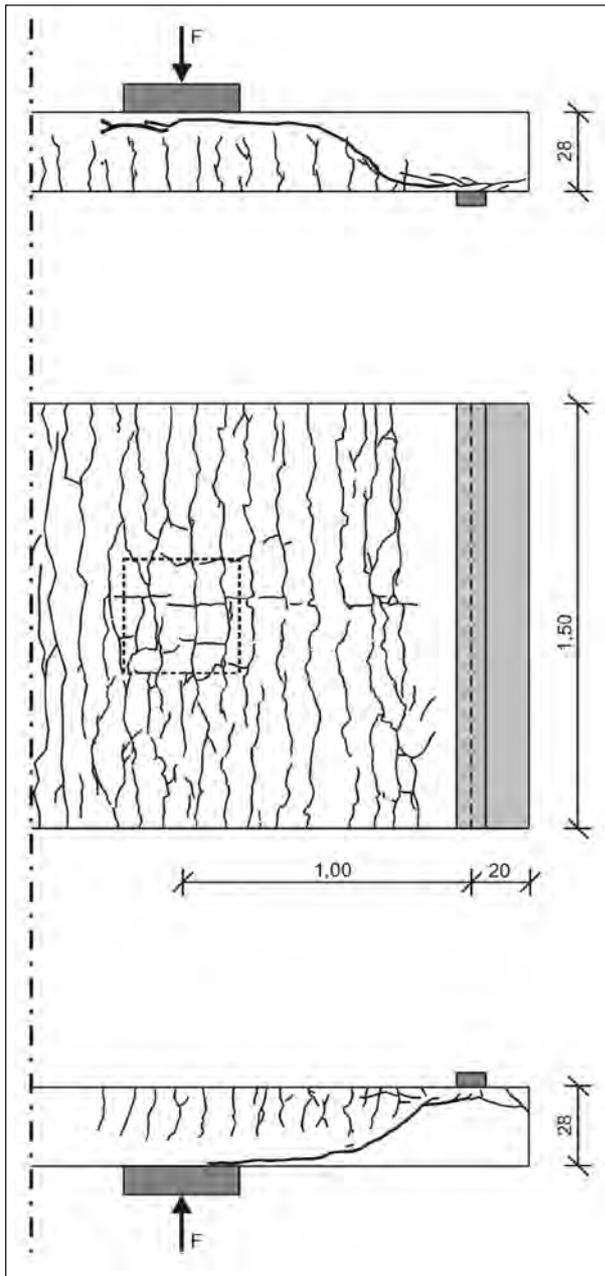


Bild 32: Rissbild Versuch S15B-2 nach Erreichen der Höchstlast (oben/unten: Seitenansicht, Mitte: Ansicht von unten)

Bei Erreichen der Höchstlast bildete sich bei den Versuchskörpern mit Breiten $b \leq 1,5$ m schlagartig ein Schubriss, der über die gesamte Versuchskörperbreite verlief und somit an den Außenseiten sichtbar war.

In der Seitenansicht des Versuches S15B-2 (Bild 32, oben) ist zu erkennen, dass sich der kritische Schubriss aus einem oder mehreren abknickenden Biegerissen bildete. Im Gegensatz dazu ist bei Erreichen der Höchstlast bei den Versuchskörpern mit Breiten $b \geq 2,5$ m an den Außenseiten

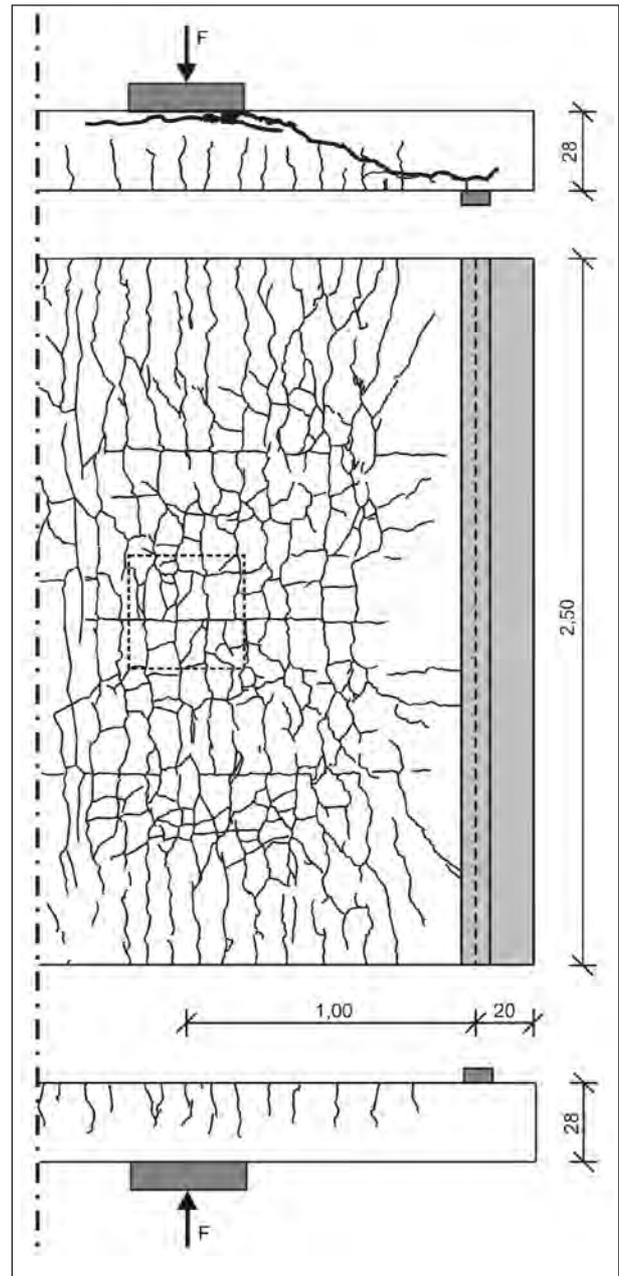


Bild 33: Rissbild Versuch S25B-2 nach Erreichen der Höchstlast (oben/unten: Seitenansicht, Mitte: Ansicht von unten)

noch kein Schubriss erkennbar. Erst nach Aufbringen weiterer Wegstufen schlägt der Schubriss bei den Versuchen S25B-1 (einseitig: Bild 33, oben), S25B-2 (beidseitig) und S35C-1 (einseitig) nach außen durch (Sekundärversagen). Dass es sich hierbei um ein sekundäres Versagen handelt, wird auch anhand der oberen Seitenansicht des Versuches S25B-2 (Bild 33, oben) deutlich, da der Schubriss an der Versuchskörperaußenseite die Biegerisse kreuzt und sich somit an der Außenseite nicht aus ihnen gebildet haben kann. Bei den übrigen Versuchen an Einfeldplatten war nach Errei-

chen der Höchstlast und auch nach Aufbringen weiterer Wegstufen kein Schubriss an den Außenseiten der Versuchskörper erkennbar. Bei den 3,5 m breiten Versuchskörpern sind im Bruchzustand an der Versuchskörperunterseite halbkreisförmig um die Lastplatte verlaufende Bereiche mit engerer Rissbildung zu erkennen, die auf die Ausbildung eines Bruchkegels schließen lassen. Ansatzweise ist dies auch schon bei S25B-2 erkennbar (Bild 33).

Um das Bruchbild im Inneren der Versuchskörper erfassen zu können, wurden im Anschluss an die Versuche Sägeschnitte angefertigt und das freigelegte Rissbild dokumentiert. Eine dreidimensionale Darstellung der Rissbilder entlang der Sägeschnitte der Versuche S25B-1, S35C-2 und S35A-2 zeigen die Bilder 34 bis 36. In Bild 34 ist die räumliche Lage des über die gesamte Plattenbreite verlaufen-

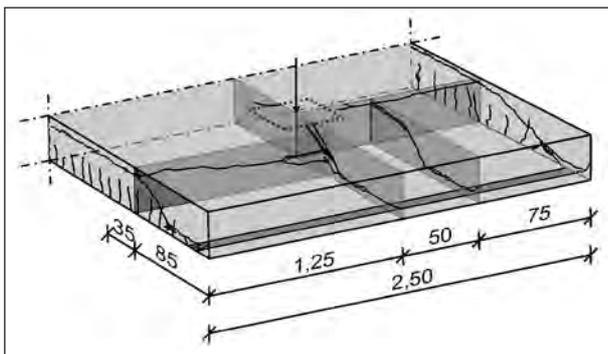


Bild 34: Rissbild Versuch S25B-1, Sägeschnitte

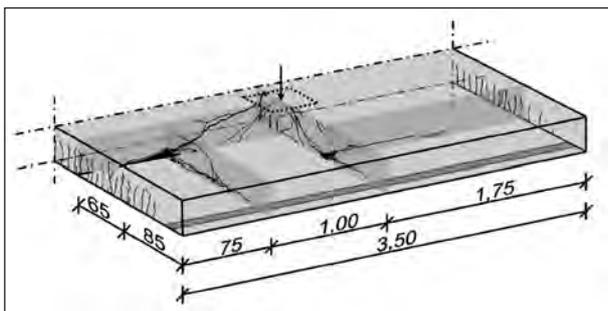


Bild 35: Rissbild Versuch S35C-2, Sägeschnitte

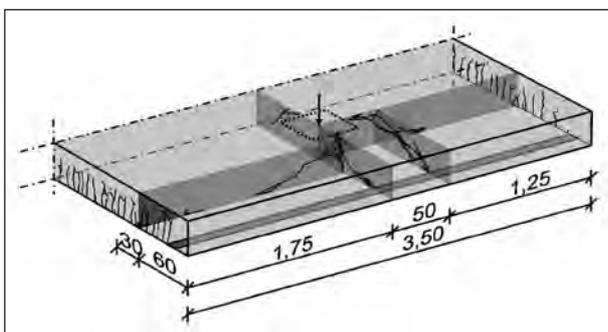


Bild 36: Rissbild Versuch S35A-2, Sägeschnitte

den Schubrisses für den 2,5 m breiten Versuchskörper erkennbar. Während der Schubriss in der Mittelachse unter einem Winkel von ca. 55° direkt auf die Kante der Lasteinleitungsplatte trifft, verlagert sich der Schubriss in den Längsschnitten bzw. an den Außenkanten des Versuchskörpers zunehmend weiter in Richtung Auflager. Dies wird auch bei Betrachtung des parallel zur Auflagerachse verlaufenden Sägeschnittes im linken Bildbereich deutlich. Während der Schubriss den 35 cm vor der Lastachse verlaufenden Sägeschnitt in der Mittelachse ungefähr auf Höhe der Schwerelinie schneidet, liegt der Riss an der Außenseite im oberen Versuchskörperbereich.

Im Gegensatz zum über die gesamte Plattenbreite verlaufenden Schubriss ist in Bild 35 der sich bei S35C-2 einstellende Bruchkegel deutlich erkennbar. Durch den geringeren Lastabstand bei S35A-2 (A: $a = 0,7$ m statt C: $a = 1,3$ m) fallen der Bruchkegel und damit die mitwirkende Plattenbreite in Bild 36 deutlich kleiner aus.

3.7.2 Verformung

Die Erkenntnisse, die durch Beobachtung der Versagensform und des Rissbildes gewonnen wurden, werden durch die elektronisch erfassten Messwerte der Durchbiegungs- und Dickenmessung bestätigt. So können beispielsweise anhand der Last-Verformungskurven die Versagensform und der Übergang zwischen Balken- und Plattentragwirkung abgelesen werden. In den Last-Verformungsdiagrammen der Versuche S15B-2 (Bild 37) und S35B-2 (Bild 38) ist die an drei Messstellen erfasste Durchbiegung der Platten in der Lastachse dargestellt. Die Durchbiegung im Versuch S15B-2 (Bild 37) ist unterhalb der Last (WD1) mit maximal ca. 1 mm Unterschied nur unbedeutend größer als am Versuchskörpertrand (WD2, WD3), was auf eine annähernd gleichmäßige Beanspruchung des Versuchskörpers über die gesamte Breite hindeutet. Beim Vergleich der Durchbiegungen an den verschiedenen Messstellen des Versuchs S35B-2 (Bild 38) ist zu erkennen, dass sich durch die Plattentragwirkung eine ausgeprägte Querverformung in der Lastachse einstellt. So ist die Durchbiegung direkt unterhalb der Lasteinleitung an der Messstelle WD1 ungefähr doppelt so groß wie die Durchbiegungen in der Nähe des Plattenrandes WD2 und WD3. Der Unterschied zwischen den Durchbiegungen links und rechts der Lasteinleitung ist mit maximal ca. 0,5 mm gering.

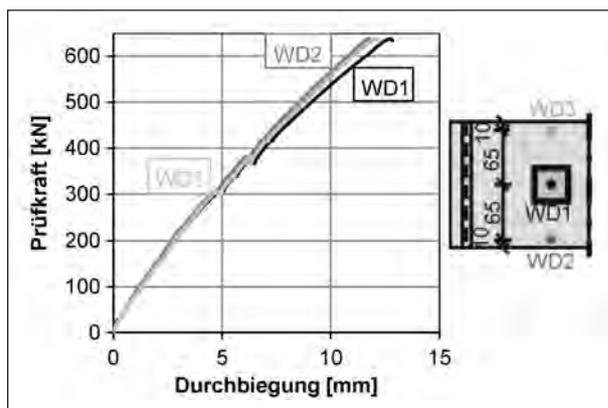


Bild 37: Last-Verformungsdiagramm für S15B-2

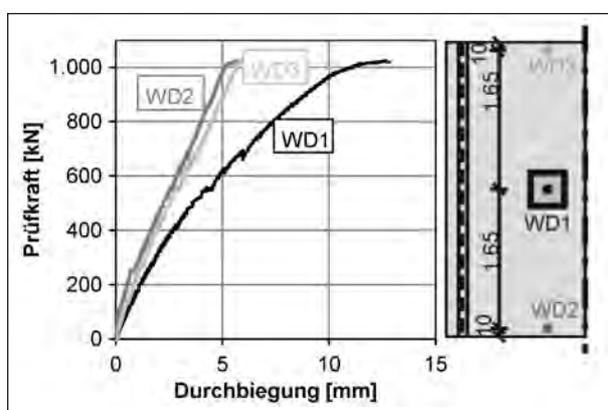
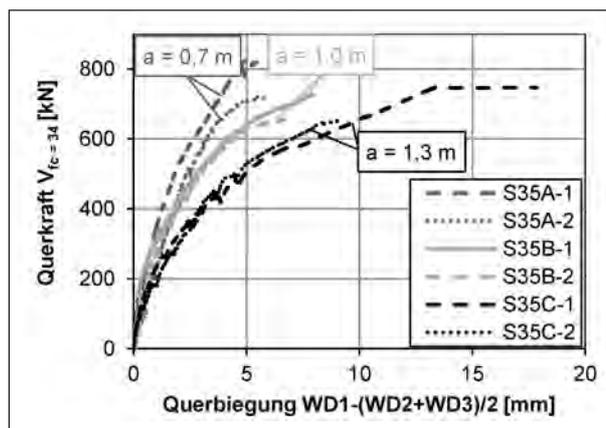
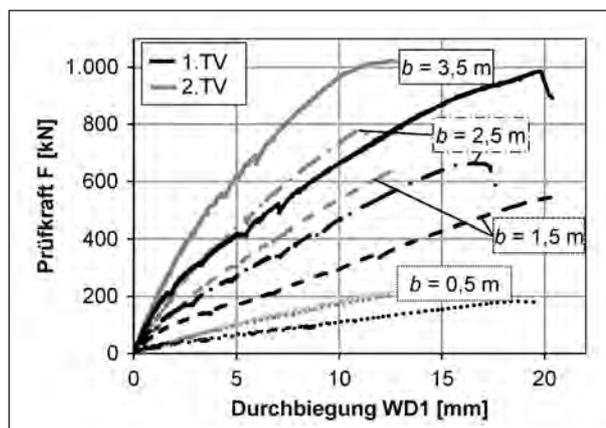


Bild 38: Last-Verformungsdiagramm für S35B-2

Nimmt man den Durchbiegungsstich und damit die Differenz zwischen der Durchbiegung in der Mittelachse und der gemittelten Durchbiegung an den Außenseiten $(WD2+WD3)/2$ als Maß für die Querbiegung, so kann in Bild 39 der Einfluss der Schubschlankheit auf die Querbiegung in Abhängigkeit von der auf eine Betondruckfestigkeit von $f_c = 34 \text{ N/mm}^2$ normierten Querkraft $V_{f_c=34}$ abgelesen werden. Durch die Normierung auf eine einheitliche Betondruckfestigkeit wird der Einfluss der streuenden Betoneigenschaften eliminiert. Erwartungsgemäß stellt sich bei größeren Lastabständen und damit größeren Schubschlankheiten auch eine größere Querbiegung ein. Da die Lage der betrachteten Messstellen zusammen mit der Lage der Last variiert, kann aus dem Diagramm jedoch kein direkter Vergleich der Verformungsfiguren abgelesen werden. Dennoch hat die Querbiegung in der Lastachse Einfluss auf die mitwirkende Breite für Biegung (vgl. Kapitel 3.7.7, Bild 74).

In Bild 40 sind die Durchbiegungen an der Messstelle WD1 direkt unterhalb der Lasteinleitung für die verschiedenen Versuchskörperbreiten und Teilversuche gegen die Prüfkraft F des Hydraulik-

Bild 39: Querbiegung $WD1 - (WD2 + WD3)/2$ in Abhängigkeit der auf eine Betondruckfestigkeit $f_c = 34 \text{ N/mm}^2$ normierten Querkraft $V_{f_c=34}$ für die unterschiedlichen SchubschlankheitenBild 40: Last-Verformungsdiagramm der Messstelle WD1 unterhalb der Lasteinleitung für die verschiedenen Versuchskörperbreiten ($a/d = 4,16$)

zylinders aufgetragen. Die Last-Verformungskurven der Versuchskörper mit einer Breite $b \leq 1,5 \text{ m}$ verlaufen bis zum Bruch annähernd linear und spiegeln dann ein schlagartiges und sprödes Versagen der Versuchskörper wider. Mit größer werdender Versuchskörperbreite kündigt sich das Versagen zunehmend durch überproportional zunehmende Verformungen an.

Dieses soeben beschriebene Merkmal der Plattentragwirkung kann anhand des Diagramms in Bild 41, bei dem aus der Prüfkraft F , der Betondruckfestigkeit, dem statischen System und der Versuchskörperbreite die auf eine Betondruckfestigkeit von $f_c = 34 \text{ N/mm}^2$ normierte Querkraft $v_{f_c=34}$ je Meter Versuchskörperbreite ermittelt wurde (1. TV: $v_{f_c=34} = 3/4 \cdot F/b \cdot 34^{1/3}/f_{c,cyl}^{1/3}$; 2. TV: $v_{f_c=34} = 2/3 \cdot F/b \cdot 34^{1/3}/f_{c,cyl}^{1/3}$), noch deutlicher abgelesen werden.

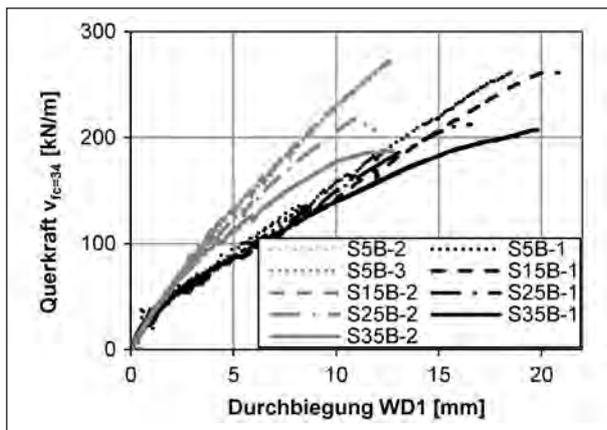


Bild 41: Durchbiegung der Messstelle WD1 unterhalb der Last-einleitung in Abhängigkeit der auf $f_c = 34 \text{ N/mm}^2$ normierten Querkraft je Meter Plattenbreite für die verschiedenen Versuchskörperbreiten

Beim Vergleich der Kurvenverläufe ist zum einen der schon anhand von Bild 40 erläuterte Effekt des unterschiedlichen Ankündigungsverhaltens erkennbar. Zum anderen ist beim Vergleich der verschiedenen maximalen Querkrafttragfähigkeiten je Meter Versuchskörperbreite zu erkennen, dass insbesondere bei den zweiten Teilversuchen an den Versuchskörpern mit einer Breite $b \leq 1,5 \text{ m}$ ein nahezu identisches Last-Verformungsverhalten abgebildet wird. Zudem erreichen alle Versuche an Versuchskörpern mit $b \leq 1,5 \text{ m}$ nahezu das gleiche Lastniveau je Meter Versuchskörperbreite, was impliziert, dass jeweils die volle Versuchskörperbreite für den Lastabtrag aktiviert wurde. Im Gegensatz dazu war bei den Versuchen mit einer größeren Breite die maximal erreichte normierte Querkraft je Meter Versuchskörperbreite wesentlich geringer, was wiederum darauf hindeutet, dass nicht die gesamte Versuchskörperbreite zum Abtrag der Last aktiviert wurde. In Kapitel 3.7.8 wird hierauf noch näher eingegangen.

3.7.3 Messung der Plattendicke

Durch die Messung der Plattendicke kann auf die Rissentwicklung und den Rissfortschritt im Inneren der Platte und somit auf die aktivierte Plattenbreite geschlossen werden. In Bild 42 ist die Änderung der Plattendicke des Versuchs S5B-3 gegen die Prüfkraft aufgetragen. Unter Berücksichtigung der Dehnung bei Erreichen der Zugfestigkeit des Betons von ca. 0,1 ‰ und unter der Annahme, dass die Schubrisse die vertikal angeordnete Dickenmessung unter einem Winkel von 40° bis 90° kreuzen, kann ab einer Dickenänderung von ca. 0,028 bis 0,045 mm (entsprechend

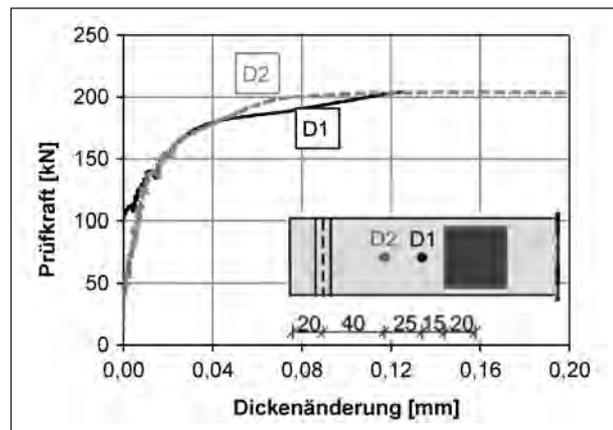


Bild 42: Dickenänderungen für S5B-3, Messbereich 0 bis 0,2 mm

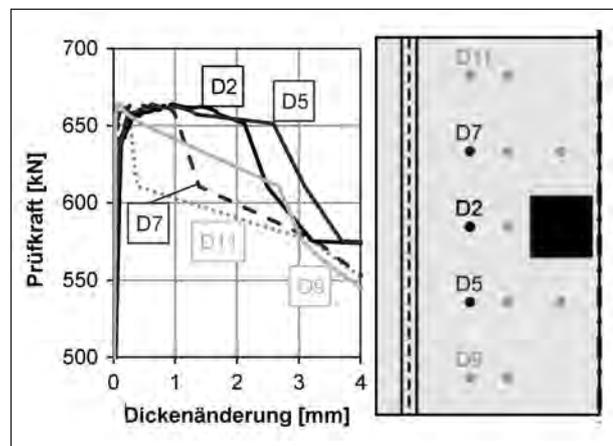


Bild 43: Dickenänderungen der im Abstand von 40 cm zur Auflagerachse angeordneten Messstellen für S25B-1

0,10 ‰ bzw. 0,16 ‰) von einsetzender Schubrisbildung ausgegangen werden, was hier einer Prüfkraft von ca. 85 % der Bruchlast entspricht. Weiterhin ist am Verlauf der Änderung der Plattendicke im Bereich zwischen 0,04 und 0,12 mm erkennbar, dass die Rissentwicklung bei der näher an der Last gelegenen Messstelle D1 schon zu einem früheren Versuchsstadium weiter fortgeschritten ist als bei der weiter von der Last entfernt gelegenen Messstelle D2.

Bei den breiteren Versuchskörpern kann durch Auswertung der Dickenmessungen die zeitliche und räumliche Ausbreitung des Schubrisses ermittelt werden. In Bild 43 sind die Änderungen der Plattendicke in den 40 cm parallel zur Auflagerachse angeordneten Messstellen gegen die Prüfkraft für S25B-1 aufgetragen.

Es zeigt sich zunächst im mittleren Bereich des Versuchskörpers an den Dickenmessungen D2 und D5 eine Rissbildung, während die Messstellen

im äußeren Plattenbereich D9 und D11 bis zum Erreichen der Höchstlast Messwerte aufweisen, die mit maximal 0,025 mm und damit kleiner 0,1 ‰ im elastischen Bereich der Betondehnung liegen. Beim Versagen des Versuchskörpers öffnen sich zunächst die Risse im Platteninneren um 1 bis 2 mm (Messstellen D7, D2 und D5) und erst nach Überschreiten der Maximallast und beim Aufbringen weiterer Wegstufen auch an den äußeren Messstellen D11 und D9. Dies korrespondiert zum Bruchverhalten im Versuch, wo erst nach Überschreitung der Höchstlast ein Schubriss an den Außenseiten des Versuchskörpers sichtbar wurde (Sekundärversagen, vgl. Kapitel 3.7.1).

In den Bildern 44 und 45 sind die Messwerte der Dickenänderung bei Erreichen der Höchstlast von 664 kN (Bild 44) und nach abgeschlossener Rissbildung bei einer Resttraglast von rund 250 kN (Bild 45) als Säulen in der 3D-Ansicht des Versuchskörpers visualisiert.

Erneut wird deutlich, dass sich bei Erreichen der Höchstlast der kritische Schubriss im Inneren der Platte gebildet hat, was durch die großen Dickenänderungen im Platteninneren (bis zu 1,4 mm) im Vergleich zu den sehr geringen Dickenänderungen am Plattenrand zu erkennen ist (Bild 44). Erst nach Aufbringen weiterer Wegstufen werden durch die Bildung eines breiten Schubrisses, der über die ganze Plattenbreite reicht, an fast allen Messstellen Dickenänderungen von mehr als 10 mm gemessen (Bild 45).

Bild 46 zeigt die Änderungen der Plattendicke in den 40 cm parallel zur Auflagerachse angeordneten Messstellen für eine Versuchskörperhälfte von S35B-1. Ähnlich wie bei Versuch S25B-1 bilden sich auch bei S35B-1 zuerst im mittleren Bereich des Versuchskörpers auf Höhe der Messstellen D2 und D7 Risse, die bis zum Erreichen der Höchstlast eine Dickenänderung von rund 1,6 mm bzw. 2,8 mm hervorrufen, was einer Dehnung in vertikaler Richtung von 5,7 ‰ bis 1 ‰ entspricht. Währenddessen weisen die Messstellen im äußeren Plattenbereich (z. B. D15) bis zum Erreichen der Höchstlast und auch nach Aufbringen weiterer Wegstufen Messwerte von maximal rund 0,05 mm auf, die damit zwar nicht mehr im elastischen Bereich der Betondehnung liegen (Dehnung ca. 0,18 ‰ > 0,16 ‰), offensichtlich jedoch nicht zur Ausbildung eines sichtbaren Schubrisses führten.

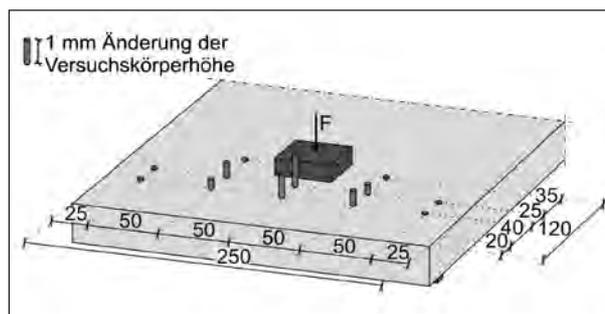


Bild 44: Dickenänderungen bei Höchstlast für S25B-1

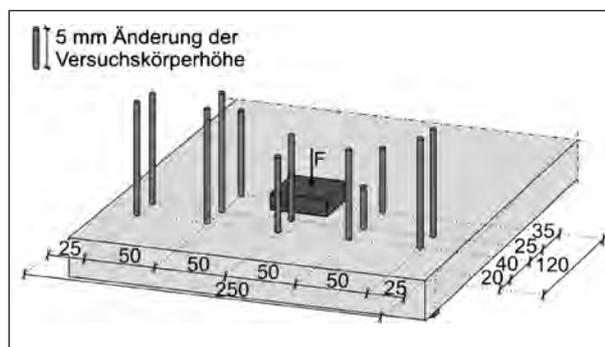


Bild 45: Dickenänderungen nach abgeschlossener Rissbildung für S25B-1

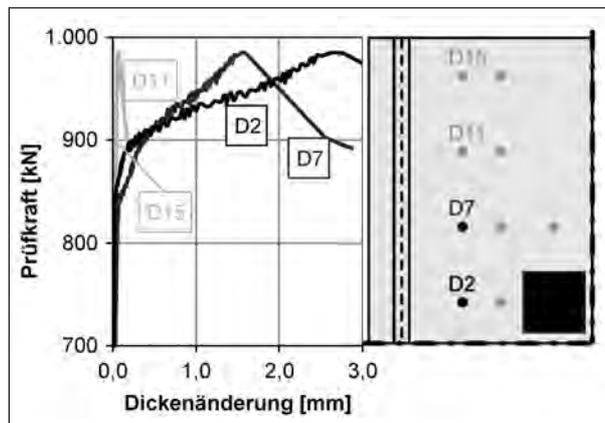


Bild 46: Dickenänderungen der im Abstand von 40 cm zur Auflagerachse angeordneten Messstellen für S35B-1

Auch in der 3D-Zeichnung mit Visualisierung der Messwerte bei der Höchstlast von 985 kN in Bild 47 ist klar zu erkennen, dass sich der Bereich der Schubrissbildung, die sich durch eine große Änderung der Plattendicke auszeichnet, auf den mittleren Plattenbereich konzentriert.

Beim Versuch S35C-1 mit einem größeren Lastabstand von $a = 1,3$ m ist das soeben beschriebene Tragverhalten noch ausgeprägter. Bild 48 zeigt die Dickenänderungen ausgewählter Messstellen in Abhängigkeit von der Prüfkraft und Bild 49 zeigt die durch Säulen visualisierten Dickenänderungen bei

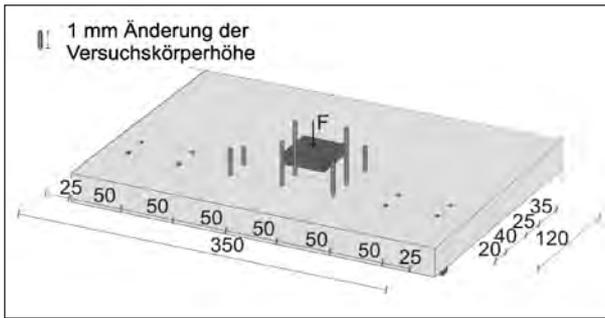


Bild 47: Dickenänderungen bei Höchstlast für S35B-1

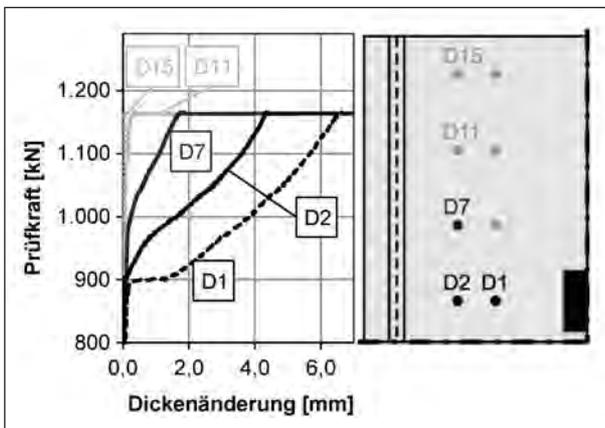


Bild 48: Dickenänderungen ausgewählter Messstellen für S35C-1

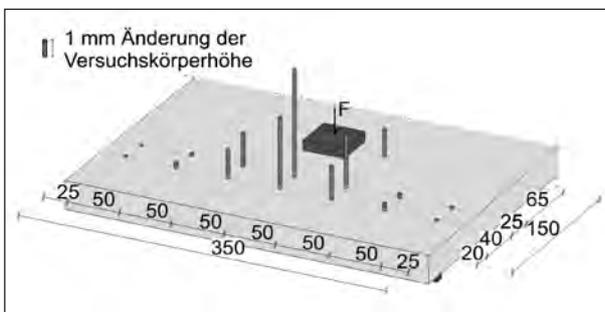


Bild 49: Dickenänderungen bei Höchstlast für S35C-1

Höchstlast in der dreidimensionalen Darstellung eines Versuchskörperausschnittes. Bei einer Prüfkraft von ca. 900 kN (entsprechend ca. 77 % der Höchstlast) wurde bei der Messstelle D1 im Bereich vor der Lasteinleitung eine Erhöhung der Plattendicke um ca. 1,3 mm gemessen, was auf die Öffnung eines Schubrisses im Bereich der Mittelachse hindeutet. Bei weiterer Laststeigerung stieg die gemessene Änderung der Plattendicke an Messstelle D1 bis vor Erreichen der Höchstlast auf über 6 mm an. Auch durch die 25 cm näher Richtung Auflager angeordneten Messstellen D2 und D7 wurde bei Laststeigerung ab ca. 900 bzw. 1.000 kN eine signifikante Vergrößerung der Plattendicke gemessen, was auf eine ausgeprägte Rissbildung im Inneren

des Versuchskörpers schließen lässt. Da die Last trotz Dickenänderungen von mehreren Millimetern noch weiter gesteigert werden konnte, wird davon ausgegangen, dass weiter außen liegende Bereiche des Versuchskörpers für den Lastabtrag aktiviert wurden und somit eine ausgeprägte Lastumlagerung stattgefunden hat.

3.7.4 Wegaufnehmer-Rosette

Bei den Versuchskörpern mit $b = 0,5$ m wurde zur Ermittlung der Hauptspannungen und des Druckstrebenwinkels im ungerissenen Zustand sowie zur Ermittlung der Rissaufweitung und der Rissuferverschiebung im gerissenen Zustand eine Rosette bestehend aus drei Wegaufnehmern angeordnet (vgl. Kapitel 3.6.4). Die Biegerissbildung, die innerhalb des ersten Lastschrittes unterhalb der Lasteinleitung einsetzte, erreichte schon innerhalb des zweiten Lastschrittes den Bereich der Wegaufnehmer-Rosette, sodass hier nicht mehr von einem ungerissenen Querschnitt ausgegangen werden konnte. Durch die große Rissöffnung und die sich einstellende, mit bloßem Auge erkennbare Rissuferverschiebung rutschen die Wegaufnehmer im Bruchzustand von den Halterungen ab, sodass auch die Rissaufweitung und Rissuferverschiebung nach dem Versagen des Versuchskörpers nicht anhand der Wegaufnehmer erfasst werden konnten.

3.7.5 Betondehnungen/Beton-DMS

Durch die Untersuchung und Auswertung der Betondehnungen können Aussagen über die Lastausbreitung getroffen werden. In Bild 50 sind beispielsweise die Messwerte der in Versuchskörperlängsrichtung angeordneten Beton-DMS für S15B-1 dargestellt.

Die gemessenen Betonstauchungen der Beton-DMS im Abstand von 65 cm parallel zur Auflagerachse sind bis zu viermal so groß wie die Messwerte im Abstand von 40 cm zur Auflagerachse. Dies kann nur zum Teil durch den Momentenzuwachs zwischen Auflager und Lasteinleitung erklärt werden, da beispielsweise unter Annahme einer Balkentragwirkung und einer linear-elastischen Dehnungsverteilung der Unterschied zwischen den Dehnungen der beiden Achsen bei nur 62,5 % liegt ($M_{x=0,65}/M_{x=0,4} = 0,65/0,4 = 1,625$). Zudem unterscheiden sich die Messwerte der im Abstand von 65 cm parallel zur Auflagerachse angeordneten Beton-DMS auch untereinander. Hierbei ist jedoch

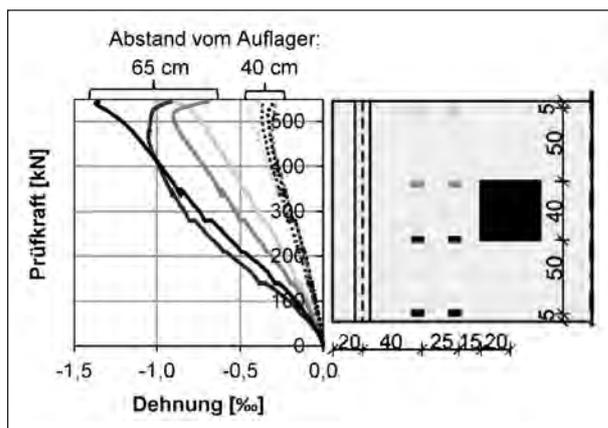


Bild 50: Betonlängsdehnungen für S15B-1

kein direkter Zusammenhang zum seitlichen Abstand zur Lasteinleitung erkennbar, sodass von einer Streuung der Messergebnisse ausgegangen werden kann. In diesem Zusammenhang sei auf die möglichen Messungenauigkeiten der Beton-DMS hingewiesen (Querdehnungsempfindlichkeit, Empfindlichkeitsverlust durch Messkabel, Kleberdicke, Empfindlichkeit gegenüber Lage der DMS auf Zuschlagkorn bzw. Betonmatrix etc. (KEIL, 2005; TN-515, 2010)).

Die Anordnung der Beton-DMS als Rosette ermöglicht die Auswertung der Hauptspannungen und des Druckstrebenwinkels (vgl. Kapitel 3.6.5), was im Folgenden am Beispiel von S15B-1 exemplarisch vorgestellt wird. In Bild 51 sind die Messwerte der Beton-DMS in Längs-, Quer- und diagonalen Richtung einer Versuchskörperhälfte (linke Hälfte von der Lasteinleitung Richtung Auflager gesehen) von S15B-1 aufgetragen. Die größten Betonstauchungen traten erwartungsgemäß stets bei den in Längsrichtung angeordneten Beton-DMS auf. Die in diagonalen Richtung angeordneten Dehnungsmessstreifen, die unter einem Winkel von 45° gegen die Versuchskörperlängsachse stets in Richtung Lasteinleitung angeordnet waren, erfuhren kleinere Stauchungen. Sehr kleine Betonstauchungen bzw. Dehnungen (vermutlich bedingt durch die Querverdehnung des Betons) wurden durch die in Querrichtung verlaufenden Beton-DMS aufgezeichnet. Diese qualitative Verteilung der Größenordnungen der Betondehnungen in Längs-, Quer- und Diagonalrichtung war bis auf wenige Ausnahmen bei allen Versuchen an Einfeldplatten identisch.

Aus den einzelnen Messwerten in Längs-, Quer- und Diagonalrichtung lassen sich mit Hilfe des E-Moduls des verwendeten Betons (Tabelle 7) und der Querkontraktionszahl μ (hier: Annahme $\mu = 0,2$)

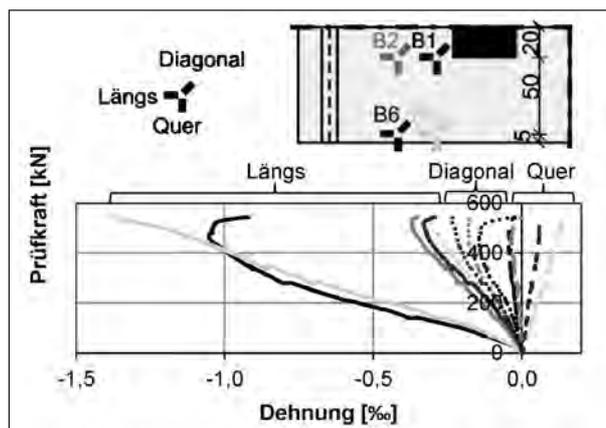


Bild 51: Betondehnungen für S15B-1

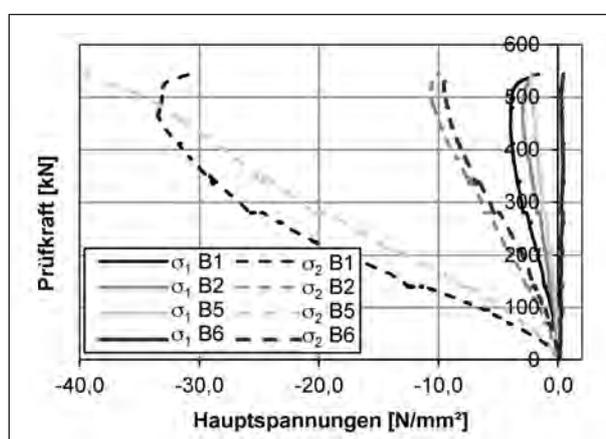


Bild 52: Berechnete Hauptspannungen für S15B-1 (Lage der Messstellen siehe Bild 51)

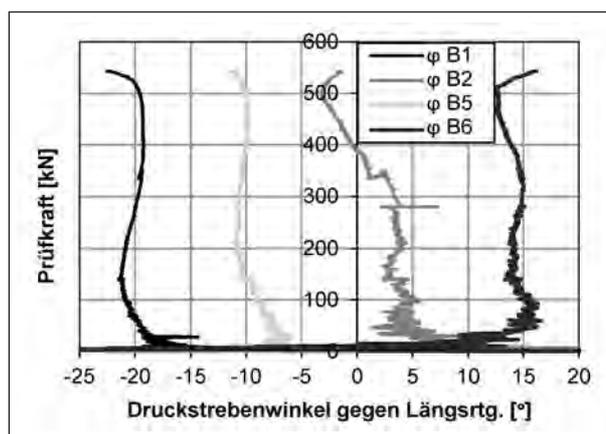


Bild 53: Berechnete Druckstrebenwinkel für S15B-1 (Lage der Messstellen siehe Bild 51)

die Hauptspannungen (σ_1 = Hauptzugspannung; σ_2 = Hauptdruckspannung, Bild 52) sowie die Druckstrebenwinkel φ (Bild 53) berechnen. Die hier vorgestellten Hauptdruckspannungen weisen im Vergleich zu den anderen Versuchen an Einfeldplatten ein hohes Niveau nahe der Betondruckfestigkeit auf; bei den Versuchen an allen anderen Ein-

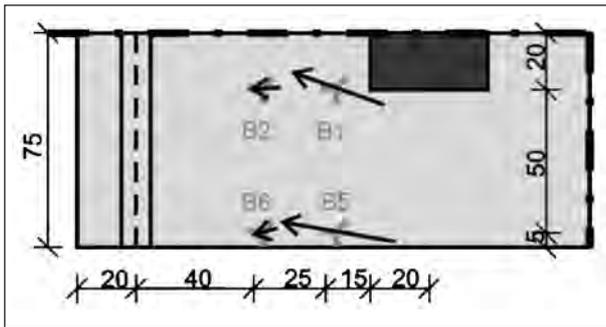


Bild 54: Aus Messwerten der Beton-DMS berechnete Richtungen der Hauptdruckspannungen auf der Versuchskörperoberseite für S15B-1 (bei $F \approx 300$ kN)

feldplatten wurde eine Betondruckspannung von 30 N/mm^2 nicht überschritten. Die größten Betondruckspannungen (Hauptzugspannungen σ_1) sind meist – wie auch hier – negativ, was u. a. auf die Längs- und Querbiegebeanspruchung der Versuchskörper zurückzuführen ist. Die berechneten Druckstrebenwinkel geben stets den Winkel der Hauptdruckspannung an der Oberseite gegenüber der Versuchskörperlängsachse mit einem positiven Drehwinkel gegen den Uhrzeigersinn an.

Die Richtungen der Hauptdruckspannungen bei einem mittleren Lastniveau ($F \approx 300$ kN) sind in Bild 54 durch Pfeile gekennzeichnet. Die Länge der Pfeile ist hierbei proportional zur maximalen Hauptdruckspannung.

Während die Messwerte der Beton-DMS in einer Entfernung von 65 cm von der Auflagerachse leicht negative Winkel (B1: $\varphi \approx -20^\circ$, B5: $\varphi \approx -10^\circ$) ergeben, sind die errechneten Winkel der Hauptdruckspannung in einem Abstand von 40 cm von der Auflagerachse leicht positiv (B2: $\varphi \approx 3^\circ$, B6: $\varphi \approx 15^\circ$). Unter Berücksichtigung der Aussagegenauigkeit ist der Verlauf der Hauptdruckspannungen näherungsweise in Analogie zur Balkentragwirkung in Versuchskörperlängsrichtung. Die tangentielle Neigung der lastnahen Messstelle B1 zeigt, dass die tangentielle Betondruckspannung offensichtlich größer als die radial verlaufende Betondruckspannung ist, wie es auch beim Durchstanzen häufig der Fall ist.

Das beim Versuch S15B-1 beschriebene Tragverhalten mit den analog wie beim Durchstanzen tangential zur Lasteinleitung verlaufenden Betondruckspannungen ist bei den breiteren Versuchskörpern noch deutlicher zu beobachten. Bild 55 zeigt die als Pfeile visualisierten Richtungen der Hauptdruckspannungen auf der Versuchskörperoberseite für S35B-2 für den mittleren Lastbereich von $F \approx 300$ kN bis 900 kN. Die Verteilung und Rich-

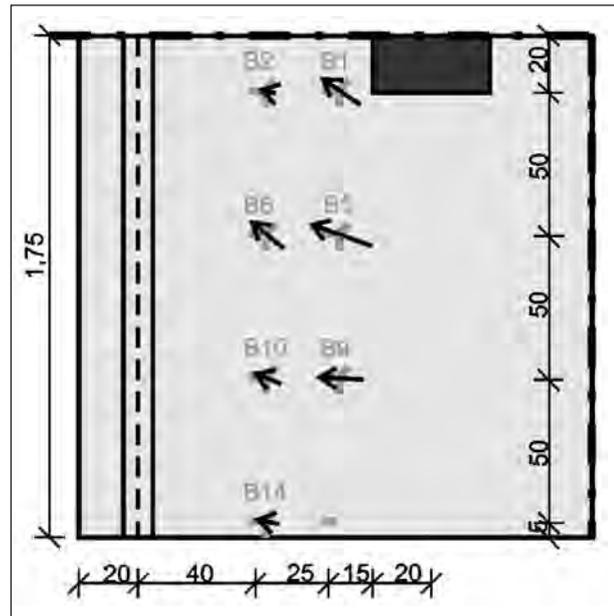


Bild 55: Aus Messwerten der Beton-DMS berechnete Richtungen der Hauptdruckspannung auf der Versuchskörperoberseite für S35B-2 (mittlerer Lastbereich bei $F \approx 300$ kN bis 900 kN)

tung der Hauptdruckspannungen entsprechen hierbei in guter Näherung einem Plattentragverhalten unter punktförmiger Last. Nähere Erläuterungen hierzu erfolgen in Kapitel 3.7.6 bei der Auswertung der anhand der Setzdehnungsmessungen erfassten Betondehnungen.

3.7.6 Betondehnungen/SDM

Vor Versuchsstart sowie bei jedem zweiten Lastschritt erfolgte die Setzdehnungsmessung (SDM) zur Erfassung der Dehnungen auf der Versuchskörperoberseite (vgl. Kapitel 3.6.7). Durch die Messungen in Versuchskörperlängsrichtung in den gleichen Messachsen, in denen auch die Beton-DMS angeordnet waren, erfolgte in diesen Achsen eine doppelte Bestimmung der Dehnungen auf Basis verschiedener Messstrecken (Messgitterlänge Beton-DMS: 20 mm, Messstrecke SDM: 20 cm). In Bild 56 sind beispielsweise die gemessenen Dehnungen in Versuchskörperlängsrichtung der Setzdehnungsmessung (grau) sowie der Beton-DMS (schwarz) für die Messstellen bzw. Messstrecken im Abstand von ca. 65 cm zur Auflagerachse für S15B-2 dargestellt.

Während die Messwerte der Beton-DMS eine feinere Differenzierung bzw. eine größere Streuung der Messwerte aufgrund der kleineren Bezugsmesslänge aufweisen, liegen die errechneten Dehnungen aus der Setzdehnungsmessung enger bei-

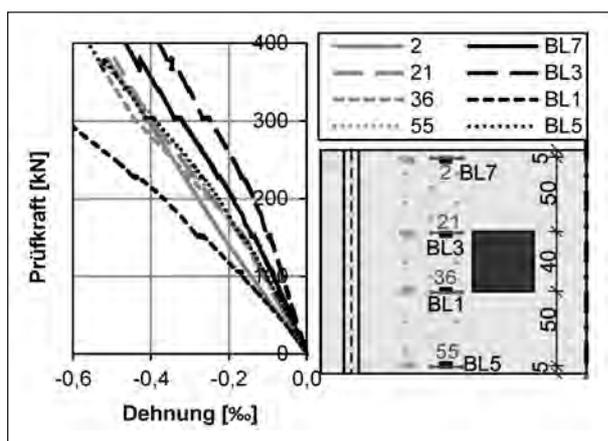


Bild 56: Betondehnungen der SDM sowie der Beton-DMS in Längsrichtung für die Messstellen bzw. -strecken im Abstand von ca. 65 cm zur Auflagerachse für S15B-2

einander. Dies ist durch die große Messlänge von 20 cm zu begründen, da sich lokale Störungen weniger stark auf die Messung auswirken. Insgesamt kann eine gute Korrelation zwischen den verschiedenen Messverfahren festgestellt werden.

Zusätzlich zu den Setzdehnungsmessungen in Versuchskörperlängsrichtung wurden SDM-Punkte so auf der Versuchskörperoberseite angebracht, dass die Messstrecken ein Netz aus gleichschenkligen Dreiecken ergaben. Ähnlich wie bei den Messwerten der Beton-DMS wurden die größten Betonstauchungen in Versuchskörperlängsrichtung gemessen, gefolgt von den Messwerten in diagonaler Richtung und in Versuchskörperquerichtung (d. h. in Richtung der Versuchskörperbreite). Analog zur Auswertung der Beton-DMS-Rosetten können durch Auswertung der Dehnungen in die drei Richtungen je SDM-Dreieck die Hauptspannungen sowie die Winkel der Hauptdruckspannung bestimmt werden. Unter Annahme eines Schnittpunkts der Messstrecken im Zentrum des jeweiligen Dreiecks kann die Auswertung analog zu einer 0° -/ 60° -/ 120° -Rosette (sog. Delta-Rosette) erfolgen.

Im Folgenden werden die Ergebnisse für S15B-2 und für S35B-1 exemplarisch vorgestellt und erläutert. In den Bildern 57 bis 59 sind die aus der Setzdehnungsmessung berechneten Hauptdruck- (Bild 57), Hauptzugspannungen (Bild 58) und die Winkel der Hauptdruckspannung gegen die Versuchskörperlängsrichtung (Bild 59) für S15B-2 des von der Last zum Auflager gesehen rechten Teilbereichs des Versuchskörpers aufgetragen. Die Bezeichnung des ausgewerteten Dreiecks setzt sich dabei jeweils aus der Nummerierung der das Drei-

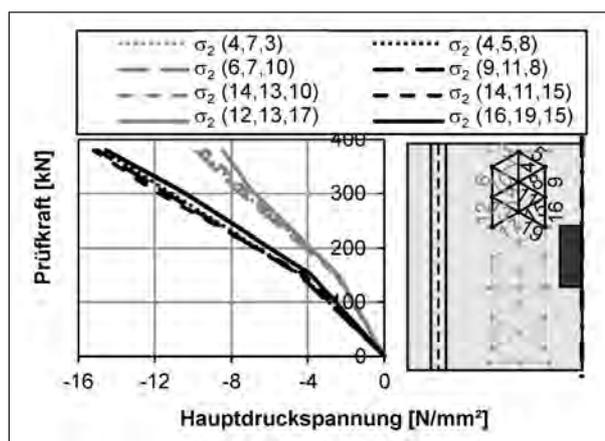


Bild 57: Berechnete Hauptdruckspannungen aus der Setzdehnungsmessung für S15B-2

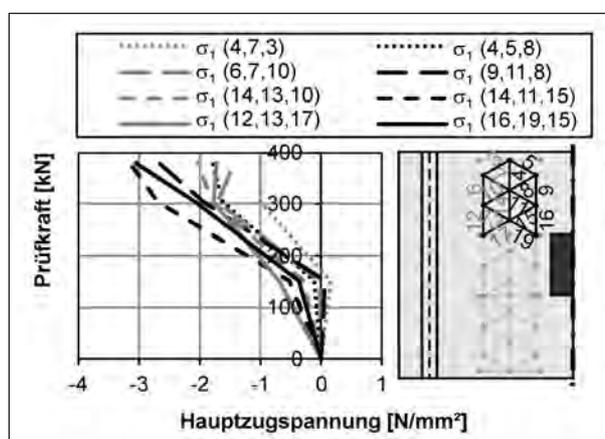


Bild 58: Berechnete Hauptzugspannungen aus der Setzdehnungsmessung für S15B-2

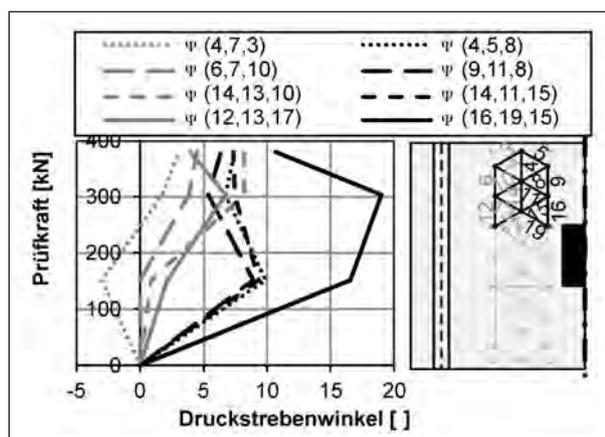


Bild 59: Berechnete Druckstrebenwinkel gegen die Versuchskörperlängsrichtung aus der Setzdehnungsmessung für S15B-2

eck bildenden Messstrecken zusammen. In den Diagrammen sind die Ergebnisse der Deltarosetten, die sich im Abstand von 35 bis 52,5 cm von der Auflagerachse befinden, in Grau und die Ergebnisse der im Abstand von ca. 52,5 bis 70 cm zur Auf-

lagerachse angeordneten Delta-Rosetten in Schwarz dargestellt.

Es ist zu erkennen, dass erwartungsgemäß sowohl die betragsmäßige Größe der Hauptdruck- und Hauptzugspannungen als auch der Neigungswinkel der Hauptdruckspannung gegen die Versuchskörperlängsrichtung mit zunehmendem Abstand von der Auflagerachse zunehmen. Wie schon bei der Auswertung der Beton-DMS erläutert, ist der Querschnitt an der Versuchskörperoberseite nahezu vollständig überdrückt, sodass auch die größten Hauptspannungen (Hauptzugspannungen) aufgrund der Längs- und Querbiegebeanspruchung negativ sind. Die Größe der berechneten Hauptspannungen der Delta-Rosetten, die auf einer Achse im gleichen Abstand zur Auflagerachse angeordnet sind, ist nahezu identisch, was eine gleichmäßige Beanspruchung über die gesamte Versuchskörperbreite widerspiegelt.

In Bild 60 ist ein Ausschnitt des 1,5 m breiten Versuchskörpers mit den als Delta-Rosetten angeordneten SDM-Strecken abgebildet, in den die berechnete Richtung der Hauptdruckspannungen für die letzte SDM-Messung (6. Laststufe mit $F = 380$ kN; entspricht ca. 60 % der Bruchlast) durch Pfeile gekennzeichnet ist. Die Länge der Pfeile ist hierbei proportional zur Größe der Hauptdruckspannung. Da die Messstrecken 18, 23 und 47 aufgrund fehlerhafter Klebung der SDM-Punkte nicht messbar waren, konnten für die angrenzenden Dreiecke keine Hauptspannungen ermittelt werden.

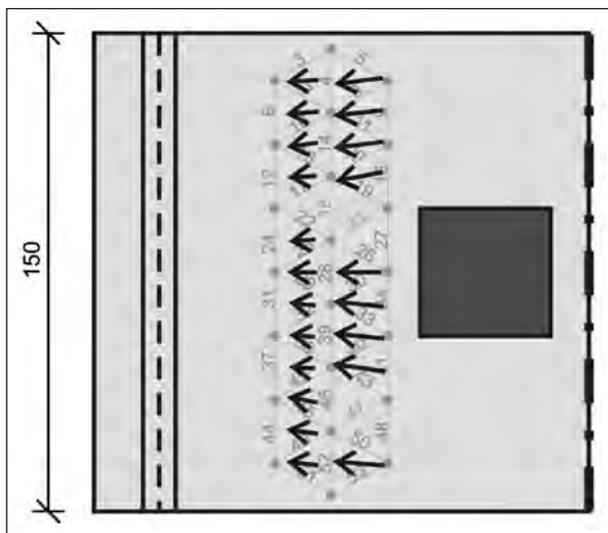


Bild 60: Verlauf der aus der Setzdehnungsmessung ermittelten Richtung und Größe der Hauptdruckspannungen bei $F = 380$ kN für S15B-2

Es ist zu erkennen, dass die Richtungen der Hauptdruckspannungen gegenüber der Versuchskörperlängsrichtung immer leicht zur Versuchskörpermittelachse geneigt sind. So ergeben sich z. B. für den von der Last zum Auflager gesehen rechten Versuchskörperteil leicht positive Winkel (Bild 59, positiver Drehsinn im Uhrzeigersinn), während sich für die gegenüberliegende Versuchskörperseite negative Winkel ergeben.

Bei den breiten Versuchskörpern kann anhand der Entwicklung der aus den SDM-Delta-Rosetten berechneten Hauptdruckspannungen über die Versuchskörperbreite schon bei relativ niedrigen Laststufen eine ungleichmäßige Zunahme der Hauptdruckspannungen festgestellt werden. In den Bildern 61 und 62 sind die berechneten Hauptdruckspannungen der SDM-Delta-Rosetten im Abstand von 35 cm bis 52,5 cm (Bild 61) bzw. 52,5 cm bis 70 cm (Bild 62) von der Auflagerachse für die verschiedenen Laststufen über die halbe Versuchskörperbreite für S35B-1 aufgetragen.

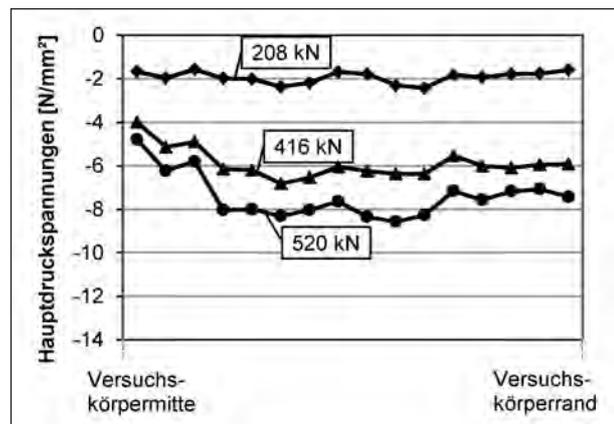


Bild 61: Berechnete Hauptdruckspannungen aus SDM-Delta-Rosetten zwischen 35 cm und 52,5 cm von der Auflagerachse für S35B-1

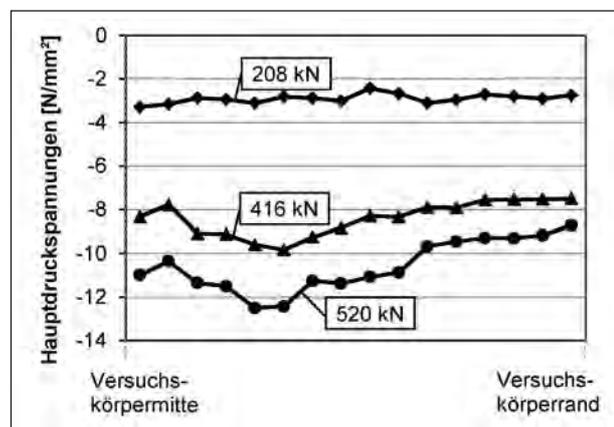


Bild 62: Berechnete Hauptdruckspannungen aus SDM-Delta-Rosetten zwischen 52,5 cm und 75 cm von der Auflagerachse für S35B-1

Während bei einer Last von 208 kN (entspricht ca. 21 % der Bruchlast) die Größe der Hauptdruckspannungen annähernd konstant über die Versuchskörperbreite ist, kann bei Laststeigerung eine Umlagerung auf den Bereich zwischen Versuchskörpermitte und Versuchskörperperrand festgestellt werden.

Der Effekt, dass die Hauptdruckspannungen in Versuchskörpermitte, also direkt vor der Lasteinleitung, nicht maximal sind, stimmt mit einer linear-elastischen Berechnung des Flächentragwerks überein. In Bild 63 sind die Linien gleicher Hauptdruckspannung an der Versuchskörperoberseite aus einer linear-elastischen Finite-Elemente-Berechnung mit dem Programm infograph dargestellt. Hierbei zeigt sich, dass die Hauptdruckspannungen bei einem Schnitt parallel zur Auflagerachse

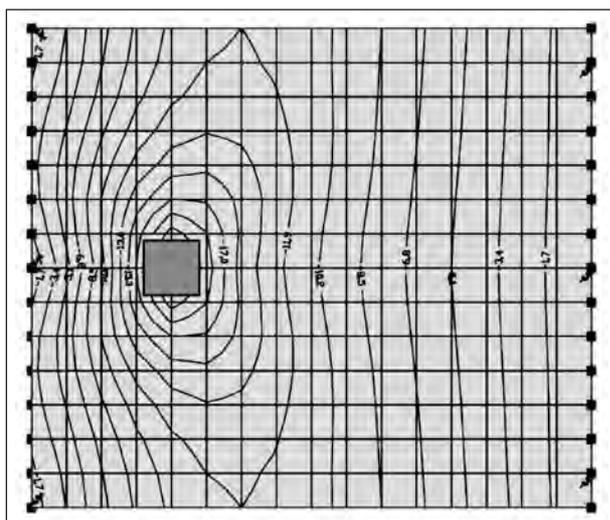


Bild 63: Linien gleicher Hauptdruckspannung an der Versuchskörperoberseite für S35B-1 (bei Höchstlast $F = 985$ kN) einer linear-elastischen FE-Berechnung

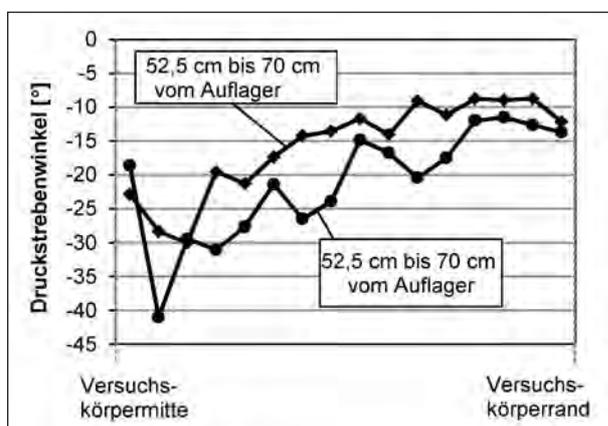


Bild 64: Berechnete Druckstrebenwinkel aus SDM-Delta-Rosetten bei $F = 520$ kN für S35B-1

zwischen dem lastnahen Auflager und der Last zur Mitte und zum Rand des Versuchskörpers abnehmen.

Die aus den SDM-Delta-Rosetten berechneten Druckstrebenwinkel für die letzte SDM-Messung bei ca. 53 % der Bruchlast von S35B-1 sind in den Bildern 64 und 65 dargestellt.

Bild 65 zeigt analog zu Bild 60 einen Ausschnitt des Versuchskörpers mit den als Delta-Rosetten angeordneten SDM-Strecken, in den die berechnete Richtung der Hauptdruckspannungen durch Pfeile gekennzeichnet ist. Auch hier ist die Länge der Pfeile proportional zur Größe der Hauptdruckspannung. In beiden Bildern (64 und 65) ist zu erkennen, dass die Neigung der Hauptdruckspannungen mit zunehmendem seitlichem Abstand von der Lasteinleitung abnimmt.

Dieses Verhalten stimmt ebenfalls gut mit der linear-elastischen Berechnung des Flächentragwerks überein. In Bild 66 sind die ermittelten Richtungen und Größen der Hauptspannungen für S35B-1 bei Höchstlast ($F = 985$ kN) dargestellt, wobei die Vektoren der Hauptdruckspannungen durch gestrichelte, die Vektoren der Hauptzugspannungen durch

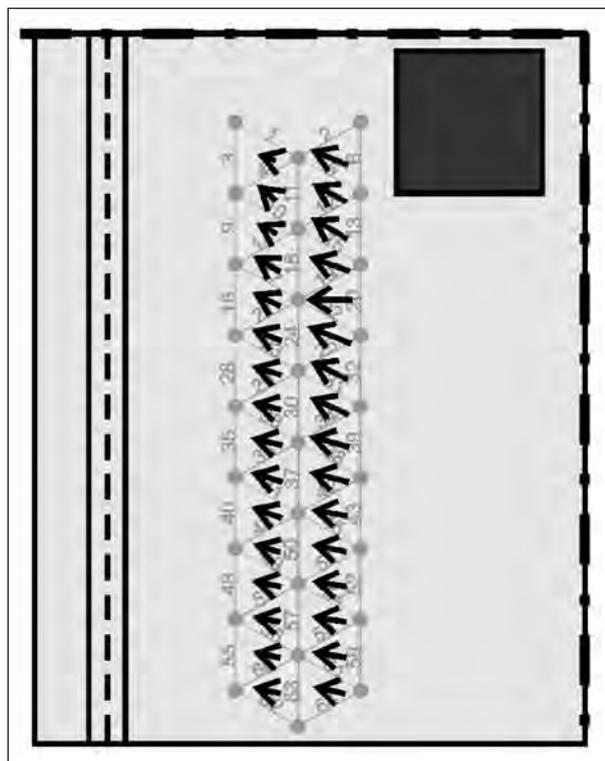


Bild 65: Aus der Setzdehnungsmessung ermittelte Richtungen der Hauptdruckspannung und Größe der Hauptdruckspannungen bei $F = 520$ kN für S35B-1

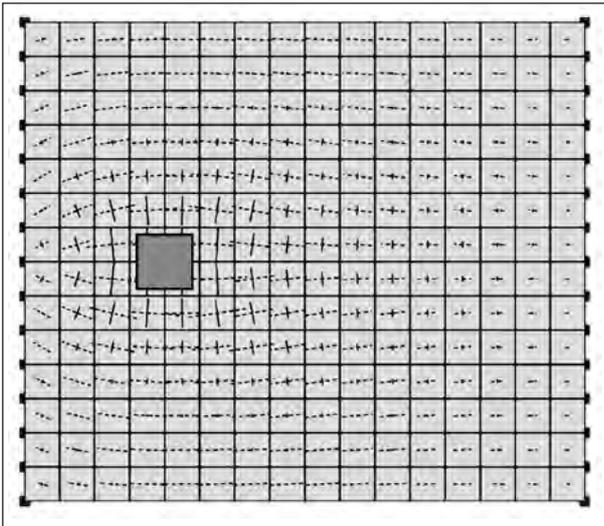


Bild 66: Richtung und Größe der Hauptspannungen an der Versuchskörperoberseite für S35B-1 einer linear-elastischen FE-Berechnung

durchgezogene Linien gekennzeichnet sind, deren Länge proportional zur Größe der Hauptspannungen sind.

3.7.7 Betonstahldehnungen

Anhand der Beton- und Betonstahldehnungen kann auf die Biegebeanspruchung des Querschnitts und somit auf die mitwirkende Breite für das Moment geschlossen werden. Zwar ist das primäre Ziel der Versuchsserie die Ermittlung der mitwirkenden Breite für Querkraft, doch sind zur Untersuchung des Einflusses des Momenten-Querkraftverhältnisses auf die Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung auch die Verteilung des Momentes und die mitwirkende Plattenbreite für die Momentenbeanspruchung von Interesse.

In Bild 67 sind die Stahldehnungen der Längsbewehrung im Abstand von 65 cm von der Auflagerachse für S25B-2 dargestellt. Die Stahldehnungen nehmen von innen (SL1) nach außen (SL5, SL9) entsprechend der Momentenverteilung ab. Auffällig im Verlauf der Stahldehnungen ist der „Knick“ der Kurven bei einer Prüfkraft von ca. 260 kN, der auf einen veränderten Lastabtrag bzw. den Beginn der Umlagerung durch verstärkte Querrissbildung hinweist.

Unter Einbezug des linearisierten Materialgesetzes für Stahl und unter der Annahme eines inneren Hebelarmes von $0,9 \cdot d$ kann aus den Stahldehnungen direkt das Moment je laufenden Meter Versuchskörperbreite im betrachteten Schnitt berechnet wer-

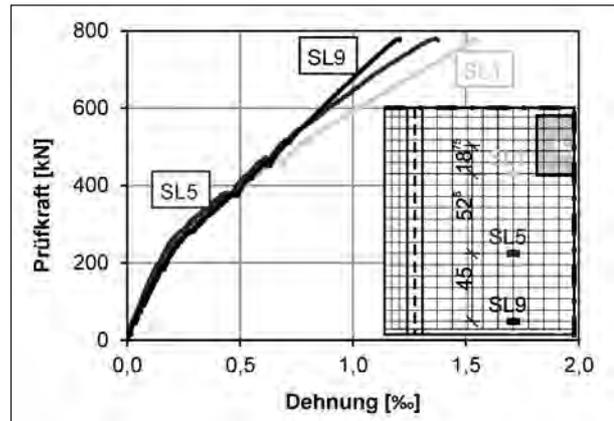


Bild 67: Stahldehnungen der Längsbewehrung im Abstand von 65 cm zur Auflagerachse für S25B-2

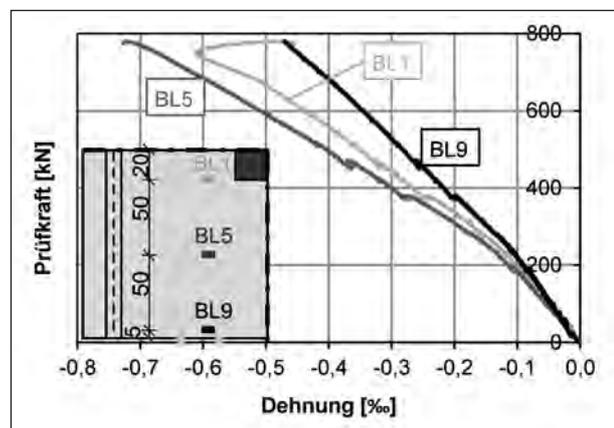


Bild 68: Betonlängsdehnungen im Abstand von 65 cm zur Auflagerachse für S25B-2

den. Hierzu wird zunächst anhand eines Beispiels gezeigt, dass die Annahme eines inneren Hebelarmes von $0,9 \cdot d$ an dieser Stelle ausreichend genau ist. Durch das Aufspannen von Dehnungsebenen zwischen den Stahldehnungen (Bild 67) und den entsprechenden Betondehnungen an der Versuchskörperoberseite (Bild 68) können die Höhe der Betondruckzone und unter Hinzunahme des als Parabel-Rechteck-Diagramm idealisierten Materialgesetzes für Beton (vgl. DIN 1045-1, 2008) der innere Hebelarm an der jeweiligen Stelle berechnet werden. Wie schon in Kapitel 3.7.5 beschrieben, ist kein einheitlicher Zusammenhang zwischen den Betondehnungen und dem Abstand zur Versuchskörpermitte und damit zur Lasteinleitung zu erkennen, was auf die Messungenauigkeit der Beton-DMS zurückzuführen ist.

Im Folgenden soll das Moment aus dem Produkt der Stahlzugkraft je laufenden Meter ($f_s = a_s \cdot E_s \cdot \epsilon_s$) mit dem inneren Hebelarm z gemäß folgender Gleichung ermittelt werden:

$$m = f_s \cdot z = a_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_s \cdot z \quad (10)$$

In Bild 69 ist das berechnete Moment an der Messstelle SL1 unter Ansatz des inneren Hebelarms von $z = 0,9 \cdot d$ bzw. unter Ansatz des Parabel-Rechteckdiagramms nach DIN 1045-1 (2008) für die Verteilung der Betondruckspannungen in der Betondruckzone dargestellt. Die Abweichung, die durch die vereinfachte Annahme eines inneren Hebelarms von $0,9 \cdot d$ gegenüber der genaueren Ermittlung durch Ansatz des Parabel-Rechteckdiagramms entsteht, ist vernachlässigbar gering.

Die mitwirkenden Breiten für die Momentenbeanspruchung bei maximaler Querkraftbeanspruchung werden im Folgenden aus den Stahldehnungen unterhalb der Lasteinleitung hergeleitet. Die Bilder 70 und 71 zeigen die aus den gemessenen Dehnungen der in Längsrichtung angeordneten Stahl-DMS-Messstelle SL2 unterhalb der Lasteinleitung mit einem linearisierten Materialgesetz für Stahl ($\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$) und unter Ansatz des aus Baustoffpro-

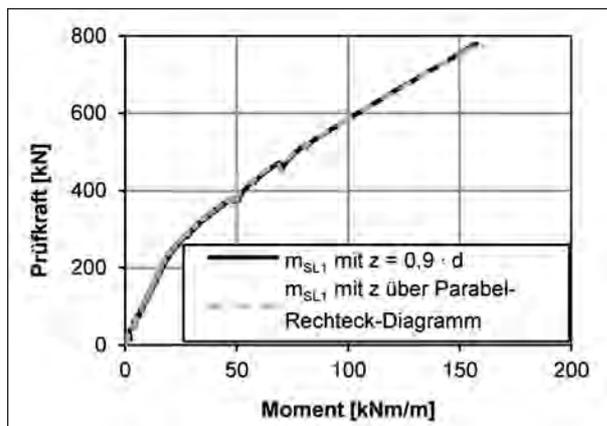


Bild 69: Berechnetes Moment an der Messstelle SL1 unter Ansatz des inneren Hebelarms von $0,9 \cdot d$ bzw. unter Ansatz des Parabel-Rechteckdiagramms für S25B-2

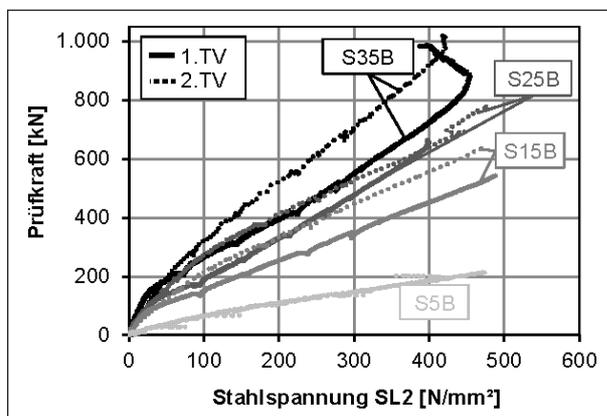


Bild 70: Stahlspannungen an der Messstelle SL2 in Versuchs-körperlängsrichtung unterhalb der Lasteinleitung für die verschiedenen Versuchs-körperbreiten

ben ermittelten E-Moduls (Tabelle 8) berechneten Stahlspannungen für die verschiedenen Versuchs-körperbreiten (Bild 70) bzw. Schubslankheiten (Bild 71). Bei einigen Versuchen (S5B-3, S25B-1, S35B-1, S35B-2, S35C-2) nimmt die Stahlspannung vor Erreichen der Höchstlast ab. Dies resultiert vermutlich aus der Rissbildung und den damit verbundenen Umlagerungen. Die Ermittlung der mitwirkenden Breite für das Moment $b_{\text{eff},M}$ erfolgt daher für die aus der jeweils größten gemessenen Stahldehnung berechneten Stahlspannung $\max \sigma_{s,SL2}$ vor bzw. bei Erreichen der maximalen Querkrafttragfähigkeit und der zugehörigen Prüfkraft $F_{\sigma_s,SL2}$ (Tabelle 9).

Versuch	$\max \sigma_{s,SL2}$	m_{SL2}	$F_{\sigma_s,SL2}$	$M_{\text{calc},SL2}$	$b_{\text{eff},M} (\max V)$
	N/mm ²	kNm/m	kN	kNm	m
S5B-1	493	251	183	128	0,51
S5B-2	476	243	215	133	0,55
S5B-3	428	218	194 ¹⁾	120	0,55 ¹⁾
S15B-1	488	249	543	380	1,53
S15B-2	471	240	638	393	1,64
S25B-1	400	204	658 ¹⁾	461	2,26 ¹⁾
S25B-2	478	244	780	481	1,97
S35B-1	455	232	881 ¹⁾	617	2,66 ¹⁾
S35B-2	423	216	980 ¹⁾	604	2,80 ¹⁾
S35C-1	594	303	1.166	965	3,18
S35A-1	424	216	1.143	556	2,57
S35C-2	517	264	900 ¹⁾	745	2,82 ¹⁾
S35A-2	334	170	892	434	2,55

¹⁾ Prüfkraft $F_{\sigma_s,SL2}$ zur maximalen Stahlspannung $\max \sigma_{s,SL2}$ entspricht nicht der Höchstlast F_u , zugehörige mitwirkende Breite $b_{\text{eff},M} (\max V)$ entspricht daher nicht der mitwirkenden Breite bei maximaler Querkrafttragfähigkeit

Tab. 9: Rechnerische mitwirkende Breite für das Moment $b_{\text{eff},M} (\max V)$, berechnet aus der maximalen Stahlspannung unterhalb der Last an der Messstelle SL2 und zugehöriger Prüfkraft $F_{\sigma_s,SL2}$

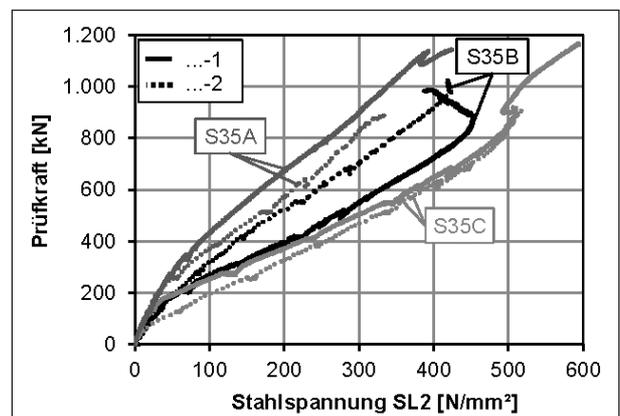


Bild 71: Stahlspannungen an der Messstelle SL2 in Versuchs-körperlängsrichtung unterhalb der Lasteinleitung für die verschiedenen Schubslankheiten

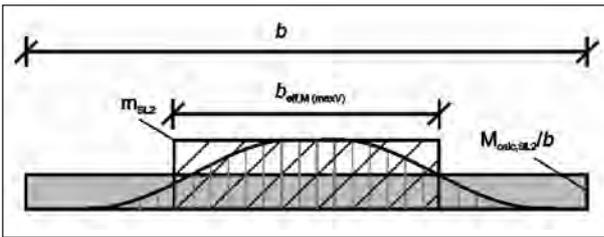


Bild 72: Berechnung von $b_{\text{eff},M(\text{max}V)}$

Aus den Stahlspannungen wird unter Verwendung von Gleichung (10) und unter Annahme eines inneren Hebelsarms $z = 0,9 \cdot d$ das maximale Moment $m_{\text{SL}2}$ je laufenden Meter Plattenbreite an der Messstelle SL2 berechnet. Aus der Prüfkraft $F_{\sigma_s, \text{SL}2}$ ergibt sich unter Berücksichtigung des statischen Systems und der Größe der Lasteinleitungsplatte das rechnerische Moment $M_{\text{calc}, \text{SL}2}$ in der Lastachse. Die mitwirkende Plattenbreite ergibt sich gemäß Gleichung (11) und Bild 72 durch die Verteilung des von außen aufgebracht Momentes $M_{\text{calc}, \text{SL}2}$ unter Zugrundelegung des aus den Stahldehnungen berechneten maximal auftretenden Momentes $m_{\text{SL}2}$ auf die kleinstmögliche Breite $b_{\text{eff},M(\text{max}V)}$.

$$b_{\text{eff},M(\text{max}V)} = M_{\text{calc}, \text{SL}2} / m_{\text{SL}2} \quad (11)$$

Das Integral des tatsächlichen sowie das des durch $b_{\text{eff},M(\text{max}V)}$ angenäherten Momentenverlaufs sind hierbei identisch (innere Kräfte = äußere Kräfte).

Es wird ausdrücklich darauf hingewiesen, dass es sich bei den hier berechneten mitwirkenden Plattenbreiten für die Momentenbeanspruchung lediglich um die mitwirkenden Breiten bei bzw. vor Erreichen der maximalen Querkrafttragfähigkeit handelt. Zur Ermittlung der mitwirkenden Breiten für die Biegebemessung müssten Platten im Grenzzustand der Tragfähigkeit für Biegung (Biegeversagen) betrachtet werden.

Zudem unterliegen die berechneten effektiven Breiten der Messgenauigkeit der verwendeten Messtechnik. Die gemessene Stahldehnung einer Messstelle neben einem Riss ist kleiner als die maximale Stahldehnung im Riss. Durch diese Unterschätzung des tatsächlich auftretenden maximalen Moments ergeben sich für die Versuche S5B und S15B (kleine Versuchskörperbreiten) und S35A (kleine Schubslankheiten) geringfügig (bis zu 10 %) größere mitwirkende Plattenbreiten $b_{\text{eff},M(\text{max}V)}$ als die vorhandenen Versuchskörperbreiten.

Die berechneten mitwirkenden Plattenbreiten für das Moment $b_{\text{eff},M(\text{max}V)}$ von S25B, S35B (große

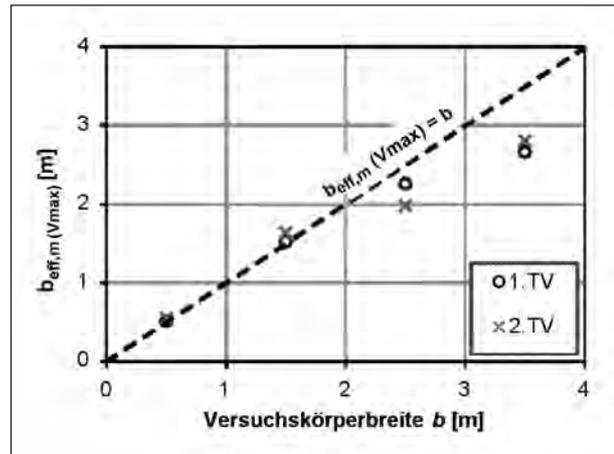


Bild 73: Berechnete mitwirkende Breite $b_{\text{eff},M(\text{max}V)}$ in Abhängigkeit von der Versuchskörperbreite

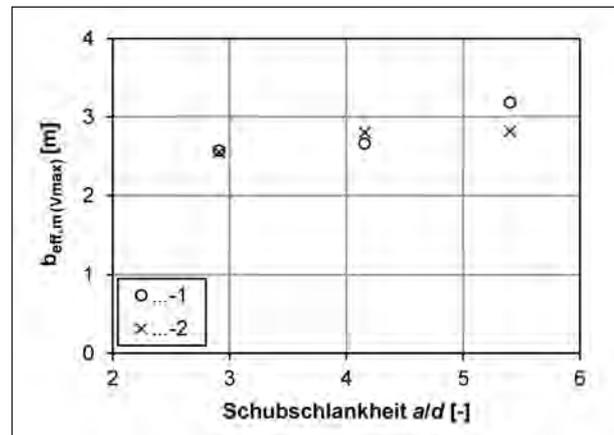


Bild 74: Berechnete mitwirkende Breite $b_{\text{eff},M(\text{max}V)}$ in Abhängigkeit von der Schubslankheit

Versuchskörperbreiten) und S35C (große Schubslankheit) sind kleiner als die vorhandenen Versuchskörperbreiten. Hierbei kann beobachtet werden, dass die berechneten mitwirkenden Plattenbreiten für S35B größer sind als für S25B und die mitwirkende Breite damit mit zunehmender Versuchskörperbreite ebenfalls zunimmt (Bild 73).

Eine mögliche Erklärung hierfür liegt in der durch die größere Plattenbreite ausgeprägten Möglichkeit zur Kraftumlagerung im Zustand II. Eventuell hat auch Betonfestigkeit einen Einfluss auf die sich einstellende mitwirkende Plattenbreite, sodass das Ergebnis durch die Streuung der Betonfestigkeit (niedrigere Festigkeit von S25B, siehe Tabelle 7) etwas verzerrt werden könnte.

In Bild 74 ist die berechnete mitwirkende Breite für die Momentenbeanspruchung $b_{\text{eff},m(V_{\text{max}})}$ in Abhängigkeit von der Schubslankheit für die 3,5 m breiten Versuchskörper aufgetragen. Vermutlich in-

folge der mit zunehmendem Lastabstand ausgeprägteren Querbiegung (Bild 39) steigt mit zunehmender Schubschlankheit die berechnete mitwirkende Breite.

Zusätzlich zu den Stahl-DMS an der Biegezugbewehrung wurden auch Messstellen auf die untere Querbewehrung appliziert. In Bild 75 sind exemplarisch ausgewählte Stahldehnungen für S25B-2 abgebildet.

An den im Abstand von 95 cm zur Auflagerachse (d. h. nahezu in der Lastachse) angeordneten Messstellen direkt unterhalb der Lasteinleitung (SQ2) und am Rand der Lasteinleitungsplatte (SQ4) werden nicht unerhebliche Dehnungen der Querbewehrung gemessen. Im Gegensatz dazu wird die Querbewehrung in einem Abstand von rund 70 cm von der Mittelachse (Messstelle SQ8) nicht mehr aktiviert, obwohl zumindest im Bruchzustand auch in diesem Bereich Quersugrisse entstanden sind. Bei der 30 cm näher zum Auflager angeordneten Messstelle SQ1 nehmen die Dehnungen bedingt durch die später einsetzende Quersugrisbildung infolge der Querbiegung im Vergleich zur Messstelle SQ4 später zu.

Analog zur Auswertung der Stahldehnungen der Längsbewehrung werden auch aus den Stahldehnungen der Querbewehrung über das linearisierte Materialgesetz unter Ansatz der anhand von Baustoffproben ermittelten E-Moduln (Tabelle 8) die Stahlspannungen ermittelt. Die Bilder 76 und 77 zeigen die aus den gemessenen Dehnungen berechneten Stahlspannungen für die Messstelle unterhalb der Lasteinleitungsplatte SQ2 für die verschiedenen Versuchskörperbreiten (Bild 76) bzw. Schubschlankheiten (Bild 77).

Die Kurvenverläufe für die verschiedenen Versuche liegen anders als bei der Messstelle an der Längsbewehrung (vgl. Bilder 70 und 71) sehr eng beieinander. Nur die aus den Stahldehnungen berechneten Spannungen der Messstelle SQ2 bei den Versuchen S35A-1 und S35C-1 weichen vermutlich aufgrund der Rissbildung und/oder einer Schädigung der Messstelle ab einem bestimmten Lastniveau vom ursprünglichen Verlauf ab (Bild 77). Der bei allen Versuchen annähernd gleichbleibende Zusammenhang zwischen aufgebrachtener Last und Beanspruchung der Querbewehrung in Bild 76 lässt auf keinen messbaren Einfluss der Versuchskörperbreite auf die Querverteilung im Bereich der Lasteinleitung schließen. Die jeweils ersten Teilver-

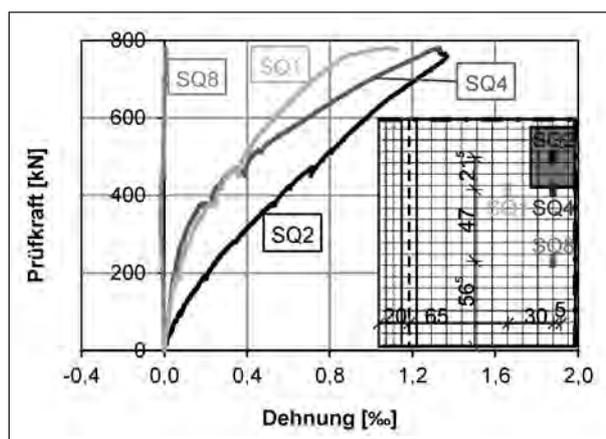


Bild 75: Stahldehnungen für ausgewählte Messstellen an der unteren Querbewehrung für S25B-2

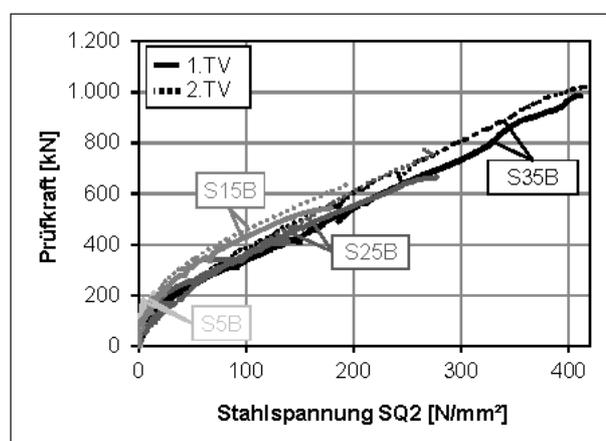


Bild 76: Stahlspannungen für die Messstelle SQ2 in Versuchs-körperquerrichtung unterhalb der Lasteinleitung für die verschiedenen Versuchskörperbreiten

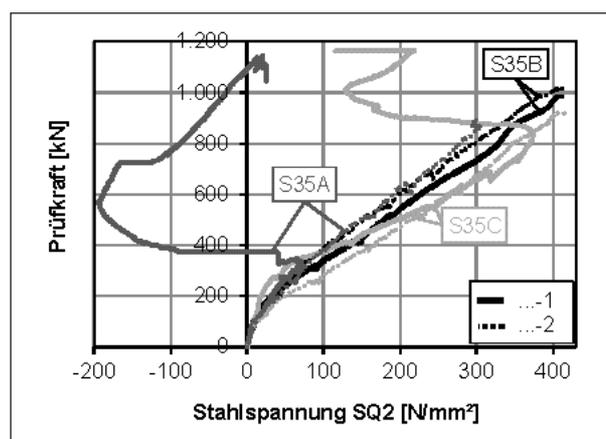


Bild 77: Stahlspannungen für die Messstelle SQ2 in Versuchs-körperquerrichtung unterhalb der Lasteinleitung für die verschiedenen Schubschlankheiten

suche weisen hierbei jedoch durch die infolge der größeren Spannweite größere Verformungsfähigkeit in Längs- und Querrichtung geringfügig größere Stahldehnungen und -spannungen auf als die

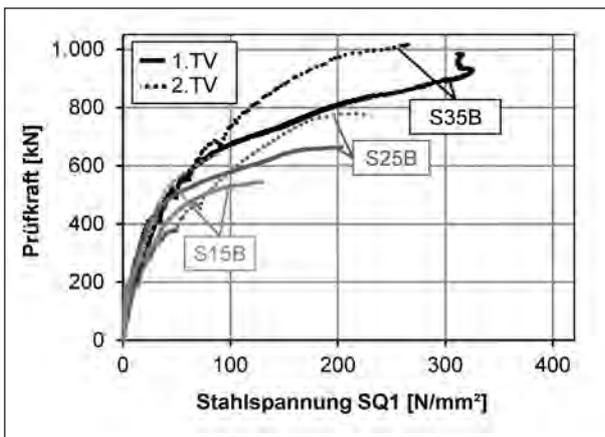


Bild 78: Stahlspannungen für die Messstelle SQ1 (Lage der Messstelle siehe Bild 75) für die verschiedenen Versuchskörperbreiten

zweiten Teilversuche mit kleinerer Spannweite (Bild 76 und 77). Außerdem steigt mit zunehmender Schubschlankheit ebenfalls bedingt durch die größere Querbiegung die Beanspruchung der Querbewehrung leicht an (Bild 77).

Der Einfluss der Spannweite auf die Querschnittsgrissbildung und somit auf den Kurvenverlauf der Stahlspannungen in der Querbewehrung wird bei Betrachtung der 30 cm näher zum Auflager angeordneten Messstelle SQ1 in Bild 78 noch deutlicher. Die Kurvenverläufe der jeweils ersten Teilversuche knicken bedingt durch die infolge der größeren Spannweite größere Verformungsfähigkeit und früher einsetzende Querschnittsgrissbildung im Vergleich zu den Kurvenverläufen der jeweils zweiten Teilversuche deutlich früher und ausgeprägter ab. Der Zeitpunkt des Abknickens der Kurven stimmt hierbei jeweils mit dem Zeitpunkt der im Bereich der Messstelle einsetzenden Querschnittsgrissbildung überein. Ein Anstieg der Bewehrungsbeanspruchung in Querrichtung deutet hierbei jeweils auf eine größere Lastverteilung und somit auf eine größere mitwirkende Plattenbreite hin. Die Einflüsse der Schubschlankheit und der Spannweite werden in den Kapiteln 4.5.6 und 4.5.10 numerisch noch näher untersucht.

3.7.8 Höchstlast

Über den Vergleich der erreichten Höchstlasten mit der mittleren Tragfähigkeit nach Gleichung (2) kann auf die experimentell ermittelte äquivalente Plattenbreite $b_{\text{äq,exp}}$ geschlossen werden. In Tabelle 10 sind die im Versuch erreichten Höchstlasten F_u , die Rechenschritte zur Ermittlung der äquivalenten Plattenbreite für Querkraft $b_{\text{äq,exp}}$ sowie die mittlere

Tragfähigkeit nach DIN-Fachbericht 102 (2009) unter Ansatz der effektiven Breite $b_{\text{eff,H240}}$ nach DAfStb-Heft 240 (1991) tabelliert. Aus der erreichten Höchstlast F_u wird unter Berücksichtigung der Stützweite l und des Lastabstands a die maximale Querkraft $V_{F,u}$ infolge der Einzellast F nach Gleichung (12) ermittelt.

$$V_{F,u} = \frac{l-a}{l} \cdot F_u \quad (12)$$

Die mittlere Tragfähigkeit nach DIN-Fachbericht 102 (2009) je laufenden Meter Plattenbreite b wird nach Gleichung (13) ermittelt. Hierbei wird die charakteristische Druckfestigkeit des Betons f_{ck} zu $f_{c,cyl} - 4 \text{ N/mm}^2$ gemäß Gleichung (14) angenommen.

$$v_{Rm,ct} = \frac{V_{Rm,ct}}{b} \quad (13)$$

mit:

$V_{Rm,ct}$ mittlere Querkrafttragfähigkeit nach Gleichung (2)

$$f_{ck} = f_{c,cyl} - 4 \text{ N/mm}^2 \quad (14)$$

Zur Ermittlung der experimentellen äquivalenten Plattenbreite nach Gleichung (15) wird die maximale Querkraft $V_{F,u}$ infolge der Einzellast F zuzüglich des Querkraftanteils aus dem Eigengewicht der Lasteinleitungsstruktur $V_{G,L}$ (Lasteinleitungsplatte + Kalotte: $G_L = 1,7 \text{ kN}$) mit der auf die Breite bezogenen Querkrafttragfähigkeit nach DIN-Fachbericht 102 (2009) $v_{Rm,ct}$ (Gleichung (13)) abzüglich der Querkraft je laufenden Meter Plattenbreite infolge Eigengewichts v_g verglichen. Für den Querkraftanteil aus Eigengewicht wurde vereinfachend die Querkraft in der Mitte zwischen Auflager und Lasteinleitung (näherungsweise Ort des Querkraftversagens) unter Zugrundelegung einer mittleren Wichte des Stahlbetons von $\gamma_{c,g} = 25 \text{ kN/m}^3$ verwendet.

$$b_{\text{äq,exp}} = \frac{V_{F,u} + V_{G,L}}{v_{Rm,ct} - v_g} \quad (15)$$

Die äquivalente Plattenbreite $b_{\text{äq,exp}}$ entspricht damit der Plattenbreite, für die die experimentell ermittelte Tragfähigkeit mit der mittleren Querkrafttragfähigkeit nach DIN-Fachbericht 102 (2009) übereinstimmt.

In den Bildern 79 und 80 sind die experimentell ermittelten äquivalenten Plattenbreiten $b_{\text{äq,exp}}$ in Ab-

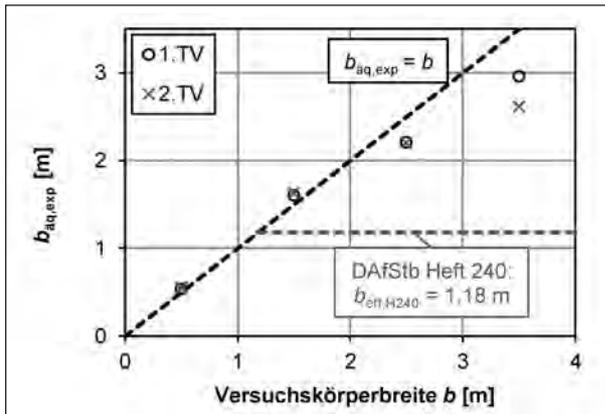


Bild 79: Aus Versuchswerten berechnete äquivalente Breite $b_{\text{äq,exp}}$ in Abhängigkeit von der Versuchskörperbreite

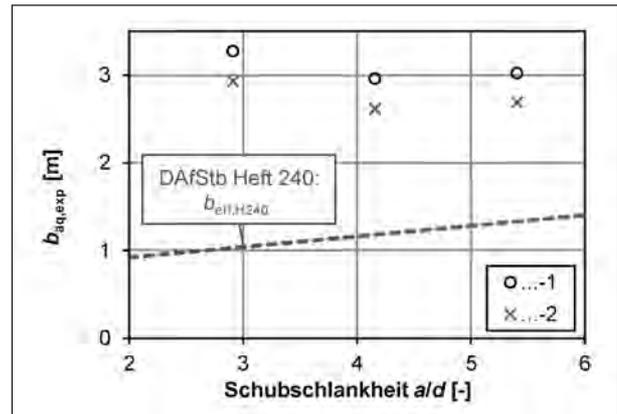


Bild 80: Aus Versuchswerten berechnete äquivalente Breite $b_{\text{äq,exp}}$ in Abhängigkeit von der Schubslankheit

Versuch	F_u	$V_{F,u}$	$V_{Rm,ct}$	v_g	$b_{\text{äq,exp}}$	$b_{\text{eff,H240}}$	$V_{Rm,ct,H240}$
	kN	kN	kN/m	kN/m	m	m	kN
S5B-1	183	137	269	10,5	0,54	0,5	135
S5B-2	215	143	273	5,4	0,54		136
S5B-3	204	136	255	5,4	0,55		127
S15B-1	543	407	266	10,5	1,60	1,18	313
S15B-2	683	425	267	5,4	1,63		315
S25B-1	664	498	237	10,5	2,21	1,18	279
S25B-2	780	520	242	5,4	2,20		286
S35B-1	985	739	261	10,5	2,96	1,18	308
S35B-2	1.024	683	267	5,4	2,62		315
S35C-1	1.166	787	270	9,5	3,02	1,33	360
S35A-1	1.143	876	275	6,4	3,27	1,03	283
S35C-2	924	624	242	9,5	2,69	1,33	322
S35A-2	892	684	240	6,4	2,93	1,03	248

Tab. 10: Versuchsergebnisse, berechnete äquivalente Plattenbreite $b_{\text{äq,exp}}$ und mittlere Querkrafttragfähigkeit $V_{Rm,ct,H240}$ nach DIN Fachbericht 102 (2009) unter Ansatz der effektiven Breite nach DAfStb-Heft 240 (1991)

hängigkeit von der Versuchskörperbreite (Bild 79) bzw. der Schubslankheit (Bild 80) aufgetragen. Zusätzlich sind die effektive Breite $b_{\text{eff,H240}}$ (Gleichung (7)) nach DAfStb-Heft 240 (1991) und in Bild 79 die Winkelhalbierende mit $b_{\text{äq,exp}} = b$ eingezeichnet.

Die äquivalenten Breiten der Versuche an Versuchskörpern mit Breiten von 0,5 und 1,5 m sind bis zu 10 % größer als die tatsächlichen Versuchskörperbreiten. Dies deutet einerseits darauf hin, dass der gewählte Vorfaktor $c_m = 0,18$ für die mittlere Tragfähigkeit zu niedrig angesetzt ist. Andererseits kann davon ausgegangen werden, dass bei diesen

Versuchen die gesamte Versuchskörperbreite zum Abtrag der Last aktiviert wurde. Im Gegensatz dazu ist bei den Versuchskörpern mit $b \geq 2,5$ m die äquivalente Breite kleiner als die vorhandene Versuchskörperbreite, d. h., bei diesen Versuchen wurde nicht die volle Versuchskörperbreite zum Lastabtrag aktiviert. Beim Vergleich der Versuche S25B und S35B ist zu erkennen, dass $b_{\text{äq,exp}}$ bei der breiteren Platte noch zunimmt, obwohl in beiden Fällen nicht die volle Breite aktiviert wurde (Bild 79 und Tabelle 10). Mögliche Ursachen hierfür können entweder die Streuung der Betonfestigkeit sein oder der Einfluss der größeren Plattenbreite, die größere Umlagerungen erlaubt. Die numerischen Unter-

suchungen dieser Parameter in den Kapiteln 4.5.4 und 4.5.5 widerlegen die erste Annahme (Abhängigkeit von der Betonfestigkeit) und bestätigen die zweite Annahme (Abhängigkeit von der Versuchskörperbreite).

Ein Einfluss der Schubslankheit auf die äquivalente Plattenbreite kann aus den experimentellen Querkrafttragfähigkeiten nicht abgelesen werden (Bild 80). Dies liegt vermutlich an den sich überlagernden gegensätzlich wirkenden Einflüssen bei veränderlicher Schubslankheit, die in die Bemessungsgleichung nach DIN-Fachbericht 102 (2009) (Gleichung (1)) nicht einfließen. Während der Lastabtrag über direkte Druckstrebe für kleinere Schubslankheiten zunimmt und somit einen traglaststeigernden Einfluss hat, verringert sich die mitwirkende Plattenbreite bei abnehmender Schubslankheit. Andererseits verbessert sich mit steigender Schubslankheit die Lastumlagerung nach Rissbildung, wie bereits in Kapitel 3.7.3 bei der Auswertung der Plattendickenänderung beschrieben. So fällt die berechnete äquivalente Breite für S35C-1 mit einer Schubslankheit von 5,41 tendenziell zu groß aus. In Kapitel 4.4 wird hierauf im Rahmen der numerischen Versuchsnachrechnung noch näher eingegangen.

Im Vergleich zur effektiven Breite nach DAfStb-Heft 240 (1991) $b_{\text{eff,H240}}$ ergeben sich für die äquivalente Breite bei den Versuchskörpern mit $b \geq b_{\text{eff,H240}}$ deutlich größere Werte (Bilder 79 und 80). Eine Bemessung nach DIN-Fachbericht 102 (2009) unter Ansatz der effektiven Breite nach DAfStb-Heft 240 (1991) führt demnach zu zu konservativen Ergebnissen. Zur Verdeutlichung sind in Tabelle 10 die effektiven Breiten nach DAfStb-Heft 240 (1991) und die sich damit ergebenden Tragfähigkeiten $V_{\text{Rm,ct,H240}}$ nach Gleichung (2) unter Berücksichtigung eines mittleren Vorfaktors $c_m = 0,18$ und einer Abminderung der Betonfestigkeit um 4 N/mm^2 (Gleichung (14)) tabelliert. Außerdem ist das Verhältnis zwischen der experimentellen Querkraft V_u nach Gleichung (16) und der Tragfähigkeit $V_{\text{Rm,ct,H240}}$ in den Bildern 81 und 82 in Abhängigkeit von der Versuchskörperbreite (Bild 81) bzw. der Schubslankheit (Bild 82) aufgetragen. Die maximale Querkraft V_u ergibt sich hierbei als Summe aus der maximalen Querkraft $V_{\text{F,U}}$ infolge der Einzellast F , dem Querkraftanteil aus dem Versuchskörpereigengewicht über die effektive Plattenbreite $b_{\text{eff,H240}}$ und dem Querkraftanteil aus dem Eigen-gewicht der Lasteinleitungskonstruktion $V_{\text{G,L}}$ gemäß Gleichung (16).

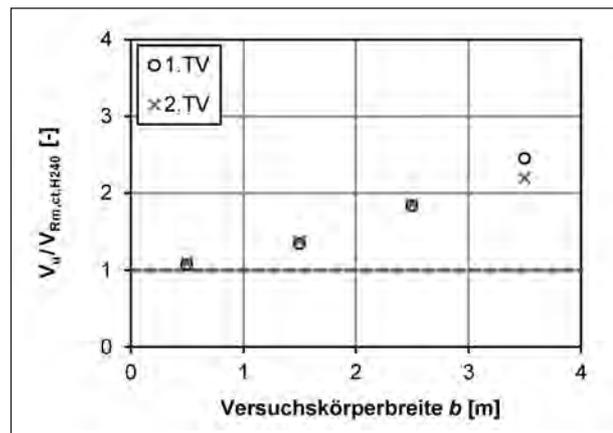


Bild 81: $V_u/V_{\text{Rm,ct,H240}}$ in Abhängigkeit von der Versuchskörperbreite

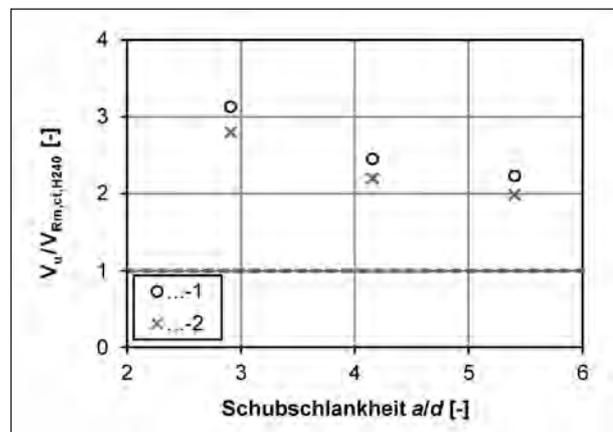


Bild 82: $V_u/V_{\text{Rm,ct,H240}}$ in Abhängigkeit von der Schubslankheit

$$V_u = V_{\text{F,U}} + v_g b_{\text{eff,H240}} + V_{\text{G,L}} \quad (16)$$

Die Querkrafttragfähigkeit nach DIN-Fachbericht 102 (2009) führt unter Ansatz der effektiven Breite nach DAfStb-Heft 240 (1991) mit zunehmender Versuchskörperbreite infolge der Unterschätzung der mitwirkenden Breite zunehmend zu konservativeren Ergebnissen (Bild 81). Mit zunehmender Schubslankheit nimmt das Verhältnis der experimentellen zur rechnerischen Querkrafttragfähigkeit $V_u/V_{\text{Rm,ct,H240}}$ jedoch ab (Bild 82), da die in Ansatz gebrachte effektive Breite nach DAfStb-Heft 240 (1991) mit zunehmender Schubslankheit größer wird (Bild 80), während die experimentellen Tragfähigkeiten bedingt durch die sich überlagernden Einflüsse der direkten Druckstrebe und der mitwirkenden Breite keine ablesbaren Tendenzen zeigen.

3.8 Ergebnisse Kragarmversuche

3.8.1 Versagensform und Bruchbilder

Analog zu den Versuchen an Einfeldplatten wurden auch bei den Kragarmversuchen während der Versuche die entstehenden Risse bei jedem Lastschritt (vgl. Kapitel 3.5.2) dokumentiert und die Rissöffnungen an ausgewählten Stellen mit einem Risslineal gemessen. Während bei den Versuchen an CS35B die ersten parallel zur Auflagerlinie verlaufenden Biegerisse im Bereich über dem lastnahen linienförmig gelagerten Balken erst bei ca. 30 % der Versagenslast entstanden, wurden durch die gleichmäßigere Biegebeanspruchung infolge der linienförmigen Vorlast f_q bei CP35B die ersten Biegerisse bereits bei 5 bis 8 % der maximalen Höchstbelastung $F + f_q \cdot b$ beobachtet. Anders als bei den Versuchen an Einfeldplatten, wo die Biegerisse der breiteren Versuchskörper bei den höheren Laststufen zum Auflager hin abknickten (vgl. Kapitel 3.7.1), blieb die Rissbildung bis zur siebten Laststufe weitgehend parallel zur Auflagerlinie. Erst nach Erreichen der Höchstlast wurden geneigt verlaufende, zum Teil verzweigte Risse um die Lasteinleitungsplatte der Einzellast aufgenommen (Bilder 83 und 84). Hierbei wiesen die Risse bei CS35B-2 infolge der geringeren Biegesteifigkeit durch die Voute eine größere Neigung auf als beim ersten Teilversuch am Kragarm ohne Voute (Bild 83).

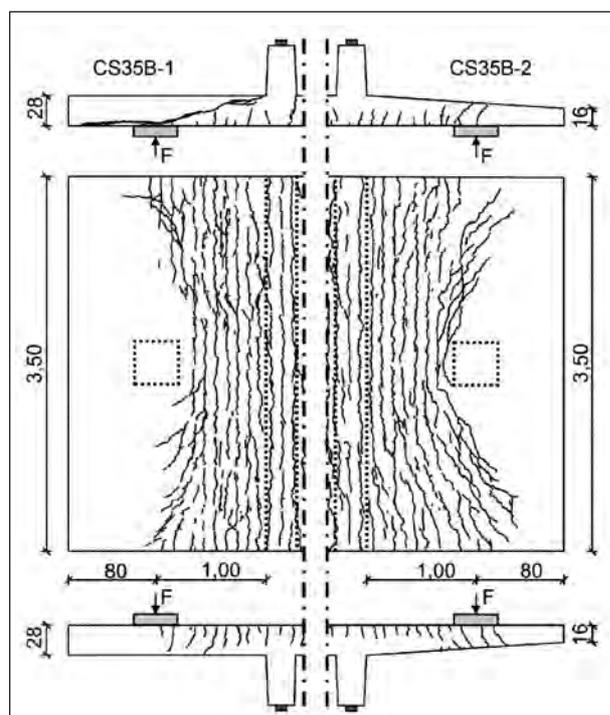


Bild 83: Rissbild CS35B nach Erreichen der Höchstlast: links: CS35B-1, rechts: CS35B-2

Bei den Versuchen an CP35B wurde durch die linienförmige Vorlast ein nahezu abgeschlossenes Rissbild aus parallel verlaufenden Biegerissen hervorgerufen. Diese breiteten sich beim ersten Teilversuch am Kragarm ohne Voute bis zur Hinterkante der Lastplatte und beim zweiten Teilversuch am Kragarm mit Voute bedingt durch die geringere Biegesteifigkeit sogar bis hinter die Lasteinleitungsplatte der Einzellast aus (Bild 84). Wie in den Seitenansichten der Rissbilder 83 und 84 zu erkennen ist, reichten die Biegerisse bei den Versuchen an CP35B mit Vorlast deutlich tiefer als bei den Versuchen an CS35B ohne Vorlast. Die unterschiedliche Biegebelastung machte sich zudem bei den Rissbreiten bemerkbar. So waren die Biegerisse beispielsweise bei CS35B-1 bis zur letzten Messung bei 86 % der maximalen Höchstlast ($F = 488$ kN) mit maximal 0,2 mm kleiner als die 0,3 mm breiten Biegerisse bei CP35B-1 bei $F + f_q \cdot b = 468$ kN, was hier 56 % der maximalen Höchstlast entsprach.

Während der Kragarm ohne Voute, aber mit Vorlast (CP35B-1) schlagartig durch einen durch den gesamten Versuchskörper verlaufenden, an den Seiten sichtbaren (Bild 84, links) Schubriss versagte, war bei den übrigen Versuchen zunächst bei Erreichen der Höchstlast kein Schubriss an den Seitenflächen sichtbar. Ähnlich wie bei den Versuchen an Einfeldplatten gibt auch hier die Versagensform einen Hinweis auf die mitwirkende Breite. Demnach

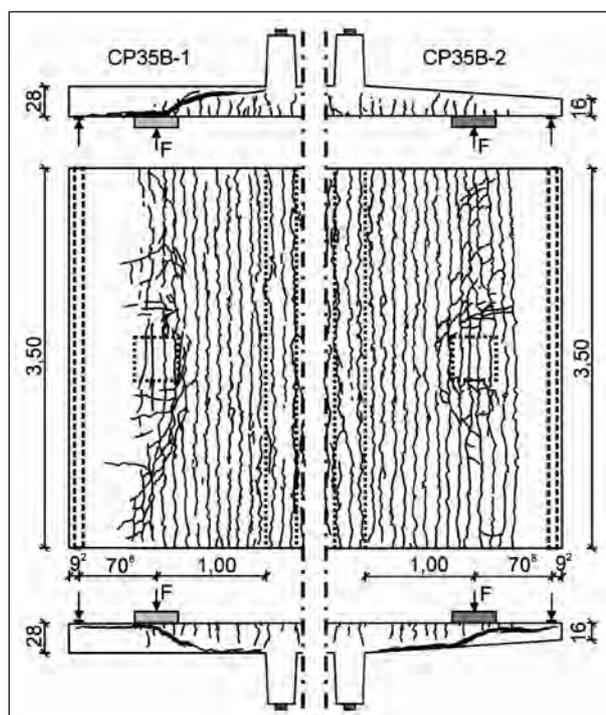


Bild 84: Rissbild CP35B nach Erreichen der Höchstlast: links: CP35B-1, rechts: CP35B-2

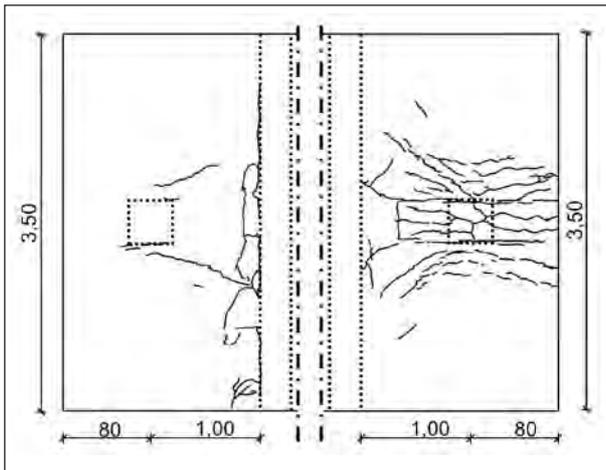


Bild 85: Rissbild Druckzone (Unterseite) CS35B nach Erreichen der Höchstlast: links: CS35B-1 (ohne Voute), rechts: CS35B-2 (mit Voute)

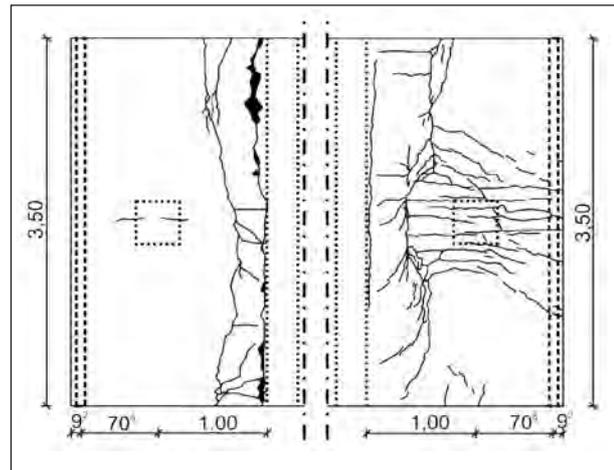


Bild 86: Rissbild Druckzone (Unterseite) CP35B nach Erreichen der Höchstlast: links: CP35B-1 (ohne Voute), rechts: CP35B-2 (mit Voute)

wird bei Versuch CP35B-1, der durch den über die gesamte Breite verlaufenden Schubriss versagte, die gesamte Plattenbreite zum Querkraftabtrag aktiviert, während dies bei den übrigen Versuchen nicht der Fall war. Durch die Ermittlung der äquivalenten Plattenbreite in Kapitel 3.8.6 wird diese Interpretation bestätigt (CP35B-1: $b_{\text{äq,exp}} = 3,34 \text{ m} \approx b = 3,5 \text{ m}$).

Nach Aufbringen weiterer Wegstufen schlug bei den Versuchen CS35B-1 (Bild 83, links) und bei CP35B-2 (Bild 84, rechts) jedoch ein Schubriss von innen nach außen durch (Sekundärversagen). Bei CP35B-2 geschah dies verhältnismäßig langsam, nachdem die Last zunächst auf einem relativ hohen Lastniveau von rund 92 % der Maximallast bei der Aufbringung weiterer Wegstufen gehalten wurde.

Nach Erreichen der Höchstlast wurde auch das Rissbild an der Plattenunterseite dokumentiert. Die Bilder 85 und 86 zeigen die Rissbilder an der Plattenunterseite von CS35B bzw. CP35B, jeweils links vom ersten Teilversuch am Kragarm ohne Voute und rechts vom zweiten Teilversuch am gevouteten Kragarm.

Es ist zu erkennen, dass die Quersgrissbildung in Kragarmlängsrichtung bei den gevouteten Kragarmen jeweils deutlich stärker ausgeprägt war als bei den Kragarmen ohne Voute. Dies ist vermutlich durch die geringere Biegesteifigkeit zu erklären. Während eine ausgeprägtere Querbiegung die seitliche Lastverteilung begünstigt, kann durch tiefe Quersgrisse die Lastumlagerung auf weiter außen liegende Plattenbereiche behindert wer-

den. Außer bei CS35B-2 ist zudem bei allen Versuchen am bzw. vor dem Kragarmanschnitt der in die Druckzone durchschlagende Schubriss erkennbar. Bei CP35B-1 wurde im Bruchzustand ein Abscheren der Druckzone beobachtet (Bild 86).

Analog zu den Versuchen an Einfeldplatten wurden im Anschluss an die Versuche Sägeschnitte angefertigt und das frei gelegte Rissbild im Inneren der Platten dokumentiert. Eine dreidimensionale Darstellung der Rissbilder entlang der Sägeschnitte zeigen die Bilder 87 bis 90. In allen Bildern sind die räumliche Lage und Ausdehnung des Schubrisses zu erkennen. Der Schubriss von CS35B-2 (Bild 88) reicht beispielsweise nicht über die gesamte Plattenbreite, sondern knickt seitlich in die Druckzone ab und bildet so einen halben un-symmetrischen Schubkegel.

Ähnlich wie bei den Versuchen an Einfeldplatten ist zu erkennen, dass sich die Lage des Schubrisses in den Längsschnitten von der Lagerachse zu den Außenseiten verschiebt. Während sich der Schubriss bei den Versuchen an Einfeldplatten von innen nach außen zunehmend weiter Richtung Auflager verlagerte, verschiebt sich der Schubriss bei den Kragarmversuchen an den Außenseiten deutlich weiter in Richtung freies Kragarmende als im Inneren der Platte (Bilder 89 und 90). Da bei CP35B-2 nach Erreichen der Höchstlast noch weitere Wegstufen auf hohem Lastniveau aufgebracht wurden, sind im Inneren des Versuchskörpers weitere Sekundärrisse entstanden, sodass nachträglich die Lage des kritischen Schubrisses nur annähernd bestimmt werden konnte (Bild 90).

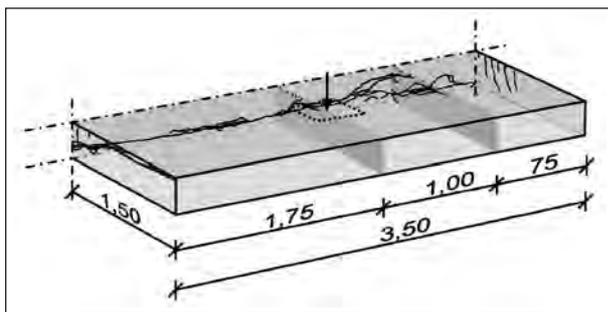


Bild 87: Rissbild Versuch CS35B-1, Sägeschnitte

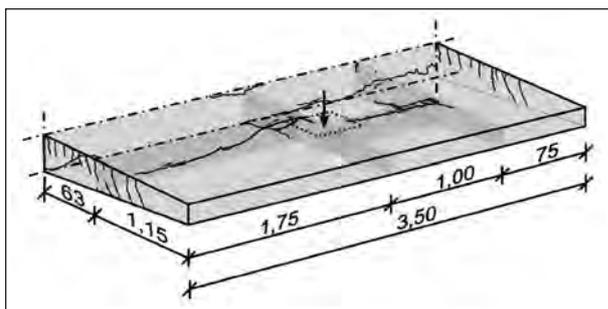


Bild 88: Rissbild Versuch CS35B-2, Sägeschnitte

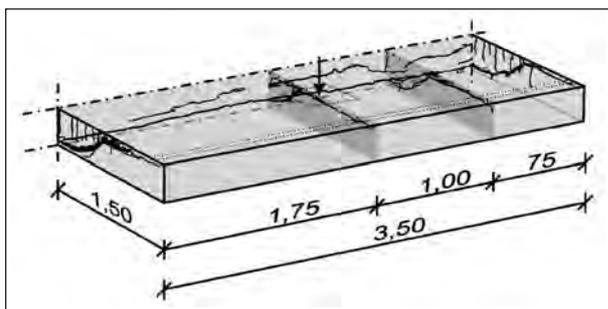


Bild 89: Rissbild Versuch CP35B-1, Sägeschnitte

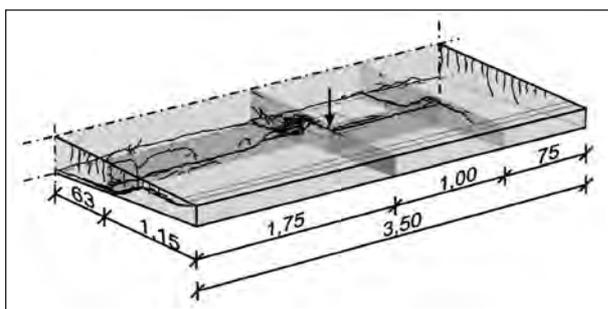


Bild 90: Rissbild Versuch CP35B-2, Sägeschnitte

3.8.2 Verformung

Wie schon bei den Versuchen an Einfeldplatten gibt auch bei den Kragarmversuchen das Last-Verformungsverhalten Aufschluss über das Tragverhalten. In Bild 91 sind beispielsweise die Last-Verformungskurven für CP35B-2 an allen vier Durchbie-

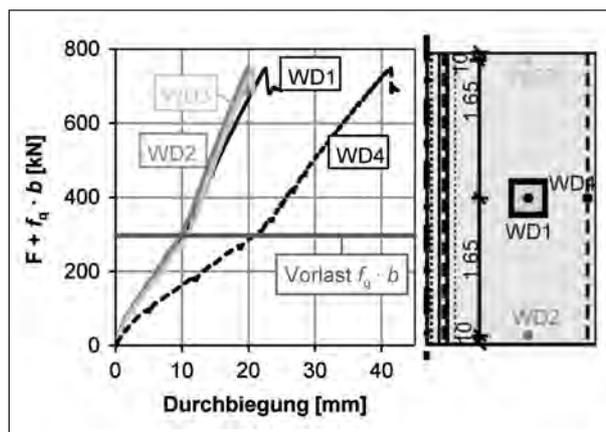


Bild 91: Last-Verformungsdiagramm für CP35B-2

gungsmessstellen dargestellt. Anders als bei den Versuchen an Einfeldplatten und den Versuchen an CS35B (Kragarmversuche ohne Vorlast) ist auf der Vertikalachse nicht alleine die Prüfkraft F , sondern die Summe der Einzellast F und der aus der Vorlast resultierenden Gesamtlast $f_q \cdot b$ aufgetragen. Das Lastniveau, bei dem die Vorlast vollständig aufgebracht ist, wird durch eine horizontale Linie gekennzeichnet.

Die Änderung der Lastaufbringung (Linienlast/Einzellast) ist bei den Last-Verformungskurven durch einen Knick erkennbar, da sich sowohl der Lastort als auch die lastbezogene Steifigkeit ändern. Während die Kragplatte durch die Linienlast gleichmäßig je Meter Plattenbreite zum Lastabtrag aktiviert wird, werden die äußeren Plattenbereiche durch die Einzellast weniger belastet als die mittleren. Dies bestätigt auch der Vergleich der Last-Verformungskurven für die Messstellen WD1, WD2 und WD3. Während bis zur vollständigen Lastaufbringung der Vorlast alle drei Messstellen nahezu dieselbe Verformung aufweisen, erfährt die unterhalb der Lasteinleitungsplatte liegende Messstelle WD1 durch die Einzellast eine größere Zusatzverformung als die nahe des Plattenrandes liegenden Messstellen WD2 und WD3. Der im Vergleich zur Messstelle WD1 zusätzliche Durchbiegungszuwachs der nahe am Kragarmende liegenden Messstelle WD4 ist durch die mit der Durchbiegung des Kragarms einhergehende Verdrehung zu begründen. Anhand der Last-Verformungsverläufe im abfallenden Ast lässt sich auch das in Kapitel 3.8.1 beschriebene Versagensverhalten im Nachbruchbereich ablesen.

Im Vergleich zu den Verformungen der Versuche mit Vorlast (z. B. CP35B-2: Bild 91) fallen die absoluten Durchbiegungen der Versuche ohne Vorlast (z. B. CS35B-2: Bild 92) durch die geringere Biege-

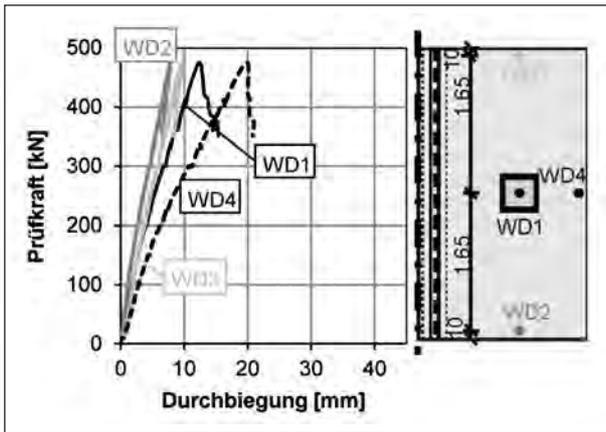


Bild 92: Last-Verformungsdiagramm für CS35B-2

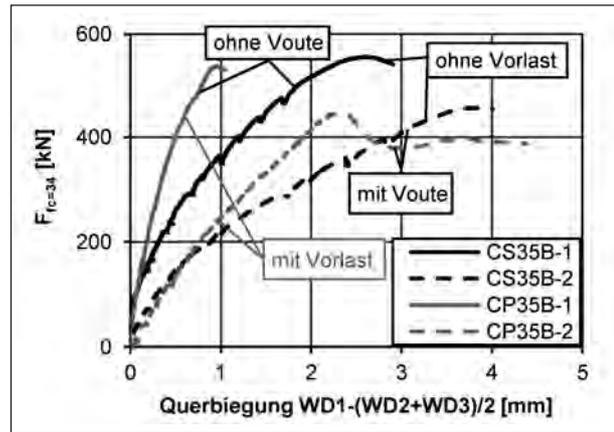


Bild 95: Querbiegung $WD1 - (WD2 + WD3)/2$ in Abhängigkeit der auf eine Betondruckfestigkeit $f_c = 34 \text{ N/mm}^2$ normierten Prüfkraft $F_{f_c=34}$

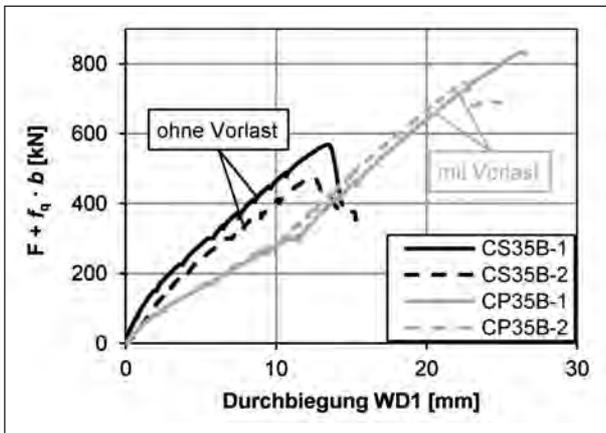


Bild 93: Last-Verformungsdiagramm der Messstelle WD1 direkt unterhalb der Lasteinleitung in Abhängigkeit der gesamten Prüfkraft $F + f_q \cdot b$

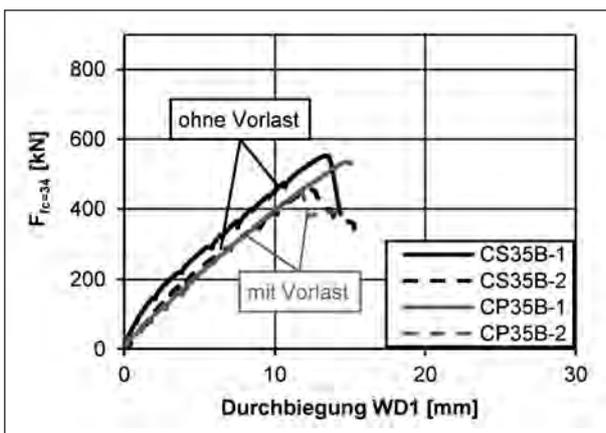


Bild 94: Last-Verformungsdiagramm der Messstelle WD1 direkt unterhalb der Lasteinleitung in Abhängigkeit der normierten Einzellast $F_{f_c=34}$

beanspruchung erwartungsgemäß geringer aus. Gleichzeitig wächst jedoch der Durchbiegungsunterschied zwischen der Messstelle WD1 unterhalb der Lasteinleitungsplatte und den am Versuchskörperperrand liegenden Messstellen WD2 und WD3,

was bei den Versuchen an Einfeldplatten als Maß für die Querbiegung definiert wurde (vgl. Kapitel 3.6.2). Während der maximale Durchbiegungsunterschied beispielsweise bei CP35B-2 2,4 mm beträgt, ist er bei CS35B-1 mit im Mittel 3,8 mm 60 % größer.

In Bild 93 sind die Durchbiegungen an der Messstelle WD1 unterhalb der Lasteinleitungsplatte für alle vier Kragarmversuche gegen die gesamte Prüfkraft $F + f_q \cdot b$ aufgetragen. Auffällig ist, dass die Last-Verformungskurven unabhängig von der aufgetragenen Vorlast bei der Aufbringung der Einzelast F einen annähernd parallelen Verlauf annehmen. So scheinen die Last-Verformungskurven der Versuche an CP35B lediglich um die Durchbiegung infolge der Vorlast $f_q \cdot b$ parallel verschoben.

Bild 94 zeigt die Last-Verformungskurven in Abhängigkeit der auf eine einheitliche Betonfestigkeit von $f_c = 34 \text{ N/mm}^2$ normierten Einzellast F ($F_{f_c=34} = F \cdot 34^{1/3} / f_{c,cyl}^{1/3}$). Durch die Eliminierung der Vorlast $f_q \cdot b$ sowie der zugehörigen Durchbiegung wird deutlich, dass die Last-Verformungskurven der Versuche mit bzw. ohne Vorlast infolge der Einzellast F tatsächlich einen nahezu identischen Verlauf aufweisen. Lediglich CS35B-1 weist infolge der großen Biegesteifigkeit (keine Voute) eine etwas höhere Anfangssteifigkeit im Zustand I (1. TV = ungerissen; keine Vorschädigung) auf. Auch die erreichten Höchstlasten scheinen nahezu unabhängig von der zusätzlich aufgetragenen Vorlast am Kragarmende zu sein, wobei die Kragarme ohne Voute jeweils eine etwas größere Tragfähigkeit aufwiesen als die gevouteten Kragarme. Näheres hierzu folgt in Kapitel 3.8.6 bei der Auswertung der Höchstlast.

Nimmt man analog zur Auswertung der Versuche an Einfeldplatten in Kapitel 3.6.2 den Durchbiegungsstich (Differenz zwischen der Durchbiegung in der Mittelachse und der gemittelten Durchbiegung an den Außenseiten) als Maß für die Querbiegung, so kann in Bild 95 der Einfluss der Voute und der Vorlast auf die Querbiegung in Abhängigkeit von der normierten Einzellast $F_{fc=34}$ abgelesen werden. Sowohl die größere Biegesteifigkeit der Kragarme ohne Voute als auch die Aufbringung einer Vorlast am Kragarmende führen zu einer Verminderung der Querbiegung.

3.8.3 Messung der Plattendicke

Analog zur Auswertung der Versuche an Einfeldplatten wird auch für die Kragarmversuche aus der Messung der Plattendicke auf die Rissentwicklung und den Rissfortschritt im Inneren der Platte und somit auf die zum Lastabtrag für Querkraft aktivierte Plattenbreite geschlossen. Anders als bei den Versuchen an Einfeldplatten, die bei Erreichen der Höchstlast teilweise Änderungen der Plattendicke von mehreren Millimetern aufwiesen, blieb bei den Kragarmversuchen die Änderung der Plattendicke bis zum Erreichen der Höchstlast mit weniger als 0,5 mm relativ gering. Aufgrund des statischen Systems des Kragarms waren die Versuchskörper offensichtlich nicht in der Lage, die Last bei größeren Änderungen der Plattendicke, d. h. bei fortgeschrittener Rissbildung im Inneren der Platte, weiter abzutragen oder gar zu steigern. Eine signifikante Lastumlagerung war demnach nicht möglich. Der Ort mit der größten Änderung der Plattendicke bei Erreichen der Höchstlast war hierbei abhängig von der Kragarmgeometrie. Während bei den Kragarmen ohne Voute die größte Änderung der Plattendicke im auflagernahen Schnitt (Schnitt 30 cm vor Kragarmanschnitt) gemessen wurde, war die Änderung der Plattendicke bei den gevouteten Kragarmen im lastnahen Schnitt (65 cm vor Kragarmanschnitt, siehe Bild 22, unten) am größten. Hieraus kann abgeleitet werden, dass sich der Schubriß bei den gevouteten Kragarmen näher an der Last, also in dem Bereich mit kleinerer Plattendicke, gebildet hat. Dies wird teilweise durch die Auswertung der Sägeschnitte bestätigt (vgl. Kapitel 3.8.6, Tabelle 11).

In den Bildern 96 und 97 sind exemplarisch die Änderungen der Plattendicken der 65 cm parallel zum Kragarmanschnitt angeordneten Messstellen von CS35B-1 und CP35B-2 gegen die gesamte aufge-

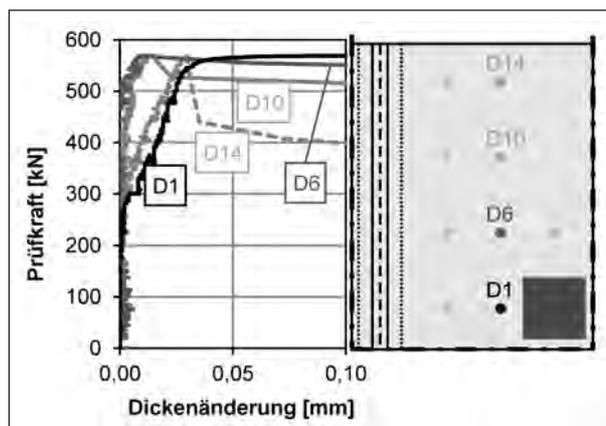


Bild 96: Dickenänderungen der im Abstand von 65 cm vor dem Kragarmanschnitt angeordneten Messstellen für CS35B-1

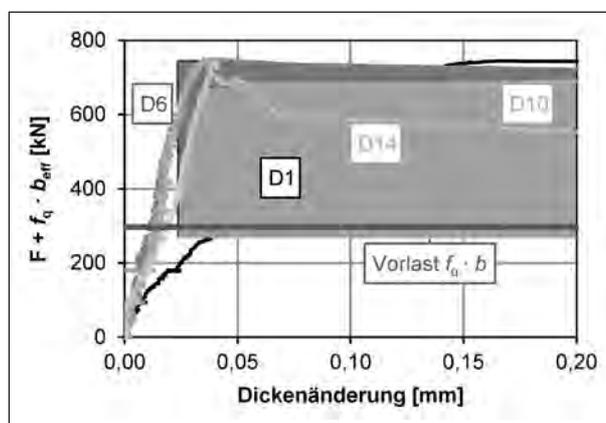


Bild 97: Dickenänderungen der im Abstand von 65 cm vor dem Kragarmanschnitt angeordneten Messstellen für CP35B-2 (Lage Messstellen siehe Bild 96)

brachte Prüfkraft aufgetragen. Durch Auswertung der Dickenmessungen kann die zeitliche und räumliche Ausbreitung des Schubrisses ermittelt werden.

Bei beiden Versuchen trat zunächst im mittleren Bereich des Versuchskörpers vor der Last (Messstelle D1) eine größere Änderung der Plattendicke auf, was auf den Beginn einer Schubrißbildung hinweist. Diese Änderung der Plattendicke war bei CP35B-2 deutlich ausgeprägter als bei CS35B-1. Während bei CP35B-2 (Bild 97) alle übrigen Messstellen in dieser Messachse bis zum Erreichen der Höchstlast eine deutlich kleinere Änderung der Plattendicke aufweisen als Messstelle D1, sind die Messwerte der Messstellen D1 (Plattenmitte) und D14 (Plattenrand) bei CS35B-1 (Bild 96) bis kurz vor Erreichen der Höchstlast nahezu identisch. Anders als bei Messstelle D14 öffnet sich in der Mitte der Platte bei Messstelle D1 bei relativ hohem Lastniveau ein Riss, während die Messstelle D14 an

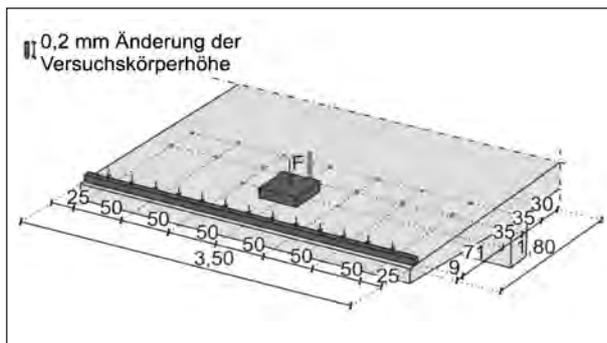


Bild 98: Dickenänderungen bei einer Höchstlast von $F + f_q \cdot b = 748 \text{ kN}$ für CP35B-2

der Außenseite erst nach Überschreiten der maximalen Tragfähigkeit und Aufbringen weiterer Wegstufen größere Änderungen der Plattendicke aufzeichnet. Bei beiden Versuchen ist demnach gut zu erkennen, wie sich die Öffnung des Versagensrisse von innen nach außen fortpflanzt.

Nimmt man die Breite des Schubrisse bei Erreichen der Höchstlast als Anhaltspunkt für die mitwirkende Plattenbreite für Querkraft, scheint bei den Kragarmversuchen im Vergleich zu den Versuchen an Einfeldplatten eine deutlich kleinere Breite zum Abtrag der Last mitzuwirken. Während sich die Bereiche mit größeren Änderungen der Plattendicke bei den Kragarmen der Plattenbalken in der Regel auf eine Messstelle in der Plattenmitte beschränken, waren es bei den Versuchen an Einfeldplatten meist mindestens drei jeweils 50 cm voneinander entfernt liegende Messstellen. Dies wird auch bei Vergleich der 3D-Ansichten von beispielsweise CP35B-2 (Bild 98) im Vergleich zu den Versuchen S25B-1, S35B-1 und S35C-1 (Bilder 44, 47 und 49 in Kapitel 3.7.3) deutlich.

Das beschriebene Risswachstum von der Plattenmitte nach außen kann durch die 3D-Ansichten der Versuche besser verdeutlicht werden. Bei Erreichen der Höchstlast von $F + f_q \cdot b = 748 \text{ kN}$ wird nur bei Messstelle D1 direkt vor der Einzellast eine größere Änderung der Plattendicke gemessen; bei allen anderen Messstellen beträgt die Änderung weniger als 0,04 mm (Bild 98). Nach Überschreiten der Höchstlast wurden noch weitere Wegstufen auf einem Lastniveau von ca. 92 % der maximalen Höchstlast ($F + f_q \cdot b = 688 \text{ kN}$) aufgebracht, die durch Öffnen des Schubrisse Dickenänderungen von bis zu 4 mm ergaben (Bild 99).

Beim Aufbringen weiterer Wegstufen pflanzt sich der Schubrisse schließlich weiter nach außen fort, bis er an einer Seitenfläche sichtbar wurde

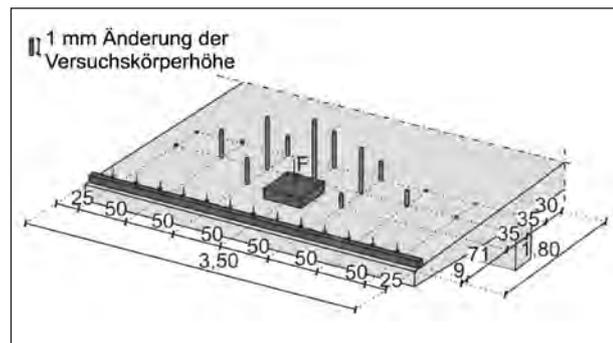


Bild 99: Dickenänderungen nach Überschreiten der Höchstlast bei $F + f_q \cdot b = 688 \text{ kN}$ für CP35B-2

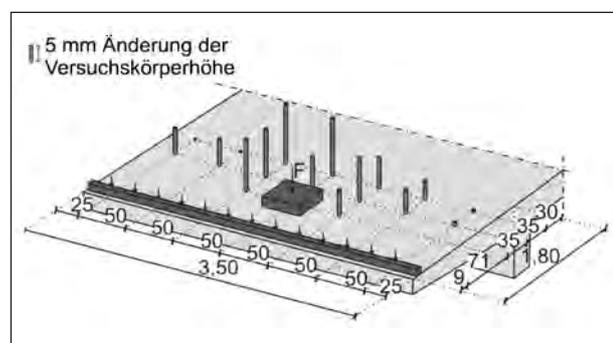


Bild 100: Dickenänderungen bei einer Resttragfähigkeit von $F + f_q \cdot b = 275 \text{ kN}$ für CP35B-2

(vgl. Bild 84). Bei einer Resttragfähigkeit von 275 kN wurden schließlich Änderungen der Plattendicke von bis zu 20 mm gemessen (Bild 100). Der Maßstab der Säulenhöhe erhöht sich hierbei jeweils um den Faktor 5 zwischen den Bildern 98, 99 und 100.

3.8.4 Betondehnungen/Beton-DMS

Analog zu den Versuchen an Einfeldplatten wurden auch bei den Kragarmversuchen die Betondehnungen in der Druckzone durch Beton-Dehnmessstreifen (DMS) erfasst. In Bild 101 sind beispielhaft die Messwerte der in Versuchskörperlängsrichtung angeordneten Beton-DMS für CP35B-1 dargestellt. Bis auf Messstelle BL7 zeigen alle Messstellen im Abstand von 30 bzw. 65 cm zur Auflagerachse unter der Vorlast von 297,5 kN nahezu identische Betonstauchungen an. Beim Aufbringen der Einzellast wurden an den Messstellen erwartungsgemäß unterschiedliche Änderungen der Betonstauchungen gemessen. Ähnlich wie bei den Versuchen an Einfeldplatten (vgl. Kapitel 3.7.5) konnte allerdings kein eindeutiger Zusammenhang zwischen der Größe der Betonstauchung und dem seitlichen Abstand von der Lastachse festgestellt werden.

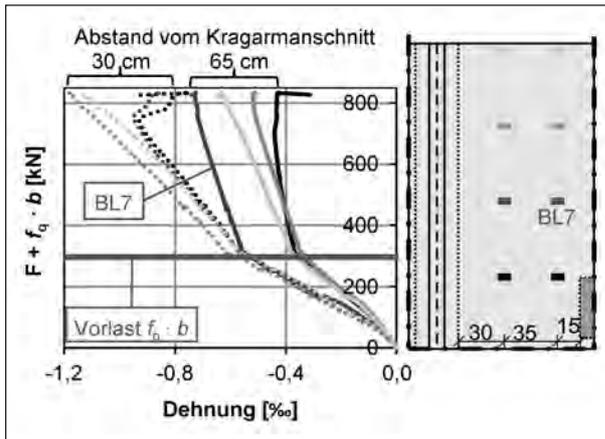


Bild 101: Betonlängsdehnungen für CP35B-1, linke Versuchskörperhälfte

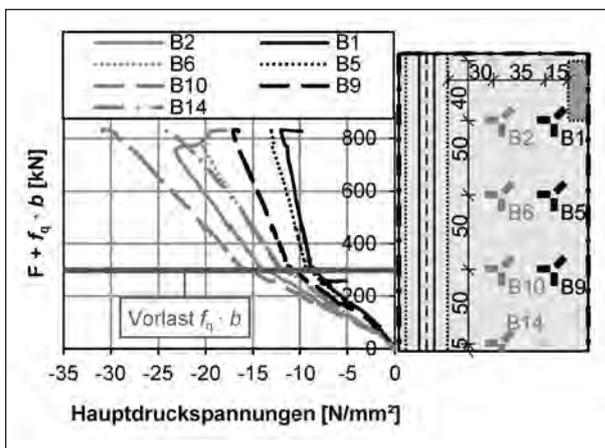


Bild 102: Hauptdruckspannungen für CP35B-1, rechte Versuchskörperhälfte

Die Anordnung der Beton-DMS als Rosette ermöglicht die Auswertung der Hauptspannungen und des Druckstrebenwinkels (vgl. Kapitel 3.6.5 und 3.7.5). In Bild 102 sind die aus den Messwerten der Beton-DMS-Rosetten berechneten Hauptdruckspannungen für CP35B-1 gegen die Gesamtprüfkraft $F + f_q \cdot b$ aufgetragen. Anders als auf der linken Versuchskörperhälfte (vom Auflager zur Last gesehen, Bild 101) wurden auf der rechten Versuchskörperhälfte schon bei Aufbringung der Vorlast unterschiedliche Dehnungen bzw. Stauchungen an den verschiedenen Messstellen gemessen, die unterschiedliche Hauptdruckspannungen ergeben (Bild 102). Während bei den Messstellen im Abstand von 65 cm zum Kragarmanschnitt die Hauptdruckspannungen mit zunehmendem seitlichem Abstand von der Lasteinleitung zunahm, ist bei den Messstellen im Abstand von 30 cm zum Kragarmanschnitt keine eindeutige Abhängigkeit der Hauptdruckspannungen vom seitlichen Abstand zur Lasteinleitung erkennbar.

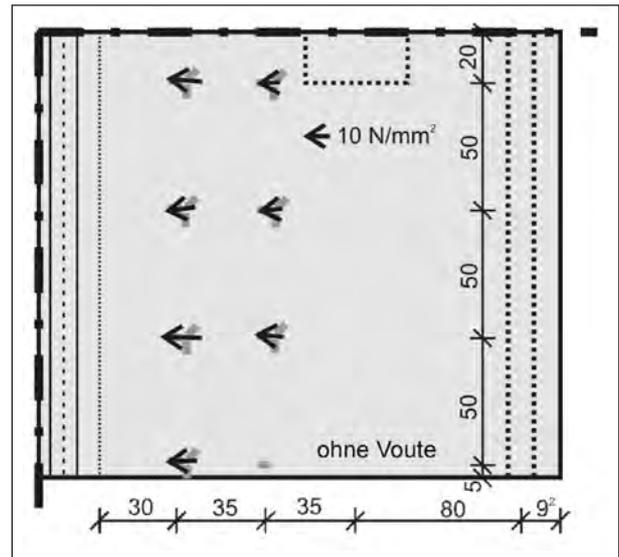


Bild 103: Aus Messwerten der Beton-DMS berechnete Richtungen der Hauptdruckspannungen auf der Plattenunterseite für CP35B-1 (bei $f_q \cdot b = 297,5$ kN)

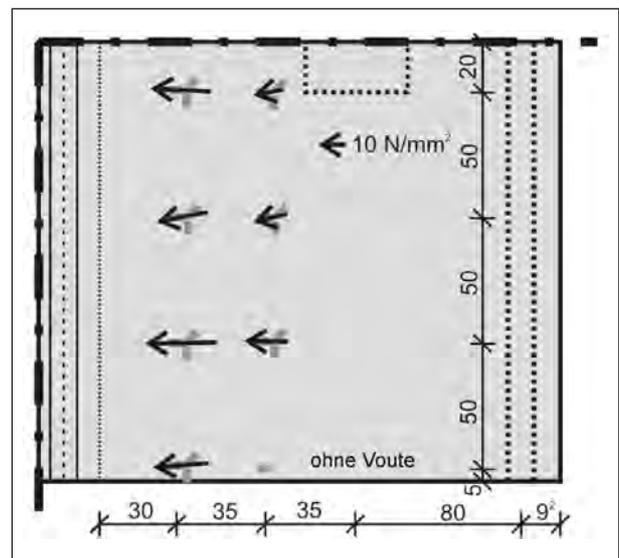


Bild 104: Aus Messwerten der Beton-DMS berechnete Richtungen der Hauptdruckspannungen auf der Plattenunterseite für CP35B-1 (bei $F + f_q \cdot b = 450$ kN + 297,5 kN)

Die Richtungen der Hauptdruckspannungen nach Aufbringen der Vorlast bzw. bei ca. 90 % der maximalen Gesamtlast ($F + f_q \cdot b = 450$ kN + 297,5 kN) von CP35B-1 sind in den Bildern 103 bzw. 104 durch Pfeile gekennzeichnet. Die Länge der Pfeile ist hierbei proportional zur Größe der Hauptdruckspannungen. Während die Hauptdruckspannungen nach Aufbringung der Vorlast aufgrund der über die Versuchskörperbreite gleichmäßigen Belastung erwartungsgemäß annähernd parallel zum Versuchskörpertrand verlaufen (Bild 103), werden die Richtung und Größe der Hauptdruckspannungen durch

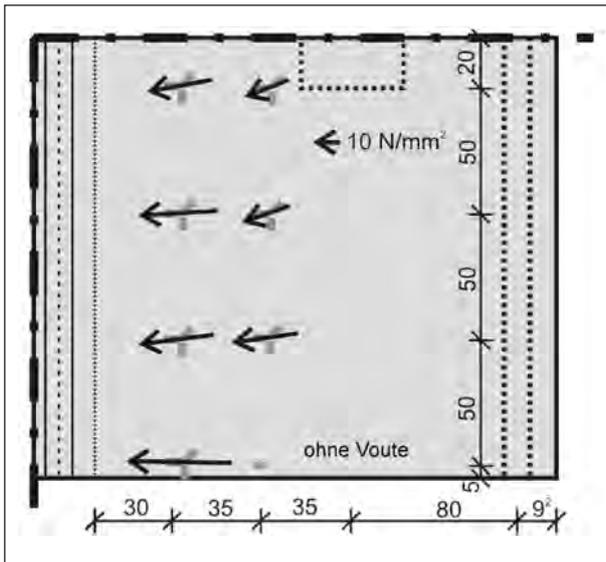


Bild 105: Aus Messwerten der Beton-DMS berechnete Richtungen der Hauptdruckspannungen auf der Plattenunterseite für CP35B-2 (bei $F + f_q \cdot b = 450 \text{ kN} + 297,5 \text{ kN}$)

die Einzellast maßgebend beeinflusst (Bild 104). Bei CP35B-2 ergeben sich für dasselbe Lastniveau durch die geringere Plattendicke infolge der Voutung deutlich größere Betondruckspannungen (Bild 105).

3.8.5 Betonstahldehnungen

Wie bei den Versuchen an Einfeldplatten geben die Stahldehnungen der Biegebewehrung Aufschluss über die Biegebeanspruchung und die Verteilung der inneren Momente. In Bild 106 sind die Stahldehnungen der Längsbewehrung am Kragarmanschnitt für CP35B-1 bei Aufbringung der Vorlast aufgetragen. Die annähernd gleichen Stahldehnungen an allen Messstellen bestätigen die gleichmäßige Biegebeanspruchung über die Versuchskörperbreite.

In Bild 107 sind die Stahldehnungen der Längsbewehrung im Abstand von 30 cm vom Kragarmanschnitt für CS35B-2 dargestellt.

Die Stahldehnungen nahmen im ungerissenen Zustand zunächst an allen Messstellen gleichmäßig zu. Für kleine Belastungen stellte sich somit im ungerissenen Zustand eine gleichmäßige Momentenbeanspruchung über die gesamte Versuchskörperbreite ein. Bei Auswertung der mitwirkenden Plattenbreite analog zu Kapitel 3.7.7, Bild 72, entspricht somit in diesem Lastbereich die gesamte Plattenbreite der mitwirkenden Plattenbreite. Nach der Biegerissbildung änderte sich die Momentenverteilung

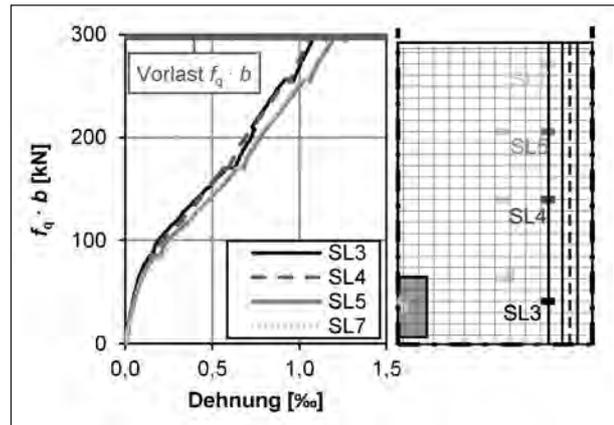


Bild 106: Stahldehnungen der Längsbewehrung am Kragarmanschnitt für CP35B-1

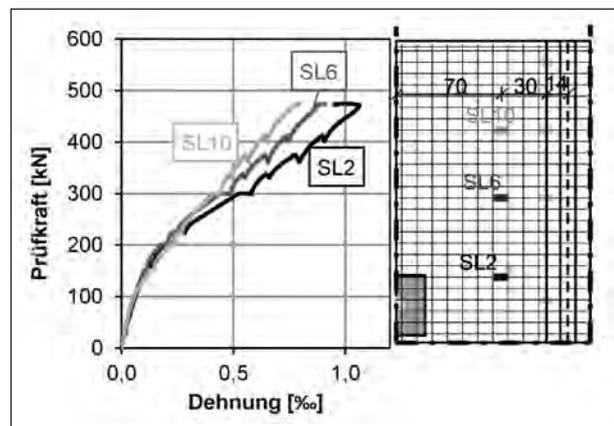


Bild 107: Stahldehnungen der Längsbewehrung im Abstand von 30 cm zum Kragarmanschnitt für CS35B-2

lung über die Versuchskörperbreite, wie die von innen (SL2) nach außen (SL6, SL10) abnehmenden Stahldehnungen belegen. Die zunehmend ungleichmäßigere Momentenverteilung deutet auf eine abnehmende mitwirkende Breite bei steigender Belastung hin.

Bild 108 zeigt die aus den Dehnungen in der Lastachse am Kragarmanschnitt (Messstelle SL3, siehe Bild 106) und aus Baustoffproben ermittelten E-Moduln (Tabelle 8) berechneten Stahlspannungen für die verschiedenen Versuche. Die maximalen Stahlspannungen liegen mit rund 400 N/mm^2 weit unter der Streckgrenze des verwendeten hochfesten Stahls. Da die Messungen der Stahldehnungen an der Messstelle SL3 bei drei der vier Kragarmversuche vermutlich infolge der Rissbildung oder durch auf die Messstelle drückende Zuschlagkörner zum Teil schon frühzeitig gestört wurden, wird an dieser Stelle auf eine Auswertung der mitwirkenden Plattenbreite für Biegung analog Kapitel 3.7.7 verzichtet.

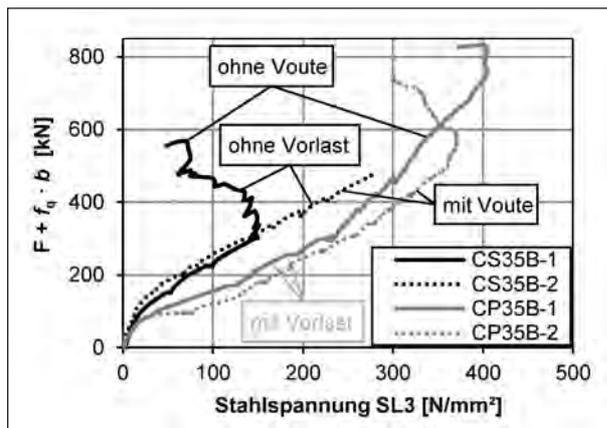


Bild 108: Stahlspannungen für die Messstelle SL3 für die verschiedenen Versuche (Lage der Messstelle siehe Bild 106)

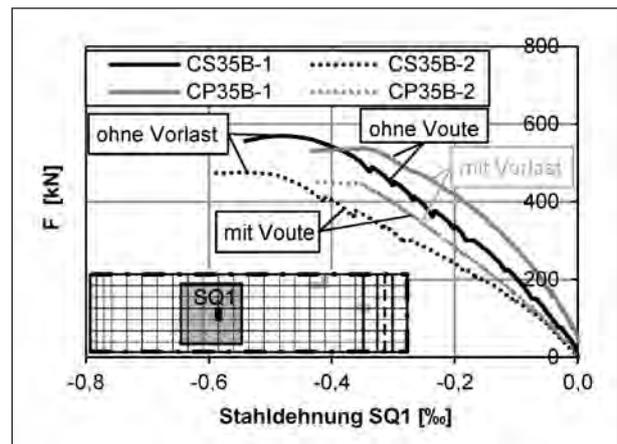


Bild 110: Stahldehnungen für die Messstelle in Versuchskörperquerrichtung unterhalb der Lasteinleitung (SQ1) in Abhängigkeit von der Einzellast F

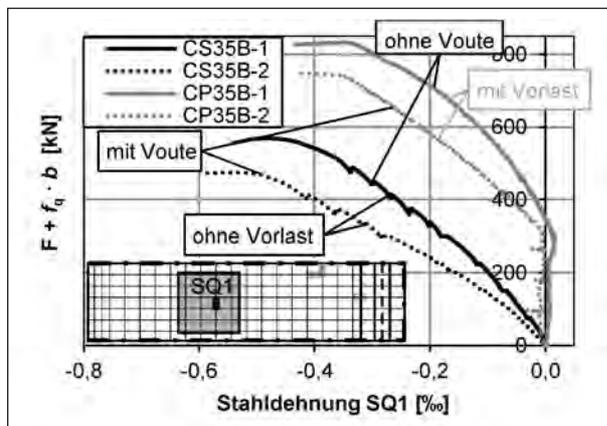


Bild 109: Stahldehnungen für die Messstelle in Versuchskörperquerrichtung unterhalb der Lasteinleitung (SQ1) in Abhängigkeit von der Gesamtlast $F + f_q \cdot b$

Zusätzlich zu den Stahl-DMS an der Biegezugbewehrung wurden auch Messstellen auf die obere Querbewehrung appliziert. Bild 109 zeigt die gemessenen Stahldehnungen für die Messstelle unterhalb der Lasteinleitungsplatte SQ1 für die verschiedenen Versuche. Anders als bei den Versuchen an Einfeldplatten (Bild 76) unterscheiden sich die Kurvenverläufe für die verschiedenen Versuche. Bei den Versuchen an CP35B werden erwartungsgemäß beim Aufbringen der Vorlast ($f_q \cdot b = 297,5 \text{ kN}$) keine Dehnungen oder Stauchungen in Querrichtung gemessen. Erst beim Aufbringen der Einzellast erfährt die Querbewehrung an der Messstelle SQ1 infolge Querbiegung eine Stauchung.

Um die Querbiegung der einzelnen Versuche besser vergleichen zu können, sind die Stahldehnungen der Messstelle SQ1 in Bild 110 allein gegen die Einzellast F aufgetragen. Analog zur Auswertung der Verformungsunterschiede (Bild 95) deutet auch die Stahldehnung an der Messstelle SQ1 auf eine

größere Querbiegung der beiden gevouteten Kragarme im Vergleich zu den Kragarmen ohne Voute hin. Zusätzlich führt die Aufbringung der Vorlast am Kragarmende zu einer Verminderung der Querbiegung und somit zu einer geringeren Stauchung.

3.8.6 Höchstlast

Vergleich der Tragfähigkeiten

In Bild 111 und Tabelle 11 sind die in den Versuchen erreichten Höchstlasten $F_{u+G,L}$ und die zugehörigen über die Versuchskörperbreite $b = 3,5 \text{ m}$ wirkenden Vorlasten $f_{q+g,L}$ infolge der Einzellast F bzw. der Vorlast f_q und des Eigengewichts der zugehörigen Lasteinleitungsstrukturen ($G_L = 1,7 \text{ kN}$; $g_L = 1,4 \text{ kN/m}$) dargestellt bzw. aufgelistet. Es fällt auf, dass die Versuche an den Kragarmen von CP35B trotz der zusätzlich aufgebrauchten Vorlast nahezu die gleichen maximalen Einzellasten erreichten wie die entsprechenden Versuche an CS35B ohne Vorlast. Demnach wird die maximale Querkrafttragfähigkeit insgesamt deutlich durch das Aufbringen einer Vorlast erhöht. Die höhere Tragfähigkeit von CP35B gegenüber CS35B infolge der Vorlast wirft die Frage auf, ob dies aus einer Vergrößerung der mitwirkenden Plattenbreite infolge der zusätzlichen Biegebeanspruchung resultiert oder aber aus dem im Bemessungsansatz nach Gleichung (1) bzw. (2) nicht eindeutig erfassten Einfluss der Biegedruckzone. Da die ungerissene Druckzonenhöhe durch den Faktor $(100 \cdot \rho_l)/3$ und damit allein durch den Längsbewehrungsgrad ρ_l in den Bemessungsansatz nach DIN-Fachbericht 102 (2009) eingeht, wird die unterschiedliche Biegeausnutzung des Querschnitts infolge der Vor-

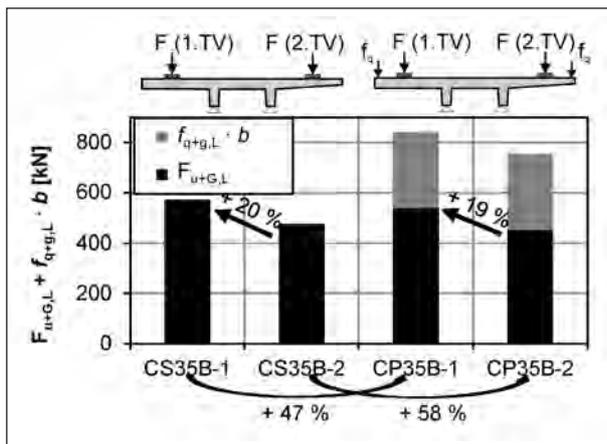


Bild 111: Höchstlasten $F_{u+G,L}$ und zugehörige über die Versuchskörperbreite b wirkende Vorlasten $f_{q+g,L} \cdot b$

last wegen des konstant bleibenden Längsbewehrungsgrades nicht erfasst. Da unabhängig von der Voutung bei Aufbringung einer Vorlast eine Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit resultiert, müsste entweder die Abminderung von V_{ccd} unabhängig von der Bauteilgeometrie erfolgen oder aber der günstig wirkende Einfluss der Biegebeanspruchung muss anderweitig, wie z. B. durch Vergrößerung der rechnerisch mitwirkenden Plattenbreite, erfasst werden.

Die maximal erreichten Einzellasten der jeweils ersten Teilversuche an den Kragarmen ohne Voute waren unabhängig von der aufgebrachten Vorlast jeweils etwa 20 % größer als die entsprechenden maximalen Einzellasten in den zweiten Teilversuchen mit gevouteten Kragarmen. Der Vergleich des Bauteilwiderstandes am Kragarmanschnitt für Platten mit und ohne Voute gibt somit keinen Hinweis auf eine berechtigte Abminderung der einwirkenden Querkraft um den Vertikalanteil der geneigten Druckstrebe gemäß Gleichung (5). Die verminderte Tragfähigkeit der gevouteten Kragarme ist unter anderem auf die kleinere statische Nutzhöhe in der maßgebenden Bruchzone zurückzuführen, sodass die Lage des maßgebenden Bemessungsschnittes zu untersuchen ist. Da der rechnerische Bauteilwiderstand der Kragarme ohne Voute beispielsweise im Bereich der Einzellast durch die größere statische Nutzhöhe in diesem Bereich nur ca. 17 bis 18 % größer ist als bei den gevouteten Kragarmen, kann auch bei Zugrundelegung eines ungünstigen Bemessungsschnittes eine Abminderung der Querkraft durch V_{ccd} aus den Versuchsergebnissen nicht abgeleitet werden.

Äquivalente Plattenbreite

Analog zur Auswertung der Versuche an Einfeldplatten kann über den Vergleich der erreichten Höchstlasten mit der mittleren Tragfähigkeit nach Gleichung (2) auf die experimentell ermittelte äquivalente Plattenbreite $b_{\text{äq,exp}}$ geschlossen werden. Da durch die Versuche die Frage geklärt werden soll, ob die Abminderung der einwirkenden Querkraft um den Vertikalanteil der geneigten Biegedruckkraft (vgl. Gleichung (5)) berechtigt ist, wird die äquivalente Plattenbreite jeweils ohne bzw. mit Abzug des Vertikalanteils der geneigten Druckkraft nach Gleichung (17) bzw. (18) ausgewertet. Die Ermittlung der äquivalenten Plattenbreite erfolgt hierbei analog zu Gleichung (15) durch Vergleich der einwirkenden Querkraft mit der Tragfähigkeit nach DIN-Fachbericht 102 (2009) unter Berücksichtigung eines mittleren Vorfaktors $c_m = 0,18$ und einer Abminderung der Betonfestigkeit um 4 N/mm^2 nach Gleichungen (2), (13) und (14). In den Gleichungen (17) und (18) ist Gleichung (15) aus Kapitel 3.7.8 um den Querkraftanteil $v_{fq+g,L}$ je laufenden Meter Plattenbreite infolge der Vorlast f_q zuzüglich des Eigengewichts der Lasteinleitungsstruktur ($g_L = 1,4 \text{ kN/m}$) erweitert. In Gleichung (18) sind zusätzlich die Vertikalanteile der geneigten Druckstrebe $V_{ccd,F}$ infolge der Einzellast $F, v_{ccd,g}$ infolge des Eigengewichts g und $v_{ccd,fq+g,L}$ infolge der Vorlast $f_{q+g,L}$ berücksichtigt.

$$b_{\text{äq,exp}} = \frac{V_{F,u} + V_{G,L}}{v_{Rm,ct} - v_g - v_{fq+g,L}} \quad (17)$$

$$b_{\text{äq,exp}} = \frac{V_{F,u} + V_{G,L} - V_{ccd,F}}{v_{Rm,ct} - v_g - v_{fq+g,L} + v_{ccd,g} + v_{ccd,fq+g,L}} \quad (18)$$

In Tabelle 11 sind die Abstände der betrachteten Schnitte vom Kragarmanschnitt und die zugehörigen mittleren Tragfähigkeiten nach Gleichung (13) sowie die äquivalenten Plattenbreiten für Querkraft $b_{\text{äq,exp}}$ ohne bzw. mit Abzug der ebenfalls aufgelisteten Vertikalanteile der geneigten Druckstrebe nach Gleichung (17) bzw. (18) tabelliert.

Die Nachweisschnitte zur Berechnung der äquivalenten Plattenbreite wurden anhand der Sägeschnitte an den Stellen festgelegt, wo der Schubriss die Schwereachse der Platte schneidet (Bild 112). Um zu demonstrieren, wie sich die Lage des Bemessungsschnittes auf die äquivalente Breite auswirkt, sind die äquivalenten Plattenbreiten in

Versuch	$F_{u+g,L} =$ $V_{F,u+g,L}$	$f_{q+g,L} =$ $v_{f_{q+g,L}}$	Schnitt	$V_{Rm,ct}$	$b_{äq,exp}$ Gl.(17)	$V_{ccd,F,u+g,L}$	$V_{ccd,g+f_{q+g,L}}$	$b_{äq,exp}$ Gl. (18)	$b_{eff,H240}$	$V_{Rm,ct,H240}$
	kN	kN/m	m von Anschnitt	kN/m	m	kN	kN/m	m	m	kN
CS35B-1	571	0	0,46	264	2,24	0	0	2,24	0,98	258
CS35B-2	477	0	0,59	248	1,97	72	1,3	1,67	0,91	226
CP35B-1	539	86,4	0,59	256	3,34	0	0	3,34	0,98	251
CP35B-2	453	86,4	0,59	239	3,09	68	36,8	2,10	0,91	218

Tab. 11: Versuchsergebnisse, rechnerische äquivalente Plattenbreiten $b_{äq,exp}$, Vertikalanteile der geneigten Biegedruckkräfte und mittlere Tragfähigkeiten nach DIN-Fachbericht 102 (2009) unter Ansatz der effektiven Breite nach DAfStb-Heft 240 (1991) jeweils am Schnittpunkt des Schubrisses mit der Schwereachse der Platte

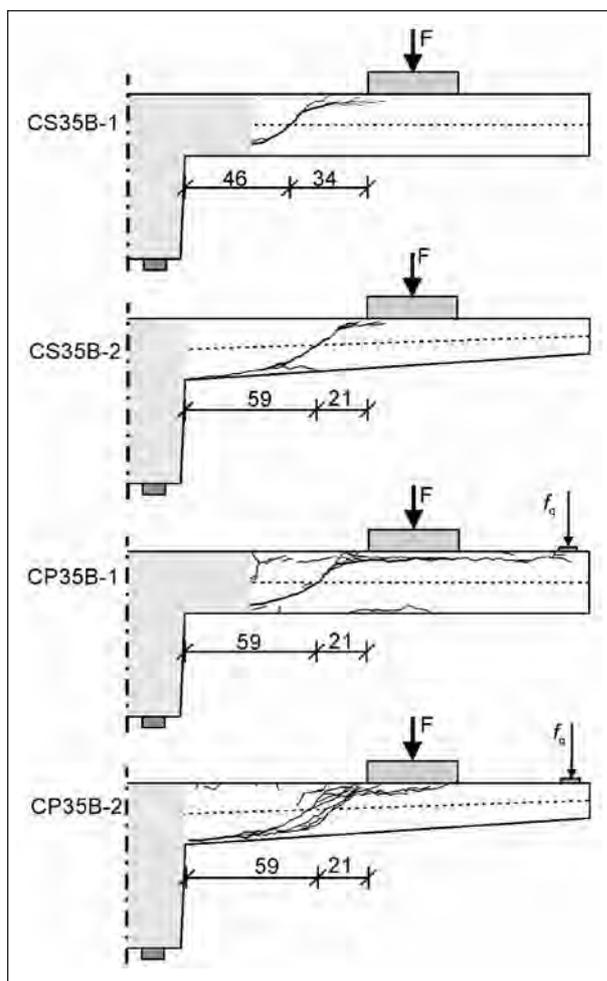


Bild 112: Sägeschnitte in Lastachse und Lage der maßgebenden Schnitte

Bild 113 über die Lage des betrachteten Schnittes zwischen Kragarmanschnitt und Achse der Lasteinleitungsplatte aufgetragen. Da bei den jeweils ersten Teilversuchen an Kragarmen ohne Voute nur der Querkraftanteil des einwirkenden Eigengewichts mit dem betrachteten Schnitt variiert, ist der Einfluss des gewählten Schnitts auf die berechnete äquivalente Plattenbreite gering. Bei den Versu-

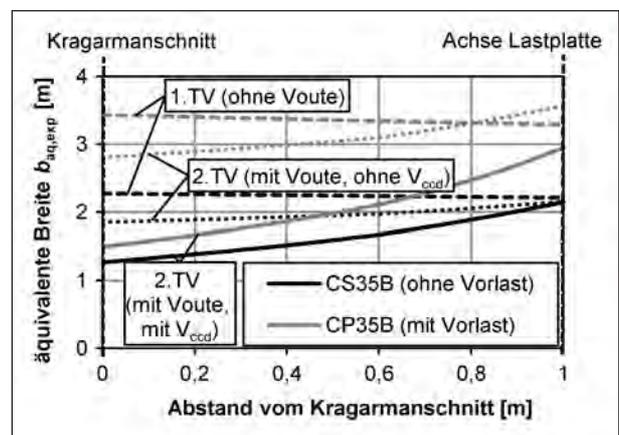


Bild 113: Aus Versuchswerten berechnete äquivalente Breite $b_{äq,exp}$ in Abhängigkeit vom betrachteten Schnitt

chen an gevouteten Kragarmen verändert sich dagegen mit dem betrachteten Bemessungsschnitt zusätzlich der von der Bauteilhöhe abhängige Querkraftwiderstand. Die Wahl des Nachweischnitts in den zweiten Teilversuchen wirkt sich daher stärker auf die aus den Versuchsergebnissen berechnete äquivalente Plattenbreite aus. Durch die Zunahme der mittleren Tragfähigkeit je Meter Versuchskörperbreite mit steigender Bauteildicke ergeben sich am Kragarmanschnitt kleinere äquivalente Plattenbreiten als direkt an der Lasteinleitung.

Durch die Bestimmung der äquivalenten Plattenbreite wird auch der tragfähigkeitssteigernde Einfluss der Biegedruckzone über mitwirkende Plattenbreite berücksichtigt. Allgemein nehmen die äquivalenten Plattenbreiten durch den Einfluss der Vorlast zu. Aus dem Vergleich der jeweils ersten Teilversuche (1. TV, ohne Voute) ergibt sich eine Vergrößerung der äquivalenten Plattenbreite infolge der Vorlast von rund 50 % (51 % am Kragarmanschnitt und 49 % in der Achse der Lastplatte). Durch den Vertikalanteil der geneigten Druckstrebe V_{ccd} (2. TV, mit

Voute) wird die aus den Versuchsergebnissen berechnete äquivalente Plattenbreite $b_{\text{äq,exp_Gl.}(18)}$ gegenüber der äquivalenten Plattenbreite nach Gleichung (17) ohne Berücksichtigung von V_{ccd} verkleinert. Diese Verminderung der äquivalenten Plattenbreite ist im Versuch CP35B-2 mit Vorlast ausgeprägter. Betrachtet man z. B. bei den gevouteten Kragarmen den Schnitt im Abstand von 0,59 m vom Kragarmanschnitt (hier kreuzt der Schubriss die Schwereachse), ergibt sich im Vergleich der jeweils zweiten Teilversuche durch die Vorlast eine Vergrößerung der äquivalenten Breite nach Gleichung (17) von knapp 57 % bzw. bei Berücksichtigung der Vertikalanteile der geneigten Biegedruckkraft nach Gleichung (18) von 26 %.

Aus dem Vergleich der jeweils ersten und zweiten Teilversuche eines Plattenbalkens ist zu erkennen, dass die ermittelten äquivalenten Plattenbreiten trotz Berücksichtigung der geringeren statischen Nutzhöhe bei den gevouteten Kragarmen kleiner ausfallen als bei den Kragarmen ohne Voute. Es erscheint daher angemessen, den traglaststeigernden Effekt der Biegedruckkraft gleichermaßen bei Kragarmen mit und ohne Voute zu berücksichtigen.

Effektive Breite nach DAfStb-Heft 240

Obwohl die Versuchsgeometrie mit $t_x = 0,68 \text{ m} > 0,2 \cdot l_k = 0,36 \text{ m}$ streng genommen außerhalb der Anwendungsgrenzen von DAfStb-Heft 240 (1991) liegt, werden die in den Versuchen erreichten Tragfähigkeiten mit den rechnerischen Tragfähigkeiten nach Gleichung (2) unter Ansatz der effektiven Breite nach Gleichung (8) verglichen. In Tabelle 11 sind die effektiven Breiten $b_{\text{eff,H240}}$ sowie die zugehörigen Tragfähigkeiten für die angegebenen Schnitte tabelliert. Ergänzend ist in Bild 114 das Verhältnis der einwirkenden Querkraft V_u nach Gleichung (16) ggf. zuzüglich der Linienlast $f_q \cdot b_{\text{eff,H240}}$ und der Tragfähigkeit nach DIN-Fachbericht 102 (2009) unter Ansatz der effektiven Breite nach DAfStb-Heft 240 (1991) in Abhängigkeit vom betrachteten Schnitt dargestellt. Die Auswertung erfolgte hierbei mit und ohne Berücksichtigung der Abminderung um den Vertikalanteil der geneigten Biegedruckkraft $V_{\text{ccd,H240}}$ nach Gleichung (19).

$$V_{\text{ccd,H240}} = V_{\text{ccd,F}} + b_{\text{eff,H240}} \cdot (v_{\text{ccd,g}} + v_{\text{ccd,fq+g,L}}) \quad (19)$$

Bei den Platten ohne Voute (1. TV) ist das Verhältnis der experimentellen und rechnerischen Quer-

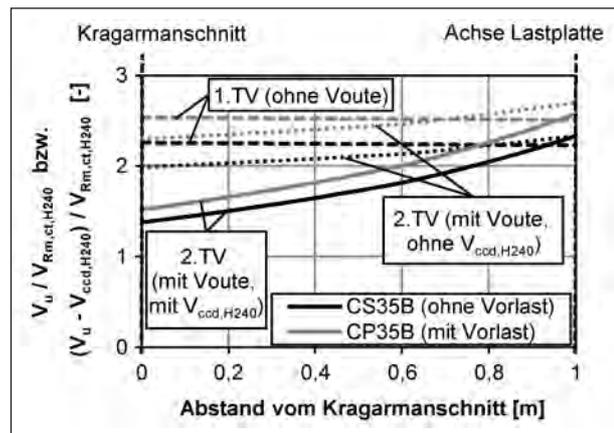


Bild 114: $V_u/V_{Rm.ct,H240}$ bzw. $(V_u - V_{\text{ccd,H240}})/V_{Rm.ct,H240}$ in Abhängigkeit vom betrachteten Schnitt

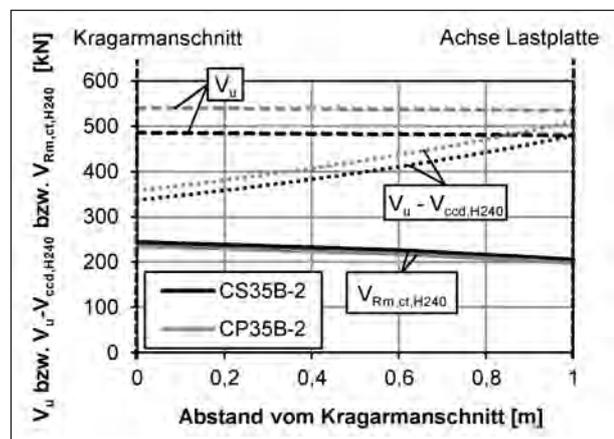


Bild 115: Einwirkende Querkräfte V_u bzw. $V_u - V_{\text{ccd,H240}}$ und Querkrafttragfähigkeit $V_{Rm.ct,H240}$ in Abhängigkeit vom betrachteten Schnitt für die Versuche an gevouteten Kragarmen

krafttragfähigkeit nahezu konstant. Allein das zum Kragarmanschnitt zunehmende Eigengewicht der Platte führt zu einem leichten Anstieg des Quotienten. Für die Versuche mit Voute (2. TV) stellt sich ein gegenläufiger Effekt ein. Entsprechend der mit der Voutung abnehmenden statischen Nutzhöhe vergrößert sich der Quotient aus experimenteller und rechnerischer Querkrafttragfähigkeit mit zunehmendem Abstand vom Anschnitt. Dieser Effekt ist ausgeprägter, wenn V_{ccd} in Ansatz gebracht wird. Bild 115, das die experimentellen und rechnerischen Querkräfte als Absolutwerte darstellt, verdeutlicht außerdem, dass die rechnerischen Tragfähigkeiten nach DIN-Fachbericht 102 (2009) in Verbindung mit der effektiven Breite nach DAfStb-Heft 240 (1991) die experimentelle Traglast deutlich unterschätzen.

Effektive Breite nach ROMBACH

In Bild 116 sind die Verhältnisse der einwirkenden Querkraft V_u nach Gleichung (16) (S. 44) und der Tragfähigkeit nach DIN-Fachbericht 102 (2009) unter Ansatz der effektiven Breite nach ROMBACH (2005) in Abhängigkeit vom betrachteten Schnitt dargestellt. Wieder erfolgt die Auswertung ohne bzw. mit Berücksichtigung des Vertikalanteils der geneigten Biegedruckkraft $V_{\text{ccd},R}$ nach Gleichung (19) unter Berücksichtigung der effektiven Breite $b_{\text{eff},v,R}$ nach Gleichung (9) statt $b_{\text{eff},H240}$. Wegen der im Vergleich zu Heft 240 größeren effektiven Breiten von 2,02 m für die jeweils ersten Teilversuche (ohne Voute) und 1,95 m für die zweiten Teilversuche (mit Voute) ergeben sich deutlich kleinere Verhältnisse der experimentellen zur berechneten Querkrafttragfähigkeit. Die Versuche an CS35B (ohne Vorlast) werden durch die Tragfähigkeit nach DIN-Fachbericht 102 (2009) unter Ansatz der effektiven Breite $b_{\text{eff},v,R}$ nach Gleichung (9) sehr gut abgebildet. Da der günstig wirkende Einfluss der Vorlast durch den Ansatz der mitwirkenden Breite nach ROMBACH (2005) nicht erfasst wird, ergeben sich für die Versuche an CP35B (mit Vorlast) höhere Verhältniszahlen von rund 1,4, was einer Unterschätzung der Tragfähigkeit von rund 40 % entspricht. Bei Abminderung der einwirkenden Querkraft nach Gleichung (5) ergeben sich allerdings besonders für CS35B-2 eine Überschätzung der Tragfähigkeit und somit für Nachweisschnitte nahe am Kragarmanschnitt eine unsichere Bemessung.

Bei den Vergleichen der einwirkenden Querkraft mit der Querkrafttragfähigkeit nach DIN-Fachbericht 102 (2009) in den Bildern 114 und 116 wurde der Auswertung jeweils eine konstante effektive Plattenbreite nach DAfStb-Heft 240 (1991) bzw. ROMBACH (2005) zugrunde gelegt. Hierdurch ergaben sich in den Versuchen ohne Voute jeweils nahezu konstante Verhältniszahlen im Bereich zwischen Kragarmanschnitt und Lasteinleitung. Dagegen stiegen die Verhältniszahlen bei gevouteten Kragarmen vom Kragarm in Richtung der Lasteinleitung an. Tatsächlich ist jedoch von einer Lastausbreitung der Einzellast von der Lasteinleitung zum Auflager hin auszugehen, d. h., von der Last zum Auflager hin nimmt die einwirkende Querkraft je Meter Plattenbreite ab. Die mitwirkende Plattenbreite nimmt also anders als die äquivalente Plattenbreite (Bild 113) mit zunehmendem Abstand von der Lasteinleitung zu. Da die einwirkende Querkraft je Meter Plattenbreite an der Lasteinleitung am größten ist, sollte sich auch der maßgebende Bemessungs-

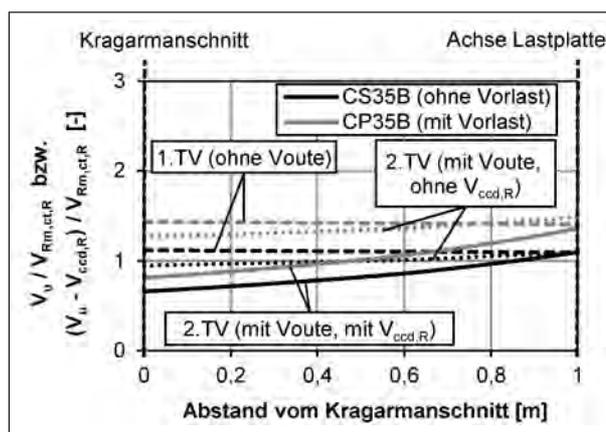


Bild 116: $V_u/V_{Rm,ct,R}$ bzw. $(V_u - V_{\text{ccd},R})/V_{Rm,ct,R}$ in Abhängigkeit vom betrachteten Schnitt

schnitt in der Nähe der Lasteinleitung befinden. Die im MODEL CODE 2010 (2011) vorgesehene Lage des Bemessungsschnittes in der Nähe des Auflagers (Bild 8) scheint daher insbesondere für gevoutete Querschnitte nicht zutreffend, da die geringere statische Nutzhöhe an der Lasteinleitung die kleinste Querkrafttragfähigkeit liefert.

Modifizierter Ansatz

Aufbauend auf den gewonnenen Erkenntnissen wurde die effektive Breite nach ROMBACH $b_{\text{eff},v,R}$ für eine Radlast mit einer Fläche von $0,4 \cdot 0,4 \text{ m}^2$ (Gleichung (9)) durch einen additiven Term erweitert, der den Einfluss der Biegebeanspruchung berücksichtigt. Als maßgebenden Bemessungsschnitt wird der durch den Lastschwerpunkt der betrachteten Einzellast verlaufende Schnitt festgelegt. Der Einfluss der Biegebeanspruchung wird durch das Verhältnis $m_L/(z_L \cdot f_{ck})$ beschrieben. Dabei sind m_L die Biegebeanspruchung und z_L der innere Hebelarm in Lastmitte. Der Vorfaktor zur Kalibrierung des Biegebeanspruchungseinflusses beträgt hierbei 130. Da der traglaststeigernde Einfluss einer Biegedruckkraft nach Gleichung (20) über die Vergrößerung der effektiven Breite berücksichtigt wird, darf die einwirkende Querkraft nicht zusätzlich um die Vertikalanteile geneigter Biegedruckkräfte abgemindert werden.

$$b_{\text{eff},H} = 0,6 + 0,95 \cdot h + 1,15 \cdot a + 130 \cdot \frac{m_L}{z_L \cdot f_{ck}} \quad (20)$$

mit:

h Plattendicke im Lastschwerpunkt [m]

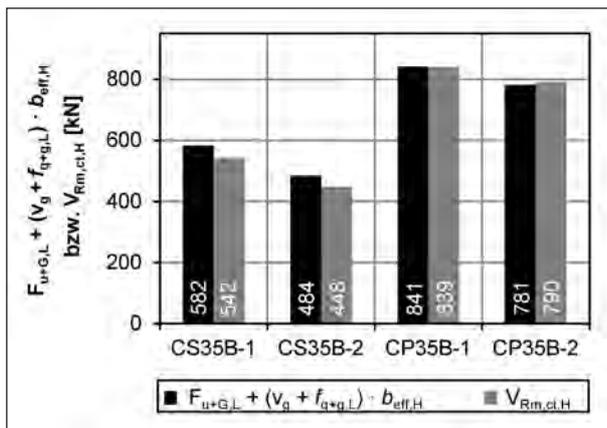


Bild 117: Vergleich experimenteller und rechnerischer Tragfähigkeiten unter Berücksichtigung der effektiven Plattenbreite $b_{eff,H}$ nach Gleichung (20)

- a Abstand des Lastschwerpunkts der Einzellast vom Krugarmanschnitt [m]
- m_L Moment in der Achse des Lastschwerpunktes der Einzellast [MNm/m]
- z_L innerer Hebelarm im Lastschwerpunkt der Einzellast $z_L = 0,9 \cdot d_L$ [m]
- f_{ck} charakteristische Betondruckfestigkeit (bei Versuchsauswertung nach Gleichung (14)) [N/mm²]

In Bild 117 sind die experimentellen Tragfähigkeiten mit den rechnerischen Tragfähigkeiten $V_{Rm,ct,H}$ nach DIN-Fachbericht 102 (2009) unter Berücksichtigung der effektiven Plattenbreite $b_{eff,H}$ nach Gleichung (20) gegenübergestellt. Unter Vernachlässigung der Abminderung der einwirkenden Querkraft um V_{ccd} und Berücksichtigung des Eigengewichts der Platte werden die in den Versuchen erreichten Tragfähigkeiten mit dem Ansatz nach DIN-Fachbericht 102 und der mitwirkenden Breite nach Gleichung (20) gut beschrieben.

4 Numerische Untersuchungen

4.1 Ziel und Vorgehen

Neben den experimentellen Untersuchungen wurden numerische Untersuchungen mit dem nichtlinearen Finite-Elemente-Programm Abaqus (Abaqus, 2009) durchgeführt. Zunächst erfolgten die Abbildung der Versuche an Einfeldplatten und eine Kalibrierung der Modell- und Materialparameter anhand der gemessenen Durchbiegungen, Spannungs- und Dehnungszustände von Beton

und Bewehrung sowie der erreichten Bruchlasten. Durch den Vergleich der numerischen mit den experimentellen Untersuchungen konnten die Qualität und der Realitätsbezug der numerischen Berechnungen sichergestellt werden. Zudem wurde durch die Auswertung der Berechnungsergebnisse eine weitergehende Interpretation der Versuchsergebnisse ermöglicht. Zur Erweiterung der Datenbasis und zur Untersuchung der Einflüsse der Betonfestigkeit, des Längs- und Querbewehrungsgrades, der Druckbewehrung, der Plattendicke und -breite, der Stützweite und der Schubschlankheit wurde eine umfangreiche Parameterstudie aufbauend auf der ersten Versuchsserie (Versuche an Einfeldplatten) durchgeführt. Zusammen mit den experimentellen Untersuchungen wurde somit eine Datenbasis zur Ableitung eines modifizierten Ansatzes zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit geschaffen.

4.2 Materialmodelle

4.2.1 Allgemeines

Zur Abbildung des Materialverhaltens der Materialien Beton und Stahl stehen im FE-Programm Abaqus (2009) verschiedene Materialmodelle zur Verfügung. Die für die Materialgesetze notwendigen Materialparameter wurden auf Grundlage der aus den Baustoffprüfungen ermittelten Kennwerte (Tabelle 7 und Tabelle 8) sowie anhand von Nachrechnungen von Baustoffprüfungen bestimmt. Die Modellparameter der Materialmodelle orientieren sich an Referenzwerten aus der Literatur. Ergänzend wurden Vergleichsrechnungen durchgeführt.

4.2.2 Beton

Zur Modellierung des Betons wurde das bewährte (RICKER, 2009; ROGGENDORF, 2010), in ABAQUS implementierte Plastizitäts-Schädigungsmodell „Concrete Damaged Plasticity (CDP)“ verwendet, das auf den Grundlagen der Plastizitätstheorie beruht. Wie bei anderen plastischen Materialmodellen werden zur eindeutigen Beschreibung des Materialverhaltens eine Fließbedingung, ein Ver- bzw. Entfestigungsgesetz und eine Fließregel benötigt. Anhand der Fließbedingung kann bestimmt werden, ob im jeweiligen Spannungszustand noch elastisches oder bereits plastisches Materialverhalten vorliegt. Die Fließbedingung beschreibt im Spannungsraum eine Grenzfläche (Fließfläche), die den elastischen Bereich um-

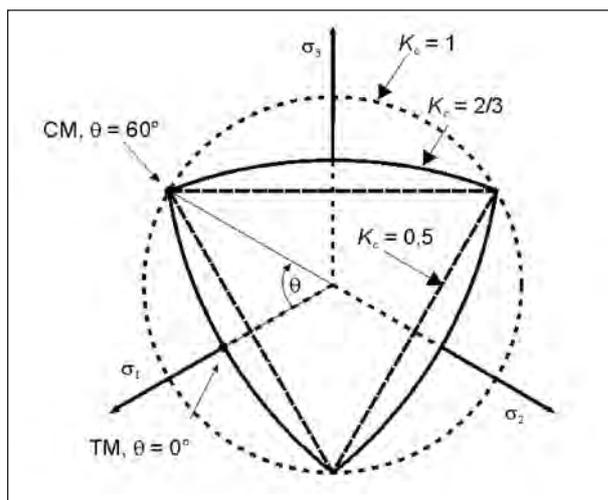


Bild 118: Fließbedingung in der Deviatorebene

schließt. Das Ver- bzw. Entfestigungsgesetz berücksichtigt die Änderung der Fließbedingung infolge von plastischem Werkstoffverhalten. Die Fließregel beschreibt die Entwicklung der plastischen Verzerrungen nach Verlassen des elastischen Bereichs und bestimmt somit die Richtung und den Betrag des plastischen Dehnungsvektors bei gegebenem Spannungszustand.

Die im Concrete Damaged Plasticity Modell implementierte Fließfunktion wurde von LUBLINER (1989) entwickelt und durch LEE und FENVES (1998) zur Berücksichtigung unterschiedlicher Festigkeitsentwicklungen unter Zug- und Druckbeanspruchung erweitert. Die Fließbedingung wird durch die einaxiale (f_c) und zweiaxiale (f_b) Betondruckfestigkeit, die einaxiale Betonzugfestigkeit f_{ct} und den Verhältnisswert K_C zwischen Zug- und Druckmeridian definiert. Der Druckmeridian CM (compression meridian) bzw. der Zugmeridian TM (tension meridian) bezeichnet die Ortskurve, an der zwei Hauptspannungen gleich groß sind. Oftmals werden die Meridiane über den Winkel θ ausgedrückt; $\theta = 0^\circ$ beschreibt dann den Zugmeridian und $\theta = 60^\circ$ den Druckmeridian (Bild 118). Die Darstellung der Meridiane (Bild 119) erfolgt in Abhängigkeit vom hydrostatischen Druck p und der effektiven Von-Mises-Spannung q , die sich aus den Invarianten eines beliebigen Spannungstensors berechnen lassen. Der Einfluss von K_C auf die Form der Fließbedingung ist in Bild 118 anhand eines Schnittes in der Deviatorebene verdeutlicht. Für Punkte in der Deviatorebene ist die Summe der drei Hauptspannungen konstant ($\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \text{const.}$). Für $K_C = 1$ nimmt die Fließbedingung die Gestalt eines Kreises an, was der Fließbedingung nach

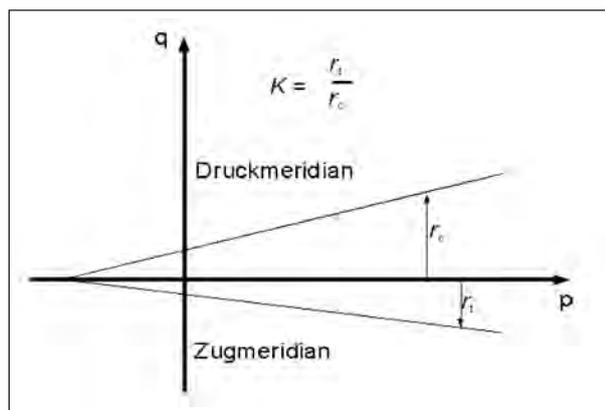


Bild 119: Schnitt entlang der hydrostatischen Achse

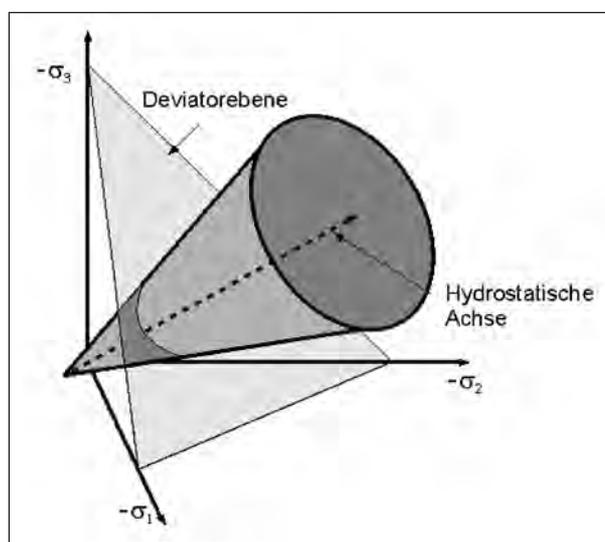


Bild 120: Fließkegel nach Drucker-Prager

Drucker-Prager entspricht (Bild 120). Bei kleineren Werten verringert sich die Krümmung, bis sie bei $K_C = 0,5$ in ein Dreieck übergeht.

Für die Definition des Ver- bzw. Entfestigungsgesetzes werden die so genannte äquivalente plastische Druckdehnung $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ und Zugdehnung $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ als separate Schädigungsvariablen eingeführt (Bilder 121 und 122). Diese beeinflussen die Änderung der Fließfläche und können daher auch als Verfestigungsparameter verstanden werden.

Durch einen Schädigungsparameter wird die Änderung der Steifigkeit berücksichtigt. Dieses Materialverhalten ist durch den Ausfall von Querschnittsteilen begründet, wodurch die aufgebrachten Spannungen nur noch durch die intakten Querschnittsteile übertragen werden können. Nach Überschreitung des elastischen Materialverhaltens liegt aufgrund des ausgefallenen Querschnittsteils nicht mehr die Anfangssteifigkeit E_0 vor, sondern eine

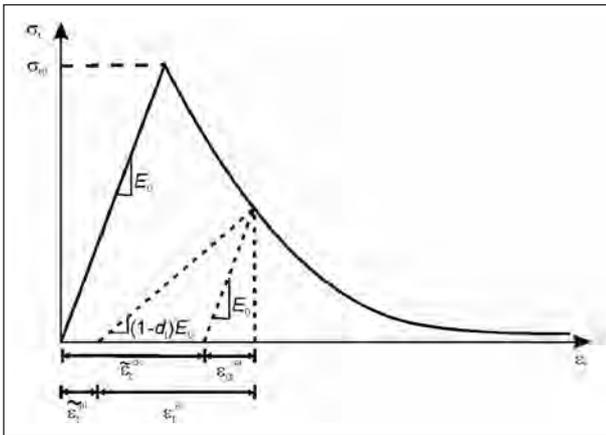


Bild 121: Schädigungsverhalten für den Zugbereich nach ABAQUS (2009)

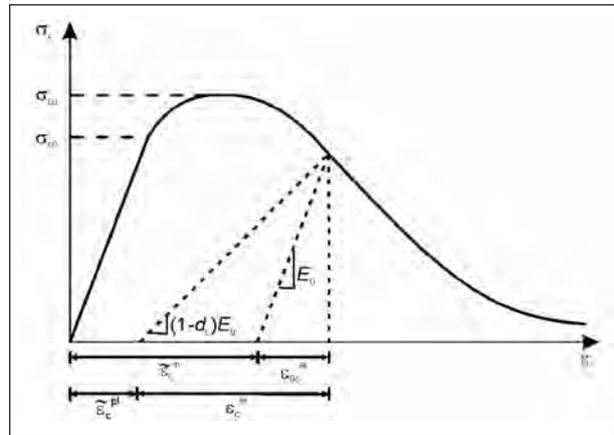


Bild 122: Schädigungsverhalten für den Druckbereich nach ABAQUS (2009)

um den Schädigungsanteil verringerte Steifigkeit $(1-d_t) \cdot E_0$ bzw. $(1-d_c) \cdot E_0$ (Bilder 121 und 122). Somit kann durch die Festlegung von Schädigungsfunktionen ein entfestigendes Materialverhalten erfasst werden. Dies gilt gleichermaßen für den Zug- und Druckbereich, allerdings sind die Schädigungsparameter für Druck und Zug voneinander unabhängig. Gemäß Bild 121 kann die äquivalente Rissdehnung $\tilde{\epsilon}_t^{ck}$ als Differenz der Gesamtdehnung und der elastischen Anfangsdehnung ermittelt werden. Die Berechnung erfolgt analog für den Druckbereich, nur dass die Dehnung hier als äquivalente inelastische Dehnung $\tilde{\epsilon}_c^{in}$ bezeichnet wird (Bild 122).

Nachdem das Auftreten plastischer Dehnungen im Beton durch die Fließbedingung und das Verfestigungsgesetz definiert wurde, wird das Materialverhalten in der Fließregel durch die Richtung und den Betrag des plastischen Dehnungsvektors beschrieben. Nach SMITH (1989) wird bei Anwendung einer so genannten assoziierten Fließregel, bei der die Richtung der plastischen Dehnung senkrecht auf der Fließfläche steht, die plastische Volumenzunahme des Betons im Bruchzustand überschätzt. Dies führt infolge von Dehnungsbehinderungen zu einer Überschätzung der Festigkeit. Daher geht man bei Beton vom so genannten nicht-assozierten Fließen aus. Hier steht der Richtungsvektor der plastischen Dehnung in dem Punkt, in dem die Fließbedingung erfüllt ist, senkrecht auf der Potenzialfunktion des Fließpotenzials G (Bild 123). Unter hohem hydrostatischem Druck p nähert sich die Neigung von G dem Dilatanzwinkel Ψ an. Hierbei beschreibt die Dilatanz die Volumenzunahme des Betons infolge plastischer Dehnungen. Ein hoher Dilatanzwinkel bildet duktileres

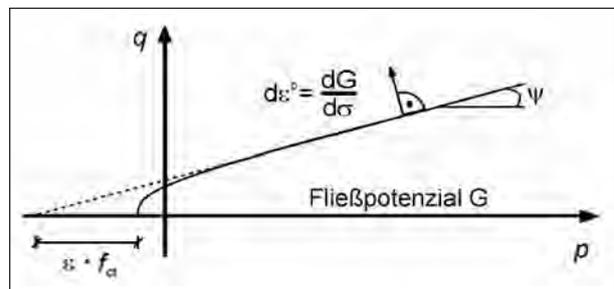


Bild 123: Fließpotenzial

Materialverhalten ab, während bei geringen Winkeln sprödes Verhalten vorliegt (BOMPA, 2010). Im CDP-Modell wird das Fließpotenzial neben dem Dilatanzwinkel Ψ durch die Exzentrizität ϵ beschrieben. Durch die Exzentrizität wird das dilatante Verhalten des Betons im Bereich niedriger bzw. positiver hydrostatischer Spannungen abgebildet. Je größer der Wert ϵ ist, desto ausgeprägter ist die Krümmung des Fließpotenzials, die sich anschließend asymptotisch der Steigung Ψ annähert (Bild 123). Für $\epsilon = 0$ nimmt das Fließpotenzial die Form einer Geraden an.

Zur Beschreibung des Materialverhaltens werden die einaxialen Spannungs-Dehnungsbeziehungen ausgehend von den in Baustoffprüfungen ermittelten Materialparametern (E-Modul, Druckfestigkeit $f_{c,cyl}$ und Zugfestigkeit f_{ctm}) analytisch bestimmt. Zur Beschreibung des Druckbereichs wird Gleichung (22) in Anlehnung an Gleichung (62) aus DIN 1045-1 (2008) verwendet, die der Spannungs-Dehnungsbeziehung nach SARGIN (1971) (Gleichung (21)) für den Faktor $D = 0$ entspricht. Der Wertebereich des Faktors D liegt zwischen 0 und 1,0, wobei mit steigenden Werten ein zunehmend duktileres Spannungs-Dehnungsverhalten im

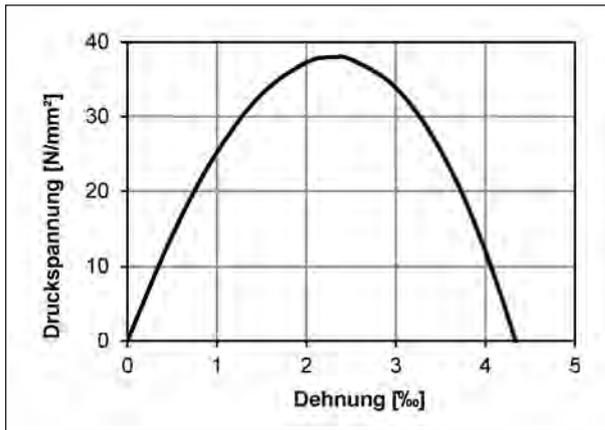


Bild 124: Materialverhalten im Druckbereich für die Betonfestigkeitsklasse C30/37 nach Gleichung (22)

Nachbruchbereich abgebildet wird. Ein typischer Spannungs-Dehnungsverlauf für einen Beton der Festigkeitsklasse C30/37 ist in Bild 124 dargestellt.

$$\frac{\sigma_c(\varepsilon_c)}{f_c} = - \left(\frac{k \cdot \eta + (D-1) \cdot \eta^2}{1 + (k-2) \cdot \eta + D \cdot \eta^2} \right) \quad (21)$$

$$\frac{\sigma_c(\varepsilon_c)}{f_c} = - \left(\frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k-2) \cdot \eta} \right) \quad (22)$$

mit

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

$$k = -1,1 \cdot E_{cm} \cdot \frac{\varepsilon_{c1}}{f_c}$$

E_{cm} mittlerer Elastizitätsmodul (Sekantenmodul) des Betons

ε_{c1} Dehnung bei Erreichen der Druckfestigkeit

Das Zugtragverhalten wird bis zum Erreichen der Zugfestigkeit f_{ct} durch ein elastisches Materialverhalten mit dem Elastizitätsmodul E_{cm} abgebildet. Da unter Zugbelastung aufgrund der Mikrorissbildung im Nachbruchbereich eine starke Lokalisierung der Dehnungen auftritt, ist für den Zugbereich keine Proportionalität zwischen Spannungen und Dehnungen gegeben. Daher wird das Nachbruchverhalten nicht durch eine Spannungs-Dehnungsbeziehung, sondern durch eine Spannungs-Rissaufweitungsfunktion beschrieben. Diese geht auf das fiktive Rissmodell von HILLERBORG (1976) zurück, wonach mit zunehmender Rissöffnung abnehmende Zugspannungen zwischen den Rissufern übertragen werden können. Der Nachbruchbereich wird hierbei mit Gleichung (23) durch die Einführung einer Bruchenergie definiert, die anschaulich die zu

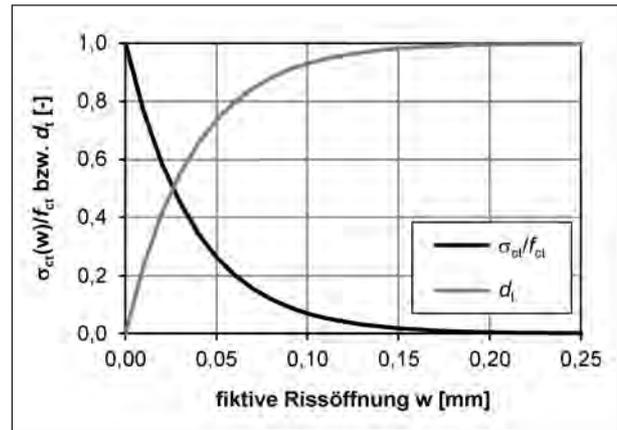


Bild 125: Auf Zugfestigkeit normierte Spannungs-Rissöffnungsbeziehung und zugehörige Schädigungs-Rissöffnungsbeziehung

leistende Arbeit beschreibt, die notwendig ist, um einen spannungsfreien Riss zu erzeugen. Die Bruchenergie entspricht der Fläche unter der Kurve im Spannungs-Rissöffnungsdiagramm.

$$\sigma_{ct}(w) = f_{ct} \cdot e^{-\frac{w \cdot f_{ct}}{G_f}} \quad (23)$$

mit:

G_f Bruchenergie des Betons

w Fiktive Rissöffnung

Zusätzlich zur Spannungs-Rissöffnungsbeziehung kann im CDP-Modell ein Schädigungsparameter d_t ($0 \leq d_t \leq 1$) in Abhängigkeit der fiktiven Rissöffnung definiert werden. Der Schädigungsparameter beschreibt die Steifigkeitsabnahme infolge Rissbildung und wird als Kehrwert der auf die Zugfestigkeit f_{ct} normierten Spannungs-Rissöffnungsbeziehung definiert (Bild 125).

Im Rahmen der Versuchsnachrechnung wurden die Materialparameter und die Parameter des CDP-Modells durch zusätzliche Parameterstudien sowie in Anlehnung an Referenzwerte aus der Literatur wie folgt festgelegt:

Der Einfluss der Betonzugfestigkeit auf die Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung wurde in umfangreichen Parameterstudien untersucht. Da der Ansatz der vollen mittleren Zugfestigkeit f_{ctm} zu einer signifikanten Überschätzung der Querkrafttragfähigkeit führt, wurde zur Berücksichtigung von Streuungen für die Versuchsnachrechnung und die spätere Parameterstudie das 5%-Quantil der Zugfestigkeit (entspricht $0,7 \cdot f_{ctm}$ nach Tabelle 7) herangezogen.

	Durchmesser des Größtkorns in [mm]		
	8	16	32
G_{f0} [Nmm/mm ²]	0,025	0,030	0,058

Tab. 12: Grundwerte der Bruchenergie in Abhängigkeit des Größtkorns

Weiterhin wird das Zugtragverhalten des Betons maßgebend durch die Bruchenergie beeinflusst. Während die Querkrafttragfähigkeit bei Ansatz der höheren Bruchenergie G_f nach MODEL CODE 2010 deutlich überschätzt wurde, lieferte der Ansatz der Bruchenergie nach MODEL CODE 1990 (Gleichung (24)) zutreffende Ergebnisse.

$$G_f = G_{f0} \cdot \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)^{0,7} \quad (24)$$

mit:

G_{f0} Grundwert in Abhängigkeit des Größtkorns gemäß Tabelle 12

f_{cm} mittlere Druckfestigkeit

f_{cm0} Bezugsdruckfestigkeit = 10 N/mm

Für das Drucktragverhalten wurden als Betonfestigkeit f_c die Zylinderdruckfestigkeit $f_{c,cyl}$ und als Elastizitätsmodul der Sekantenmodul E_{cm} nach Tabelle 7 verwendet. Die Dehnung bei Erreichen der Bruchfestigkeit wurde für die Versuchsnachrechnung entsprechend DIN-Fachbericht 102 (2009) für die Betonfestigkeitsklasse C30/37 konstant zu $\varepsilon_{c1} = -2,3 \text{ ‰}$ gewählt. Im Rahmen der Parameterstudie wurden bei der Untersuchung der Betondruckfestigkeit die Werte entsprechend Tabelle 3.1 in DIN-Fachbericht 102 (2009) angepasst.

Zur Festlegung der Parameter des CDP-Materialmodells wurden ausgehend von Referenzwerten aus der Literatur Untersuchungen hauptsächlich am Modell des Versuchs S25B-1 durchgeführt. Da das Verhältnis zwischen zweiachsigler (f_b) und einachsigler (f_c) Betondruckfestigkeit für den Streubereich zwischen $f_{b0}/f_{c0} = 1,14$ bis $1,18$ nur unbedeutende Auswirkungen auf die Querkrafttragfähigkeit ergab, wurde in Anlehnung an KUPFER (1973) und GRASSL (2006) $f_{b0}/f_{c0} = 1,16$ gewählt. Auch der Einfluss des Verhältniswerts K_c zwischen Zug- und Druckmeridian ist im Bereich zwischen $0,6$ und $0,7$ gering, sodass in Anlehnung an LUBLINER (1989) $K_c = 0,66$ verwendet wurde. Während die Parameter zur Definition der Fließbedingung keinen großen

f_{b0}/f_{c0}	K_c	Ψ	ε
1,16	0,66	37°	0,1

Tab. 13: Parameter des CDP-Modells

Einfluss haben, wird durch eine Variation des Fließpotenzials G die Querkrafttragfähigkeit signifikant beeinflusst. Im untersuchten Streubereich von $\Psi = 30^\circ$ bis 40° steigt mit zunehmendem Dilatanzwinkel die Tragfähigkeit, da infolge der größeren Duktilität bei steigendem Dilatanzwinkel mehr Last umgelagert werden kann. Der Einfluss der Dilatanz steigt zudem mit zunehmender Plattenbreite. Mit einem Wert von 37° konnte die zu geringe Traglast der Modelle geringer Plattenbreite (S5B, S15B) erhöht werden, ohne die Traglast der breiten Plattenmodelle signifikant zu überschätzen. Der Einfluss der Exzentrizität ε wurde im Wertebereich zwischen $0,01$ und $1,0$ untersucht, wobei der Ansatz der geringsten Exzentrizität erwartungsgemäß die geringste Bruchlast lieferte. Mit wachsender Exzentrizität steigt das dilatante Verhalten des Materials bei geringen Umgebungsspannungen, wodurch sich infolge größerer Bauteilaktivierung auch höhere Bruchlasten ergaben. Beim Ansatz der in JANKOWIAK (2005) vorgeschlagenen Exzentrizität von $1,0$ wurde die Traglast gegenüber dem Versuch deutlich überschätzt. Der in GRASSL (2006) ermittelte Wert von $0,5$ liefert annähernd die gleiche Bruchlast wie der in ABAQUS (2009) voreingestellte Wert von $0,1$, sodass dieser für die weiteren Untersuchungen übernommen wurde. Bis auf die Dilatanz entsprechen die gewählten Parameter des CDP-Modells (Tabelle 13) den voreingestellten Werten nach ABAQUS (2009).

4.2.3 Betonstahl und Baustahl

Die Biegebewehrung aus Betonstahl wurde durch einaxial beanspruchte Fachwerkelemente abgebildet, die mit einem einaxialen elastisch-plastischen Materialgesetz ausreichend genau beschrieben werden. Die experimentell ermittelten Spannungs-Dehnungslinien der Betonstähle wurden für die numerischen Berechnungen durch bilineare Formulierungen idealisiert. Die verwendeten Materialkennwerte für die Versuchsnachrechnung können Tabelle 8 entnommen werden. An dieser Stelle ist anzumerken, dass die Fließgrenze bei den vorliegenden Versuchen nicht erreicht wird und somit nur der Elastizitätsmodul für die Berechnungen von Bedeutung war.

Das Materialverhalten der Lasteinleitungsplatte und der Auflagerkonstruktionen wurde ebenfalls durch ein elastisches Materialmodell abgebildet.

4.3 Diskretisierung

Die Versuchskörper, die Lasteinleitungsplatte und die Auflagerplatten wurden unter Ausnutzung der Symmetrie durch voll integrierte Kontinuumselemente mit linearer Ansatzfunktion (C3D8) abgebildet. Zur Modellierung der Bewehrung wurden diskrete Fachwerkstäbe mit linearer Ansatzfunktion (T3D2) verwendet. Das an der Symmetrieachse gespiegelte Modell des Versuchs S15B-1 zeigt Bild 126.

Der Verbund zwischen Beton und Bewehrung wurde über die in Abaqus implementierte „Embedded elements“-Funktion (eingebettete Elemente) hergestellt. Hierbei werden die Verschiebungsfreiheitsgrade der eingebetteten Elemente über die interpolierten Werte der korrespondierenden Freiheitsgrade der umgebenden Elemente gesteuert, wodurch ein vollkommener Verbund ohne Schlupf erzeugt wird. Diese Funktion ist besonders vorteilhaft, da die Knoten der Bewehrungselemente nicht

zwangsläufig auf denen der Betonelemente liegen müssen (HOFSTETTER, 2006).

Die Auflagerung der Versuchskörper erfolgte in Anlehnung an die Lagerung in den Versuchen, in denen eine Mörtelschicht zwischen den Auflagerplatten und dem Versuchskörper aufgebracht wurde, durch die Kopplung der Knotenfreiheitsgrade in der Kontaktfläche zwischen Versuchskörper und Lagerplatte. Die Rollenlagerung der Auflagerplatten wurde über Linienlager modelliert, wobei das lastferne Lager zur Vermeidung von Starrkörperverschiebungen zusätzlich in Versuchskörperlängsrichtung gehalten wurde. Im Gegensatz zu den Auflagerplatten lag die Lasteinleitungsplatte in den Versuchen lose auf dem Versuchskörper auf; eine Filzmatte sorgte für den Ausgleich von eventuell vorhandenen Oberflächenunebenheiten. Da eine starre Kontaktdefinition der Lastplatte in der Druckzone zu einer Versteifung des Systems geführt hätte, wurde ein Reibkontakt mit einem horizontalen Reibungsbeiwert von 0,4 definiert.

Zur Reduktion der Rechenzeit bei einem gleichzeitig möglichst genauen Ergebnis wurde die Kantenlänge der Volumenelemente bereichsweise definiert. Hierbei erhielten die Elemente auf der Versuchskörperseite, auf der das Querkraftversagen zu erwarten war, Kantenlängen von jeweils 25 mm, während die geringer beanspruchte Seite über Volumenelemente mit Kantenlängen von jeweils 50 mm abgebildet wurde.

Die Berechnungen wurden weggesteuert mit dem expliziten Verfahren durchgeführt. Beim expliziten Verfahren kann die Last nicht linear ansteigend aufgebracht werden, da hierbei die Änderung der Beschleunigungen zwischen zwei Inkrementen zu hoch würde. Daher bietet Abaqus eine „Smooth step“-Funktion (weiche Lastaufbringung), in der zu Beginn der Lastaufbringung die ersten beiden Ableitungen null sind. Hierdurch wird eine schlagartige Beschleunigung des Systems verhindert und eine quasi-statische Analyse ermöglicht. Eine weitere Besonderheit des expliziten Verfahrens ist, dass zur Berechnung keine Iterationen erforderlich sind. Da die Berechnungen beim Versagen des Versuchskörpers nicht zwangsläufig automatisch abbrechen, ist die Versagenslast durch Abbruchkriterien festzulegen. Im Rahmen der Parameterstudie wurde zur Bestimmung der Schubrissslast zunächst anhand des im CDP-Modell definierten Schädigungsparameters d_t der Zeitpunkt der Schubrisssbildung eingegrenzt. Durch Betrachtung

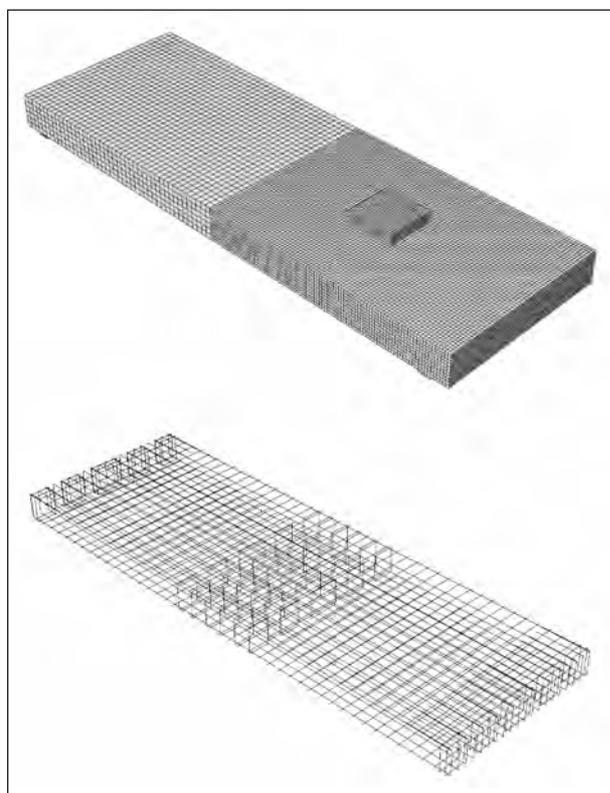


Bild 126: Finite-Elemente-Modell von S15B-1; oben: Beton und Lasteinleitungsplatte; unten: Bewehrung

des Risswachstums konnte der Zeitpunkt festgelegt werden, wenn eine kritische Schubrissbreite erreicht war. Da dieses Abbruchkriterium jedoch Interpretationsspielraum bietet, wurde zusätzlich anhand der Last-Verformungskurven die Last ermittelt, bei der sich die globale Steifigkeit änderte. Eine weitere Möglichkeit zur Bestimmung der maximalen Bruchlast besteht in der Betrachtung des Verhältnisses zwischen äußerer Arbeit und innerer Energie, das im Idealfall gleich 1,0 ist. Durch die Besonderheiten der inkrementweisen Lastaufbringung in Abaqus explicit steigt das Energieverhältnis zu Beginn jeder Lastaufbringung (Eigengewicht, Last) durch ein Ungleichgewicht innerhalb eines Inkrements an. Steigt das Verhältnis darüber hinaus an, ist dies ein Indiz für eine durch die instabile Rissbildung in andere Energieanteile (kinetische Energie, Reibungsenergie etc.) umgewandelte Energie. Als Abbruchkriterium wurde empirisch ein oberer Grenzwert für das Verhältnis von äußerer Arbeit zu innerer Energie von 1,02 festgelegt.

Anhand von Vergleichsrechnungen wurden die Einflüsse unterschiedlicher Berechnungsverfahren und Elementtypen geprüft, sodass mit den entwickelten Modellen reproduzierbare und belastbare Ergebnisse zu erwarten sind.

4.4 Versuche an Einfeldplatten

Zur Kalibrierung und Verifikation der numerischen Berechnungen wurden die jeweils ersten Teilveruche mit einer Schubslankheit von 4,16 der verschieden breiten Versuchskörper (S5B bis S35B) sowie die Versuche S35A-1 und S35C-1 numerisch abgebildet. In Tabelle 14 sind die numerischen und experimentellen Bruchlasten gegenübergestellt.

Versuch	Bruchlast Versuch	Bruchlast Abaqus	Abweichung
	kN	kN	%
S5B-1	183	167	-8,7
S15B-1	543	510	-6,1
S25B-1	664	702	+5,4
S35B-1	985	983	-0,2
S35C-1	1.166	901	-22,7
S35A-1	1.143	1.185	+3,7

Tab. 14: Experimentelle und numerische Bruchlasten

Bis auf die Berechnung S35C-1 liegen die Abweichungen zwischen numerischer und experimenteller Bruchlast im vertretbaren Bereich. Im Folgenden wird exemplarisch anhand von S35B-1 der Vergleich ausgewählter Messstellen vorgestellt und anschließend die erhöhte Abweichung des Versuchs S35C-1 begründet.

In Bild 127 sind die experimentiell und numerisch ermittelte Durchbiegungen unterhalb der Lasteinleitung gegenübergestellt.

Die Anfangssteifigkeit im ungerissenen Zustand wurde in der numerischen Berechnung etwas größer als im Versuch abgebildet. Der Unterschied kann durch spätere Biegerissbildung in der Berechnung erklärt werden. Insgesamt stellte sich hierdurch ein leicht parallel verschobener Verlauf der Last-Durchbiegungskurve ein, der das Tragverhalten insgesamt aber zutreffend abbildet.

Zur Überprüfung der Schubrissbildung werden in Bild 128 die experimentellen und berechneten Änderungen der Plattendicke und in Bild 129 die Rissbilder entlang der Mittelachse miteinander verglichen. Während im Versuch an der Messstelle D1 ab einer Belastung von etwa 400 kN eine kontinuierliche Änderung der Plattendicke gemessen wurde, geschah dies bei der Berechnung schlagartig bei einer Belastung von ca. 800 kN (Bild 128). An der Messstelle D2 resultierte hingegen sowohl in der Berechnung als auch im Versuch ein qualitativ gleicher Kurvenverlauf. Aus der Änderung der Plattendicke lässt sich ablesen, dass im Versuch bei etwa 840 kN der Schubriss, der sich zuvor im Bereich der Messstelle D1 langsam geöffnet hatte, schlagartig bis zur Messstelle D2 durchschlug. Die Last-Verformungskurve der Berechnung (Bild 127) zeigt eine Steifigkeitsänderung ab einer Last von ca. 875 kN, korrespondierend zu einer ebenfalls ruckartigen Dickenänderung an der Messstelle D2. Obwohl die Last-Verformungskurven nach Überschreiten dieser Last abflachten, war eine weitere Laststeigerung möglich (Bild 127). Sowohl die Schubrisslast (entsprechend der Last, bei der der maßgebende Schubriss Richtung Auflager durchschlug) als auch die Bruchlast (entsprechend der maximalen Tragfähigkeit) werden somit gut abgebildet. Ab einem Meter seitlichen Abstands von der Mittelachse des Versuchskörpers (Messstellen D8, D9, D12 und D13, Bezeichnung der Messstellen siehe Bild 24) war sowohl im Versuch als auch in der Berechnung keine signifikante Dickenänderung messbar.

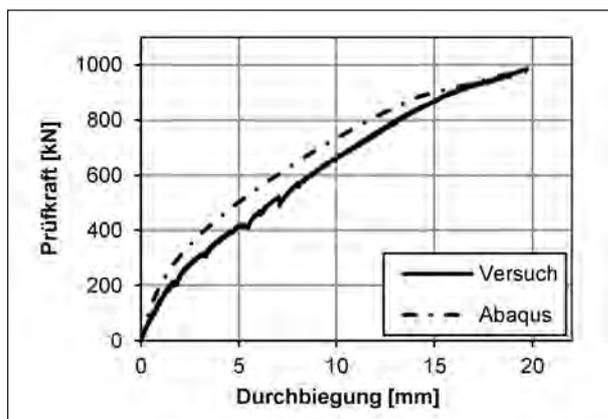


Bild 127: Experimentelle und numerische Last-Verformungskurve für S35B-1

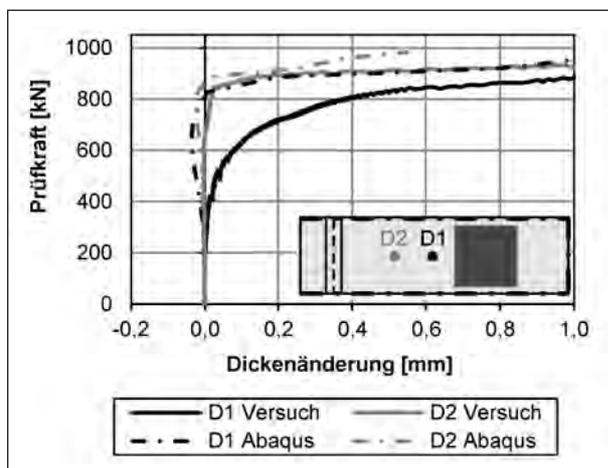


Bild 128: Experimentelle und numerische Dickenänderungen für S35B-1

Der Vergleich der Rissbilder im Schnitt entlang der Mittelachse zeigt ebenfalls eine gute Übereinstimmung (Bild 129). Der obere Schubriss im Rissbild des Versuchs (Bild 129, unten) ist wahrscheinlich ein Sekundärriss, der erst im Nachbruchverhalten des Versuchskörpers entstanden und daher auch in der Berechnung nur andeutungsweise zu erkennen ist.

Zur Überprüfung des Kraftflusses werden in Bild 130 die aus den Stahldehnungen berechneten Stahlspannungen der unteren Längs- und Querbewehrung miteinander verglichen. Insgesamt werden die Stahlspannungen in der Berechnung qualitativ gut wiedergegeben.

Die Entwicklungen der Stahlspannungen in der Längsbewehrung unterhalb der Lasteinleitungsplatte (Messstelle SL2) und rund 70 cm von der Mittelachse entfernt (Messstelle SL5) werden durch die Berechnung sehr gut abgebildet, bis im

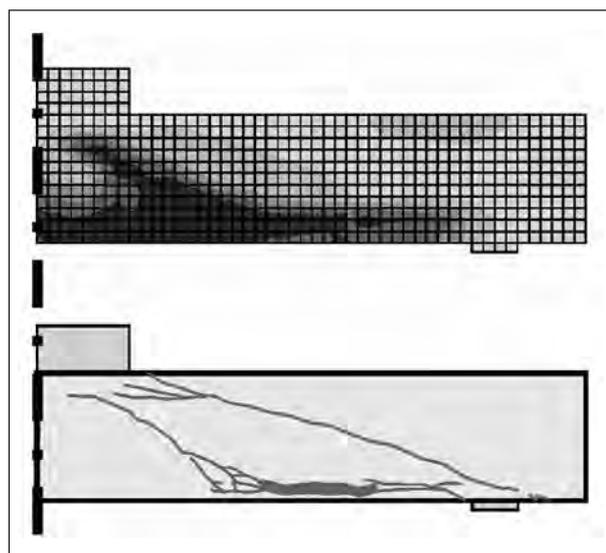


Bild 129: Rissbilder entlang der Mittelachse (Versuchskörperausschnitt) von S35B-1; oben: Abaqus (im Bruchzustand); unten: Versuch (Sägeschnitt)

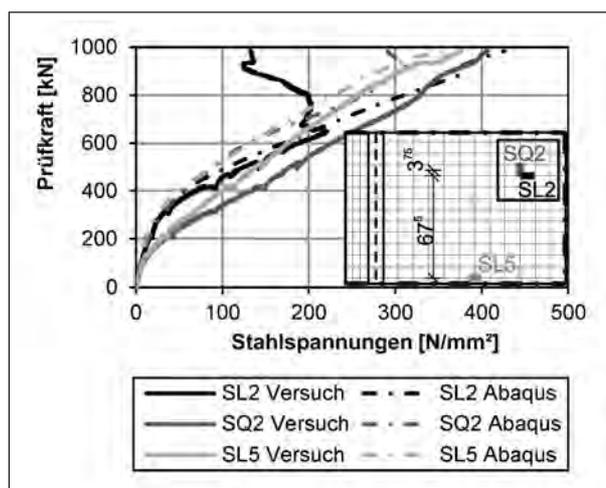


Bild 130: Experimentelle und numerische Stahlspannungen für S35B-1

Versuch vermutlich durch eine Schädigung der Messstelle SL2 die Dehnungen plötzlich abnehmen (SL2 bei 650 kN). Da die Spannungen weit unter der Fließspannung des hochfesten Stahls liegen, kann ein Versagen der Bewehrungsstäbe ausgeschlossen werden. Auch die Entwicklung der Spannungen in der Querbewehrung wird mit dem FE-Modell qualitativ gut erfasst, wenngleich an der Messstelle SQ2 im Versuch größere Dehnungen auftraten. Insgesamt werden die Versuche durch die entwickelten FE-Modelle zutreffend abgebildet.

Die größere Abweichung der Bruchlast im Versuch S35C-1 lässt sich anhand des Vergleichs der Durchbiegungen und Dickenmessungen erklären

(Bilder 131 und 132). Die Last-Verformungskurve der Berechnung flacht bei einer Last von ca. 800 kN zunächst ab und erreicht ihren Höchstwert bei 901 kN (Bild 131). Die Steifigkeitsänderung ist hierbei auf die Öffnung eines Schubrissses zurückzuführen (Bild 132).

Im Versuch entstand der Schubriss bei ca. 900 kN (Bild 132), was auch im Last-Verformungsdiagramm durch einen Abfall der Steifigkeit zu erkennen ist (Bild 131). Infolge des relativ großen Abstands zum Auflager ($a = 1,3 \text{ m}$) konnte der Versuchskörper die Last umlagern und somit eine signifikante Resttragfähigkeit entwickeln. An den Messstellen D1 und D2 wurden im Versuch beispielsweise bei rund 30 kN vor Erreichen der Höchstlast Änderungen der Plattendicke von ca. 6 bzw. 4 mm gemessen, was auf ausgeprägte Rissbildung im Inneren des Versuchskörpers schließen lässt. Da die Last trotzdem noch weiter gesteigert werden konnte, wurden offenbar weiter außen lie-

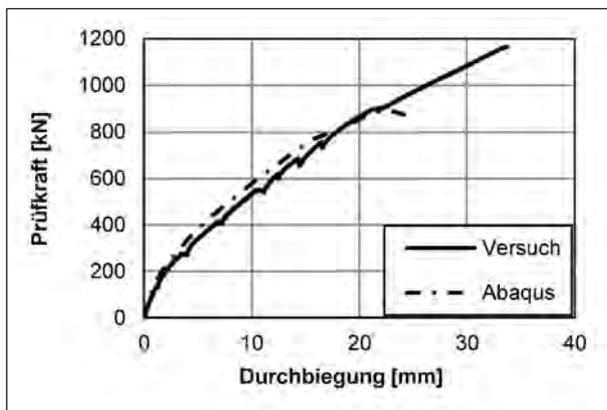


Bild 131: Experimentelle und numerische Last-Verformungskurve für S35C-1

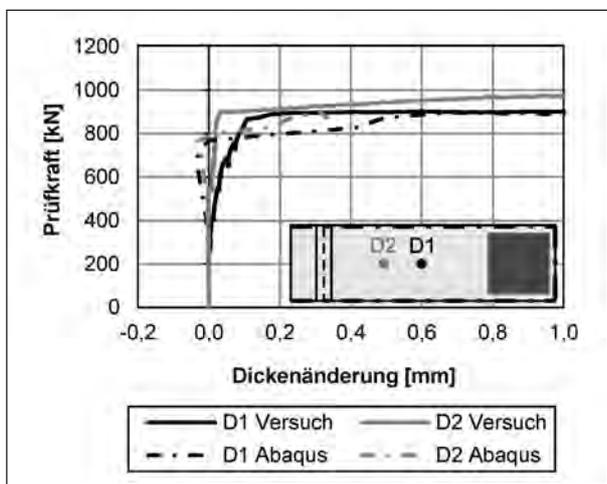


Bild 132: Experimentelle und numerische Dickenänderungen für S35C-1

gende Bereiche des Versuchskörpers für den Lastabtrag aktiviert (vgl. Kapitel 3.7.3). Diese Umlagerung konnte in der FE-Simulation nicht abgebildet werden, woraus die größere Abweichung der Bruchlasten resultiert. Da für die nachfolgende Parameterstudie die Schubrissslast im Vordergrund steht, sind die Abweichungen des Modells vertretbar.

4.5 Parameterstudie an Einfeldplatten

4.5.1 Untersuchungsparameter

Im Rahmen einer Parameterstudie wurden zur Erweiterung der Datenbank die Einflüsse der Betonfestigkeit, der Versuchskörperbreite, der Schubschlankheit, des Längs-, Quer- und Druckbewehrungsgrades, der Stützweite sowie der Plattendicke auf das Querkrafttragverhalten untersucht. Um die Parametereinflüsse isoliert bewerten zu können, wurde innerhalb einer Prüfserie jeweils nur ein Parameter variiert, während alle übrigen Einflüsse konstant gehalten wurden. Lediglich die Einflüsse der Schubschlankheit und der Plattendicke wurden in jeweils zwei Serien untersucht. Während alle Parameter anhand des Modells mit einer Plattenbreite von 3,5 m untersucht wurden, wurde der Einfluss der Schubschlankheit zusätzlich auch an einer 2,5 m breiten Platte analysiert. Zur Ermittlung des Einflusses der Plattendicke wurde einmal die Schubschlankheit durch Variation des Lastabstandes konstant gehalten und in einer weiteren Serie gleichzeitig mit der Plattendicke die Schubschlankheit infolge eines konstanten Lastabstandes variiert. In Tabelle 15 ist die Versuchsmatrix mit den variierenden Parametern zusammengestellt.

4.5.2 Vereinfachung der Modellparameter

Zur Vereinfachung der Modelle und zur Sicherstellung der Übertragbarkeit der Ergebnisse auf reale Brückenbauwerke wurde zunächst der Einfluss der konstruktiv eingelegten Querkraftbewehrung außerhalb der untersuchten Plattenbereiche untersucht. Nach einer Vergleichsrechnung am Modell S35B-1 hat die konstruktive Bügelbewehrung einen vernachlässigbaren Einfluss auf die Berechnungsergebnisse und kann somit im Rahmen der Parameterstudie entfallen.

Außerdem wurde in der durchgeführten Versuchsreihe hochfester Stahl der Güte St 900/1100 verwendet, um ein vorzeitiges Biegeversagen zu verhindern. Da die resultierenden Stahlspannungen im

Untersuchungsparameter	Festigkeitsklasse	b [m]	h [cm]	a/d [-]	ρ_L [%]	ρ_Q [%]	ρ_D [%]	a [m]	L [m]
Betonfestigkeit	C25/30	3,5	28	4,16	0,98	0,47	0,22	1	4
	C30/37								
	C35/45								
	C40/50								
Versuchskörperbreite	C30/37	0,5	28	4,16	0,98	0,47	0,22	1	4
		1,5							
		2,5							
		3,5							
		4,5							
		5,5							
Schubslankheit (bei $b = 3,5$ m)	C30/37	3,5	28	2,91	0,98	0,47	0,22	0,7	4
				3,53				0,85	
				4,16				1	
				4,78				1,15	
				5,41				1,3	
Schubslankheit (bei $b = 2,5$ m)	C30/37	2,5	28	2,91	0,98	0,47	0,22	0,7	4
				3,53				0,85	
				4,16				1	
				4,78				1,15	
				5,41				1,3	
Längsbewehrungsgrad ρ_L	C30/37	3,5	28	4,16	0,50	0,47	0,22	1	4
					0,60				
					0,70				
					0,80				
					0,90				
					0,98				
Querbewehrungsgrad ρ_Q	C30/37	3,5	28	4,16	0,98	0,00	0,22	1	4
						0,12			
						0,23			
						0,47			
						0,70			
Druckbewehrungsgrad ρ_D	C30/37	3,5	28	4,16	0,98	0,47	-	1	4
						0,22	0,50		
Stützweite	C30/37	3,5	28	4,16	0,98	0,47	0,22	1	2
									3
									4
									5
									6
Versuchskörperdicke (bei konstanter Schubslankheit durch Variation des Lastabstandes)	C30/37	3,5	28	2,91	0,98	0,47	0,22	0,7	4
			33					0,85	
			38					1	
			43					1,15	
			48					1,3	
Versuchskörperdicke (bei gleichzeitig variierender Schubslankheit durch konstanten Lastabstand)	C30/37	3,5	48	2,91	0,98	0,47	0,22	1,3	4
			40	3,53					
			35	4,16					
			31	4,78					
			28	5,41					

Tab. 15: Untersuchungsmatrix der Parameterstudie

Bruchzustand jedoch unterhalb der charakteristischen Streckgrenze eines BSt 500 lagen, hatte die größere Streckgrenze im Vergleich zur Verwendung der bauüblichen Stahlgüte BSt 500 keinen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse.

4.5.3 Auswertung

Im Rahmen der Parameterstudie wurden ursprünglich zwei Ansätze zur Auswertung der Ergebnisse verfolgt:

- Ermittlung einer mitwirkenden Plattenbreite,
- Ermittlung einer äquivalenten Plattenbreite.

a) Mitwirkende Plattenbreite

Zum einen wurde über die numerische Auswertung der Querkraftverteilung eine mechanisch begründete mitwirkende Plattenbreite $b_{\text{eff},V}$ ermittelt. Die Ermittlung erfolgte angelehnt an die Ermittlung der mitwirkenden Plattenbreite für eine Momentenbeanspruchung (vgl. Kapitel 3.7.7) nach LEONHARDT (1977) über Gleichung (25).

$$b_{\text{eff},V} = \frac{V_{\text{calc},F}}{v_{\text{calc},\text{max}}} \quad (25)$$

mit:

$V_{\text{calc},F}$ aufsummierte Querkraft im betrachteten Schnitt infolge der Einzellast F

$v_{\text{calc},\text{max}}$ maximale im betrachteten Schnitt wirkende Querkraft pro Meter

Die gesamte in einem Schnitt wirkende Querkraft $V_{\text{calc},F}$ infolge der Einzellast F wurde unter Einbezug der maximal wirkenden Querkraft $v_{\text{calc},\text{max}}$ je laufenden Meter Plattenbreite auf die kleinstmögliche Breite $b_{\text{eff},V}$ verteilt (Bild 133). Hierzu wurde der Verlauf der Querkräfte (entsprechend den Kräften in vertikaler Richtung) innerhalb des Systems durch eine Integration der Knotenspannungen über die Höhe des Versuchskörpers berechnet. Da die mitwirkende Plattenbreite ausgehend von der Last zur Auflagerung hin zunimmt, erfolgte die Auswertung in mehreren Bemessungsschnitten: am Auflager („Lager“), im Abstand d von der Auflagerkante („dLager“), direkt und im Abstand d vor der Lasteinleitungsplatte („Last“, „dLast“) und im Schnittpunkt des Schubrisses mit der Schwereachse („krit“).

Anhand des Modells S35B-1 mit der Betonfestigkeitsklasse C30/37 wird im Folgenden exemplarisch die Ermittlung der mitwirkenden Breite vorgestellt. Bild 135 zeigt die Lage der einzelnen Schnitte sowie die Schädigung des Versuchskörpers für eine aufgebrachte Last (Eigengewicht G + Einzellast F) von 426 kN anhand des Schädigungsparameters d_t , über den mit der Schädigungs-Rissöffnungsbeziehung in Bild 134 direkt auf die fiktive Rissöffnung geschlossen werden kann. So entspricht beispielsweise einer Schädigung von 0,92 entsprechend den Definitionen der Materialparameter nach Kapitel 4.2.2 für einen Beton der Festigkeitsklasse C30/37 mit einem Größtkorn von 16 mm eine fiktive Rissöffnung von 0,1 mm. Bei der aufgebrachten Last von 426 kN, was ca. 42 % der Querkrafttragfähigkeit entspricht, war eine Biegerissbildung zu erkennen. Die Verteilung der Querkraft im Inneren des Versuchskörpers in Bild 136 entsprach annähernd dem theoretischen Verlauf nach Bild 133. Im Schnitt an der Lastplatte

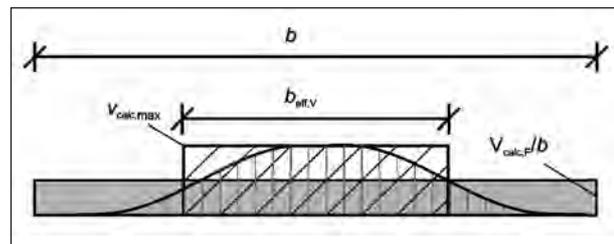


Bild 133: Berechnung der effektiven Plattenbreite $b_{\text{eff},V}$

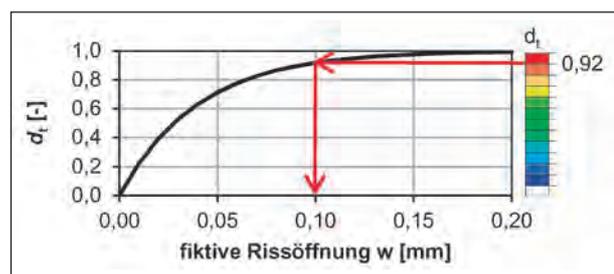


Bild 134: Schädigungs-Rissöffnungsbeziehung mit Farbskalierung zur Interpretation der Bilder 135 und 137

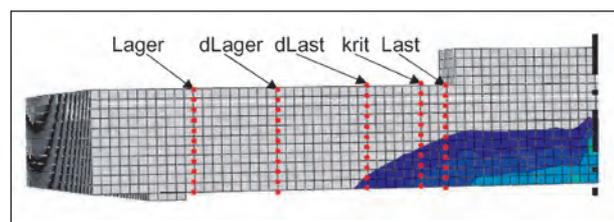


Bild 135: Schädigung d_t für S35B-1, C30/37 bei $G + F = 426$ kN und Lage der Schnitte für die Ermittlung der mitwirkenden Plattenbreite

(„Last“) trat die maximale Querkraft entlang der gesamten Lasteinleitungsplatte auf. Mit zunehmender Entfernung von der Lasteinleitungsplatte in Richtung Auflagerachse stellte sich eine gleichmäßigere Kraftverteilung mit Maximalwerten auf Höhe der Symmetrieachse ein.

Mit zunehmender Belastung entstanden vor allem an den Kanten der Lasteinleitung durch die Steifigkeitsunterschiede zwischen Lasteinleitungsplatte

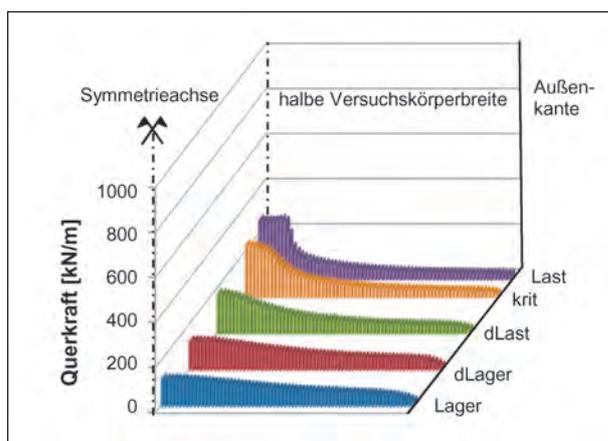


Bild 136: Verlauf der Querkräfte für S35B-1, C30/37 in ausgewählten Schnitten bei $G + F = 426 \text{ kN}$

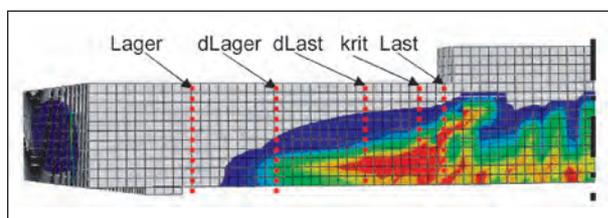


Bild 137: Schädigung d_t für S35B-1, C30/37 bei Schubrisslast ($G + F = 1.000 \text{ kN}$) und Lage der Schnitte für die Ermittlung der mitwirkenden Plattenbreite

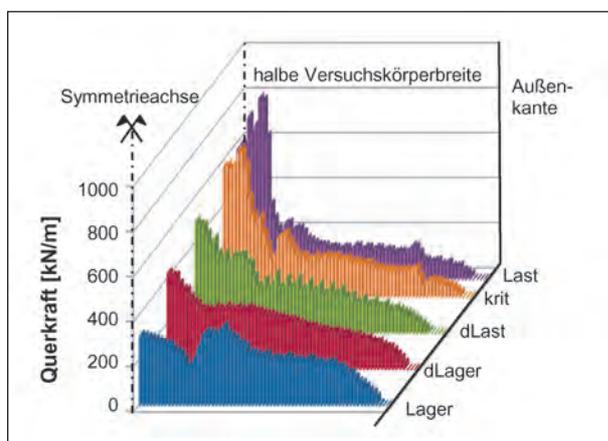


Bild 138: Verlauf der Querkräfte für S35B-1, C30/37 in ausgewählten Schnitten bei Schubrisslast ($G + F = 1.000 \text{ kN}$)

und Beton tiefe Biegerisse. Infolge der Durchbiegung des Versuchskörpers wurde die Last danach vorwiegend über die Kanten bzw. Ecken der Lasteinleitungsplatte abgetragen, was zu einer verstärkten Rissbildung in diesem Bereich führte. Auch im Querkraftverlauf ist dieser Effekt durch den Anstieg und anschließenden starken Abfall an den Ecken der Lasteinleitungsplatte zu erkennen (Bild 138). Bedingt durch die steigenden nichtlinearen Einflüsse infolge zunehmender Breite der Quer- und Längsrisse war der Querkraftverlauf in allen Schnitten nicht mehr stetig.

Die Ermittlung einer mitwirkenden Plattenbreite aus der Verteilung der Querkräfte gestaltete sich schwierig, da sich bedingt durch die hochgradig nichtlinearen Einflüsse allenfalls qualitativ eine Verteilung wie in Bild 133 einstellte. Es stellte sich die Frage, ob die Ermittlung der mitwirkenden Plattenbreite über den Maximalwert der Querkraft $v_{\text{calc,max}}$ entsprechend Gleichung (25) sinnvoll ist oder ob eventuell der Mittelwert der Querkraft über einen vorgegebenen Bereich, wie beispielsweise die Schubrissbreite, angesetzt werden soll. Bei Ansatz einer gemittelten maximalen Querkraft können Fehlinterpretationen der mitwirkenden Plattenbreite infolge von großen punktuellen Querkraftspitzen vermieden werden. Allerdings muss hierbei die Schubrissbreite jeweils grafisch ausgewertet werden, wodurch Interpretationsspielraum entsteht.

Zudem stellte sich die Frage nach dem maßgebenden Bemessungsschnitt. Da trotz des deutlich erkennbaren Schubrisses (Bild 137) die Querkraft in den Schnitten nicht signifikant abfiel (Bild 138), konnte auch bei bekannter Verteilung der Querkräfte nur schwer auf den maßgebenden Schnitt geschlossen werden. Die Auswertung anhand des kritischen Schnittes erschien zunächst am sinnvollsten, da sich in diesem auch der Schubriss öffnet und somit die Argumentation über die mitwirkende Plattenbreite mechanisch begründet ist. Jedoch ist die Festlegung dieses Schnittes ebenfalls nur grafisch über die Auswertung des Rissbildes möglich, sodass auch hier Interpretationsspielraum gegeben und somit keine objektive Auswertung möglich war.

Beim Vergleich der auf die berechnete mitwirkende Plattenbreite bezogenen Tragfähigkeit mit der mittleren Querkrafttragfähigkeit $v_{Rm,ct}$ nach DIN-Fachbericht 102 (2009) (Gleichung (13)) konnte zudem keine gute Übereinstimmung festgestellt werden. So betrug beispielsweise die auf den mechanisch begründeten „kritischen“ Bemessungsschnitt bezo-

gene Tragfähigkeit der rund 2,5fachen Tragfähigkeit nach Norm. Demnach müsste neben dem Ansatz zur Erfassung der mitwirkenden Plattenbreite ein weiterer Ansatz zur Korrektur der Querkrafttragfähigkeit für Platten ohne Querkraftbewehrung erarbeitet werden. Wegen der beschriebenen Interpretationsspielräume und da es nicht zweckmäßig erscheint, den empirischen Bemessungsansatz mechanisch zu erweitern, wurde dieser Ansatz nicht weiter verfolgt.

b) Äquivalente Plattenbreite

Im zweiten Ansatz wurde ähnlich wie bei der Ermittlung der experimentellen äquivalenten Plattenbreite in den Kapiteln 3.7.8 und 3.8.6 die Schubrislast direkt mit der auf die Breite bezogenen Querkrafttragfähigkeit (Gleichung (13)) nach DIN-Fachbericht 102 (2009) verglichen und so eine äquivalente Plattenbreite $b_{\text{äq},x}$ in Abhängigkeit eines Parameters x ermittelt. Hierfür wurde die numerisch ermittelte Schubrislast durch die bezogene Querkrafttragfähigkeit nach DIN-Fachbericht 102 (2009) abzüglich des Anteils aus Eigengewicht nach Gleichung (26) dividiert. Für den Querkraftanteil aus Eigengewicht wurde die Auflagerkraft des lastnahen Lagers verwendet. Die äquivalente Plattenbreite $b_{\text{äq},x}$ entspricht damit der Plattenbreite, für die die numerisch ermittelte Schubrislast mit der Querkrafttragfähigkeit nach DIN-Fachbericht 102 (2009) übereinstimmt.

$$b_{\text{äq},x} = \frac{V_{\text{calc},F}}{V_{\text{Rm,ct}} - V_{\text{calc},g}} \quad (26)$$

Für die Herleitung einer alle Einflussgrößen erfassenden äquivalenten Plattenbreite $b_{\text{äq}}$ wurden ausgehend von einer Bezugsbreite Vorfaktoren λ_x in Abhängigkeit der untersuchten Parameter ermittelt, die in einem Faktoransatz nach Gleichung (27) zusammengefasst wurden. Die einzelnen Vorfaktoren konnten über Gleichung (28) ermittelt werden, wobei als Bezugsbreite für den Einfluss der Versuchskörperbreite die gesamte Versuchskörperbreite b und für alle weiteren Bezugsbreiten die hieraus resultierende äquivalente Plattenbreite gewählt wurden. Somit stellt die Bezugsbreite lediglich eine Hilfsgröße dar und hat keinen Einfluss auf die resultierende äquivalente Plattenbreite nach Gleichung (27).

$$b_{\text{äq}} = b \cdot \lambda_b \cdot \lambda_{fc} \cdot \lambda_{a/d} \cdot \lambda_{pl} \cdot \lambda_{pQ} \cdot \lambda_{pD} \cdot \lambda_l \cdot \lambda_d \quad (27)$$

mit:

$b_{\text{äq}}$	empirisch ermittelte äquivalente Plattenbreite
λ_b	Faktor zur Erfassung der Plattenbreite
λ_{fc}	Faktor zur Erfassung der Betonfestigkeit
$\lambda_{a/d}$	Faktor zur Erfassung der Schubschlankheit
λ_{pl}	Faktor zur Erfassung des Längsbewehrungsgrades
λ_{pQ}	Faktor zur Erfassung des Querbewehrungsgrades
λ_{pD}	Faktor zur Erfassung des Druckbewehrungsgrades
λ_l	Faktor zur Erfassung der Stützweite
λ_d	Faktor zur Erfassung der statischen Nutzhöhe

$$\lambda_x = \frac{b_{\text{äq},x}}{b_{\text{Bezug}}} \quad (28)$$

mit:

$b_{\text{äq},x}$ äquivalente Plattenbreite in Abhängigkeit eines einzelnen Parameters x

b_{Bezug} Bezugsbreite

Die Auswertung bezieht sich nicht auf die maximale Querkrafttragfähigkeit, sondern auf die Querkraft bei Schubrisbildung, da die nichtlinearen Berechnungen zum Zeitpunkt der Schubrisbildung stabil sind und verlässliche Ergebnisse liefern. Nach instabiler Schubrisbildung unterliegt die Bestimmung der maximalen Versagenslast dem Interpretationsspielraum des Anwenders. Da durch die Auswertung auf Schubrislastniveau das Umlageungspotenzial nach Bildung eines Schubrisses nicht erfasst wird, liegt die äquivalente Breite nach Gleichung (27) im Hinblick auf die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit auf der sicheren Seite. In den folgenden Kapiteln werden die Einflüsse der untersuchten Parameter systematisch anhand der äquivalenten Plattenbreite vorgestellt.

4.5.4 Einfluss der Betonfestigkeit

Zur Ermittlung des Einflusses der Betonfestigkeit wurden die für Brückenbauwerke üblichen Festigkeitsklassen C25/30, C30/37, C35/45 und C40/50 untersucht. Erwartungsgemäß erhöhte sich bei

Betonfestigkeitsklasse	$V_{\text{calc},F}$	$b_{\text{äq},fc}$	λ_{fc}
-	kN	m	-
C25/30	636	2,83	1,02
C30/37	666	2,77	1,00
C35/45	690	2,73	0,98
C40/50	712	2,68	0,97

Tab. 16: Schubrissquerkräfte $V_{\text{calc},F}$, äquivalente Plattenbreite $b_{\text{äq},fc}$ und Vorfaktor λ_{fc} ($b_{\text{Bezug}} = b_{\text{äq},C30/37} = 2,77$ m) bei Variation der Betonfestigkeitsklasse

steigender Betonfestigkeit die Schubrisslast. In Tabelle 16 sind die Schubrissquerkräfte $V_{\text{calc},F}$ infolge der Einzellast F sowie die daraus resultierenden äquivalenten Plattenbreiten $b_{\text{äq},fc}$ und Vorfaktoren λ_{fc} (mit $b_{\text{Bezug}} = b_{\text{äq},C30/37} = 2,77$ m) für die verschiedenen Betonfestigkeitsklassen zusammengestellt.

Mit zunehmender Betonfestigkeit wird geringfügig weniger Plattenbreite aktiviert. Ausgehend vom Modell S35B-1, C30/37 als Bezugssystem ergeben sich für den Vorfaktor λ_{fc} gemäß Gleichung (28) die in Tabelle 16 angegebenen Werte. Da die Werte weniger als 5 % voneinander abweichen, kann vereinfachend ein konstanter Faktor $\lambda_{fc} = 1,0$ angesetzt werden.

4.5.5 Einfluss der Versuchskörperbreite

Für die Betonfestigkeitsklasse C30/37 wurde die Plattenbreite variiert, um den Übergang von der Balken- zur Plattentragwirkung zu erfassen. Neben den Versuchskörperbreiten der experimentellen Untersuchungen wurden zusätzlich Modelle mit einer Plattenbreite von 4,5 m und 5,5 m erstellt. In Bild 139 sind die Last-Verformungskurven für die verschiedenen Versuchskörperbreiten dargestellt. Der Übergang zwischen Balken- und Plattentragwirkung liegt für die untersuchten Platten zwischen 1,5 m und 2,5 m Plattenbreite, da die Tragfähigkeit ab einer Breite von 2,5 m nach Überschreitung der Schubrisslast nicht mehr abfällt, sondern weiter ansteigt (Bild 139). Dies ist auf das größere Umlagerungspotenzial bei der Plattentragwirkung zurückzuführen. Durch das mit der Plattenbreite anwachsende Umlagerungspotenzial steigt das Verhältnis von Bruchquerkraft zu Schubrissquerkraft an.

Die numerisch ermittelten Schubrissquerkräfte $V_{\text{calc},F}$ und die daraus resultierenden äquivalenten Plattenbreiten $b_{\text{äq},b}$ und Vorfaktoren λ_b (mit b_{Bezug}

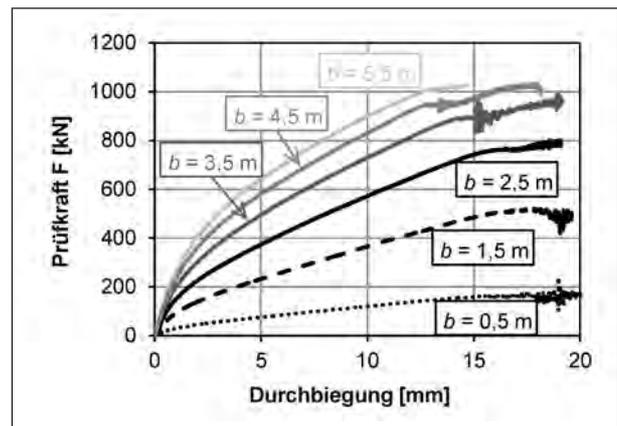


Bild 139: Last-Verformungskurven für die verschiedenen Versuchskörperbreiten

Versuchskörperbreite b_{\square}	$V_{\text{calc},F}$	$b_{\text{äq},b}$	λ_b
m	kN	m	-
0,5	119	0,5	1,0
1,5	368	1,5	1,0
2,5	554	2,31	0,92
3,5	666	2,78	0,79
4,5	702	2,93	0,65
5,5	733	3,06	0,56

Tab. 17: Schubrissquerkräfte $V_{\text{calc},F}$, äquivalente Plattenbreite $b_{\text{äq},b}$ und Vorfaktor λ_b ($b_{\text{Bezug}} = b$) bei Variation der Versuchskörperbreite b

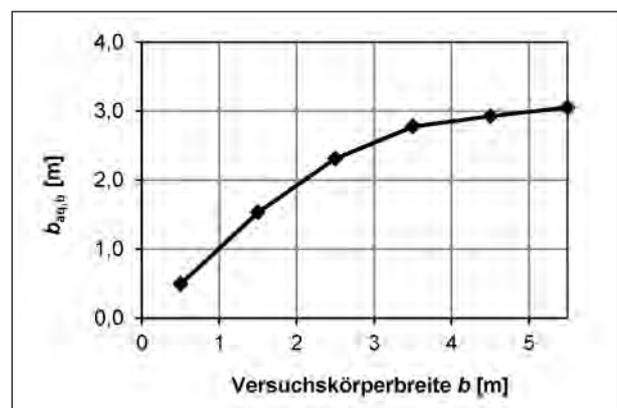


Bild 140: Äquivalente Plattenbreite $b_{\text{äq},b}$ in Abhängigkeit von der Versuchskörperbreite

= b) sind in Tabelle 17 angegeben und in den Bildern 140 und 141 in Abhängigkeit von der Versuchskörperbreite dargestellt. Die numerischen Ergebnisse bestätigen die Erkenntnisse der durchgeführten Versuche, wonach bis zu einer Versuchskörperbreite von 1,5 m die volle Breite aktiviert wurde. Bis zur größten Plattenbreite von 5,5 m ist

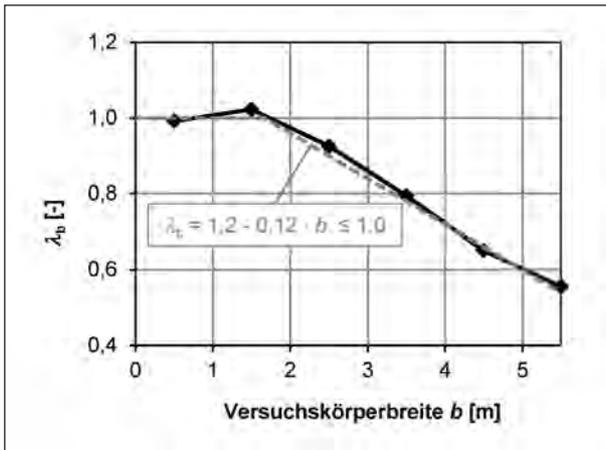


Bild 141: Vorfaktor λ_b in Abhängigkeit von der Versuchskörperbreite

mit zunehmender Versuchskörperbreite ein Anstieg der äquivalenten Breite zu beobachten, der jedoch zunehmend kleiner wird (Bild 140). Der in Bild 141 dargestellte Zusammenhang zwischen dem Faktor λ_b und der Plattenbreite b kann innerhalb des untersuchten Bereichs in guter Näherung (Abweichungen kleiner 3 %) durch Gleichung (29) beschrieben werden.

$$\lambda_b = 1,2 - 0,12 \cdot b \leq 1,0 \quad \text{für } b \leq 5,5 \text{ m} \quad (29)$$

4.5.6 Einfluss der Schubschlankheit

Neben den experimentell untersuchten Schubschlankheiten ($a/d = 2,91; 4,16$ und $5,41$) wurden zusätzlich noch die Zwischenwerte ($a/d = 3,53$ und $4,78$) numerisch untersucht. Um die Anwendbarkeit des Faktoransatzes zur Ermittlung der äquivalenten Plattenbreite zu überprüfen, wurde die Variation der Schubschlankheit jeweils an Modellen mit Versuchskörperbreiten von $2,5 \text{ m}$ und $3,5 \text{ m}$ durchgeführt. In Bild 142 sind die Last-Verformungskurven der durchgeführten Berechnungen exemplarisch für die Versuchskörperbreite $b = 2,5 \text{ m}$ dargestellt. Obwohl im Bereich der untersuchten Schubschlankheiten ($a/d > 2,5$) nach DIN-Fachbericht 102 (2009) kein Einfluss der Schubschlankheit berücksichtigt wird (vgl. Kapitel 2.2.3), ist eine Zunahme der Schubrislast für kleinere Schubschlankheiten zu erkennen. Insgesamt reagiert das System bei abnehmender Schubschlankheit bedingt durch die später einsetzende Biegerissbildung zunehmend steifer. Zudem wird durch den Einfluss der direkten Druckstrebe eine höhere Tragfähigkeit erzielt. Der Vergleich mit den Versuchen zeigt jedoch, dass die Umlagerung der Kräfte nach Bildung des Schubrisses mit Abaqus nicht richtig erfasst wird

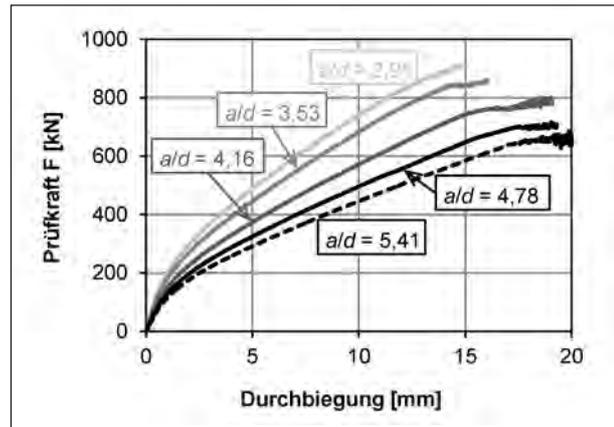


Bild 142: Last-Verformungskurven für $b = 2,5 \text{ m}$ für die verschiedenen Schubschlankheiten

Schubschlankheit a/d	$b = 2,5 \text{ m}$ $V_{\text{calc},F}$	$b = 3,5 \text{ m}$ $V_{\text{calc},F}$
-	kN	kN
2,91	714	825
3,53	652	716
4,16	554	666
4,78	492	582
5,41	437	526

Tab. 18: Schubrisssquerkräfte $V_{\text{calc},F}$ für $b = 2,5 \text{ m}$ und $b = 3,5 \text{ m}$ bei Variation der Schubschlankheit

(vgl. Kapitel 4.4). Daher kann davon ausgegangen werden, dass mit steigender Schubschlankheit ein größeres Umlagerungspotenzial vorhanden ist und die Bestimmung der äquivalenten Plattenbreite anhand der Schubrislast zunehmend auf der sicheren Seite liegt.

In Tabelle 18 sind die rechnerisch ermittelten Schubrisssquerkräfte $V_{\text{calc},F}$ für die Versuchskörperbreiten $b = 2,5 \text{ m}$ und $b = 3,5 \text{ m}$ bei Variation der Schubschlankheit aufgelistet. Die daraus resultierenden äquivalenten Plattenbreiten $b_{\text{äq},b}$ nehmen mit zunehmender Schubschlankheit ab (Bild 143), da hierin auch die Lastabtragung über eine direkte Druckstrebe berücksichtigt wird. Für beide untersuchten Versuchskörperbreiten stellt sich ein annähernd linearer Zusammenhang ein. Da die Trendlinien für die unterschiedlichen Versuchskörperbreiten parallel verlaufen, kann eine Funktion für den Vorfaktor $\lambda_{a/d}$ ermittelt werden, der den Einfluss der Schubschlankheit erfasst. Als Bezugsgröße wurde die äquivalente Plattenbreite bei einer Schubschlankheit von $4,16$ gewählt, wodurch bei geringen Schubschlankheiten äquivalente Plattenbreiten resultieren, die größer als die vorhandene

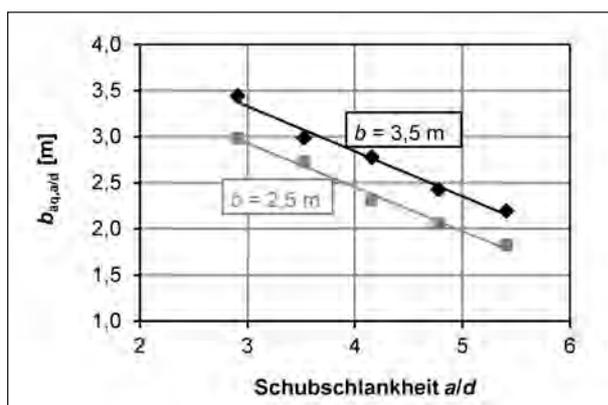


Bild 143: Äquivalente Plattenbreite $b_{\text{äq},a/d}$ für $b = 2,5$ m und $b = 3,5$ m in Abhängigkeit von der Schubslankheit

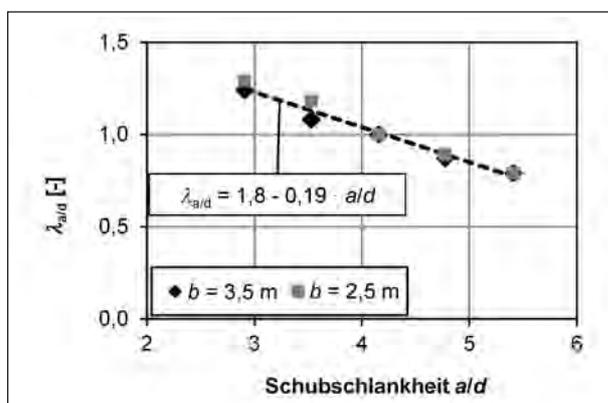


Bild 144: Vorfaktor $\lambda_{a/d}$ in Abhängigkeit von der Schubslankheit

Versuchskörperbreite sind. Ursache hierfür ist, dass bei kleineren Schubslankheiten ein nennenswerter Anteil der Querkraft über eine direkte Druckstrebe ins Auflager geleitet wird.

Der in Bild 144 dargestellte Zusammenhang zwischen dem Vorfaktor $\lambda_{a/d}$ und der Schubslankheit kann innerhalb des untersuchten Gültigkeitsbereichs durch Gleichung (30) beschrieben werden.

$$\lambda_{a/d} = 1,8 - 0,19 \cdot \frac{a}{d} \quad \text{für } 2,91 \leq \frac{a}{d} \leq 5,41 \quad (30)$$

Die Abweichungen der einzelnen numerisch ermittelten Werte von der angegebenen Funktion liegen unter 5 %. Die lineare Abnahme der Schubrislast bei steigender Schubslankheit ist jedoch wahrscheinlich nicht auf kleinere bzw. größere Schubslankheiten übertragbar.

4.5.7 Einfluss der Druckbewehrung

Da der Querkraftbemessungsansatz nach DIN-Fachbericht 102 (2009) anhand von Balkenversuchen ohne Druckbewehrung entwickelt wurde,

wurde der Einfluss der bei Brückenfahrbahnplatten üblichen Bewehrung in der Druckzone untersucht. Aufgrund der erhöhten Betondeckung und der geringen Druckzonenhöhe war jedoch zu erwarten, dass sich die Biegedruckbewehrung bei Brückenfahrbahnplatten in der Nähe der Spannungsnulllinie befindet und daher kaum zur Tragfähigkeit der Druckzone beiträgt. Zum Einfluss der Druckbewehrung wurden neben dem Bewehrungsgrad im Versuch von 2,2 ‰ ein höherer Bewehrungsgrad von 5,0 ‰ sowie ein Modell ohne Druckbewehrung untersucht. Erwartungsgemäß resultierten für alle drei Modelle fast gleiche Last-Verformungsverläufe mit nahezu identischen Werten für Schubris- und Bruchlasten. Folglich kann der Einfluss der Druckbewehrung bei der Ermittlung einer äquivalenten Plattenbreite vernachlässigt werden. Als Vorfaktor $\lambda_{r,D}$ wird somit der Wert 1,0 angesetzt.

4.5.8 Einfluss des Längsbewehrungsgrades

Wie die Betonfestigkeit wird auch der Längsbewehrungsgrad in der Zugzone in Gleichung (1) für die Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung mit einem Exponenten von 1/3 erfasst. Da die Längsbewehrung das Öffnen der Biegeschubrisse verlangsamt, bleibt eine Kraftübertragung durch Rissverzahnung im gerissenen Beton länger erhalten. Der Bezug der Bewehrung auf die statische Nutzhöhe erfasst außerdem den wichtigeren Einfluss aus der Höhe der ungerissenen Betondruckzone. Zur Überprüfung des Einflusses wurden ausgehend vom Längsbewehrungsgrad $\rho_L = 0,98$ ‰ der Versuche in Anlehnung an übliche Bewehrungsgrade bei Brückenfahrbahnplatten niedrigere Bewehrungsgrade größer 0,5 ‰ untersucht.

Wie Bild 145 zeigt, unterscheiden sich die Last-Verformungskurven für die unterschiedlichen Längsbewehrungsgrade erwartungsgemäß erst ab dem Zeitpunkt der Rissbildung beim Übergang in den Zustand II. Die Steifigkeit im Zustand II und die Schubrislast wachsen mit steigendem Längsbewehrungsgrad deutlich an. Bei dem Längsbewehrungsgrad von 0,5 ‰ plastiziert die Bewehrung bereits vor Erreichen der Schubrislast. Nach Bildung eines Schubrisse sind daher keine weiteren Tragfähigkeitsreserven vorhanden und es stellt sich ein horizontaler Last-Verformungsverlauf ein. Eine weitere Verringerung des Längsbewehrungsgrades führt demnach voraussichtlich zu einem vorzeitigen Biegeversagen. Ab einem Längsbewehrungsgrad von 0,7 ‰ plastiziert die Bewehrung auch nach Bildung

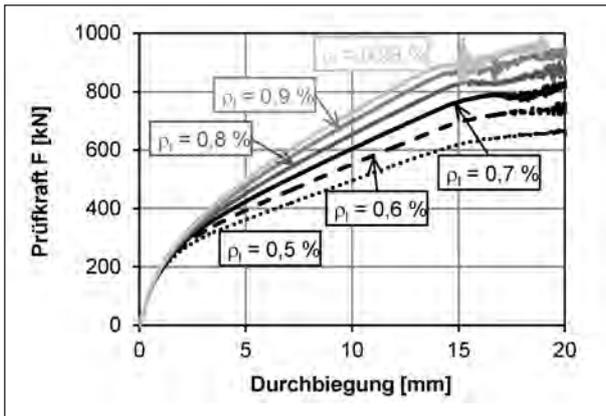


Bild 145: Last-Verformungskurven für die verschiedenen Längsbewehrungsgrade der Biegezugbewehrung

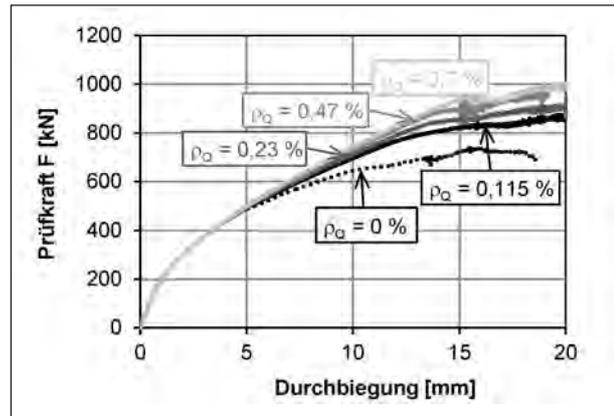


Bild 146: Last-Verformungskurven für die verschiedenen Querbewehrungsgrade in der Zugzone

Längsbewehrungsgrad ρ_l	$V_{calc,F}$	$b_{\text{äq},r,l}$	$\lambda_{\rho l}$
%	kN	m	-
0,5	495	2,63	0,95
0,6	535	2,66	0,96
0,7	569	2,68	0,96
0,8	613	2,75	0,99
0,9	646	2,78	1,0
0,98	666	2,78	1,0

Tab. 19: Schubrisssquerkräfte $V_{calc,F}$, äquivalente Plattenbreite $b_{\text{äq},r,l}$ und Vorfaktor $\lambda_{\rho l}$ bei Variation des Längsbewehrungsgrades ρ_l

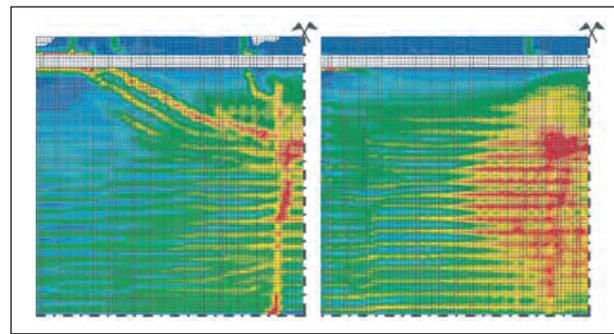


Bild 147: Vergleich der Schädigung an der Unterseite der Modelle im Bruchzustand mit und ohne Querbewehrung: links: $\rho_Q = 0\%$; rechts: $\rho_Q = 0,47\%$ (Legende siehe Bild 134)

des Schubrisse nicht mehr, sodass eine weitere Laststeigerung nach Schubrissebildung möglich wird.

Die Schubrislast $V_{calc,F}$ steigt annähernd in gleichem Maße an wie die Tragfähigkeit nach DIN-Fachbericht 102 (2009), wodurch eine annähernd konstante äquivalente Plattenbreite $b_{\text{äq},r,l}$ resultiert (Tabelle 19). Somit wird der Einfluss der Längsbewehrung nach Norm auch für Platten qualitativ richtig erfasst. Da mit steigendem Längsbewehrungsgrad nur ein geringfügiger Anstieg der äquivalenten Plattenbreite zu verzeichnen ist, kann von einem konstanten Vorfaktor $\lambda_{\rho,l} = 1,0$ für den Einfluss des Längsbewehrungsgrades ausgegangen werden.

4.5.9 Einfluss des Querbewehrungsgrades

Für eine ausreichende Lastverteilung und zur Aufnahme von Querspannungen wird in Platten grundsätzlich eine Querbewehrung angeordnet. Um den Einfluss der Querbewehrung in der Zugzone auf das Tragverhalten von Platten unter punktförmiger Belastung zu untersuchen, wurden am

3,5 m breiten Modell fünf Berechnungen mit variierendem Querbewehrungsgrad durchgeführt. Hierzu wurden ausgehend von dem Querbewehrungsgrad der Versuche mit $\rho_Q = 0,47\%$ Modelle mit kleineren Bewehrungsgraden ($\rho_Q = 0,23$ bzw. $0,115\%$) und größerem Bewehrungsgrad ($\rho_Q = 0,7\%$) erstellt. Zusätzlich wurde das Tragverhalten ohne Querbewehrung ($\rho_Q = 0\%$) untersucht.

Bis zu einer Last von knapp 500 kN hat die Querbewehrung keinen Einfluss, wie der gleiche Last-Verformungsverlauf bei allen Modellen belegt (Bild 146). Ab diesem Zeitpunkt setzt die Querrisse ein und die Steifigkeit fällt je nach Querbewehrungsgrad unterschiedlich stark ab. In der Berechnung ohne Querbewehrung wird der Steifigkeitsabfall besonders deutlich. Während die Rissbreite bei den bewehrten Modellen zu diesem Zeitpunkt kleiner als 0,1 mm war, öffnete sich im Modell ohne Querbewehrung ein ca. 0,3 mm breiter Längsriss, der den Kraftfluss innerhalb des Systems deutlich veränderte (Bild 147). Auch bei einem Bewehrungsgrad von 0,115% wurde das Tragverhalten durch tiefe Längsrisse beeinflusst, da die Querbewehrung

Querbewehrungsgrad ρ_Q	$V_{\text{calc},F}$	$b_{\text{äq},rQ}$	λ_{rQ}
%	kN	m	-
0	492	2,05	0,74
0,115	582	2,43	0,87
0,23	631	2,63	0,95
0,47	666	2,79	1,0
0,7	691	2,88	1,04

Tab. 20: Schubrisssquerkräfte $V_{\text{calc},F}$, äquivalente Plattenbreite $b_{\text{äq},rQ}$ und Vorfaktor λ_{rQ} bei Variation des Querbewehrungsgrades in der Zugzone ρ_Q

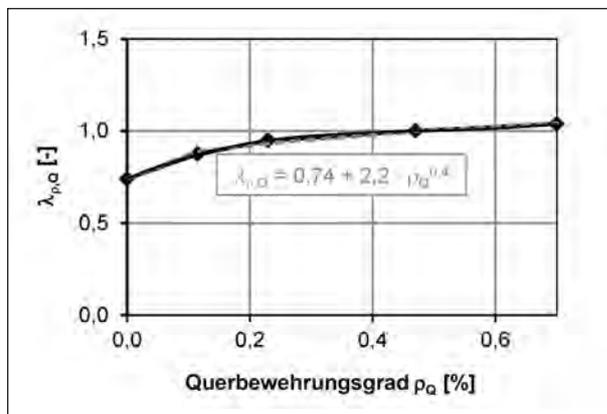


Bild 148: Vorfaktor λ_{rQ} in Abhängigkeit vom Querbewehrungsgrad in der Zugzone ρ_Q

ab einer Last von etwa 800 kN plastizierte. Das Tragverhalten der höher bewehrten Modelle unterscheidet sich nur noch geringfügig, da die Querzugbeanspruchungen bis zum Bruchzustand von der Querbewehrung aufgenommen werden konnten.

Da der Zuwachs der Schubrissslast $V_{\text{calc},F}$ mit zunehmendem Querbewehrungsgrad abnimmt, steigen auch die äquivalente Plattenbreite $b_{\text{äq},rQ}$ und der Vorfaktor λ_{rQ} zunehmend weniger an (Tabelle 20, Bild 148). Der in Bild 148 dargestellte Zusammenhang zwischen dem Vorfaktor λ_{rQ} und dem Querbewehrungsgrad kann innerhalb des untersuchten Gültigkeitsbereichs durch Gleichung (31) beschrieben werden.

$$\lambda_{rQ} = 0,74 + 2,2 \cdot \rho_Q^{0,4} \quad \text{für } 0 \leq \rho_Q \leq 0,7 \% \quad (31)$$

4.5.10 Einfluss der Stützweite

Bisher wurden alle Berechnungen mit einer Stützweite von 4 m durchgeführt. Ein Vergleich der ersten und zweiten Teilversuche mit 4 m bzw. 3 m Stüt-

Stützweite l	$V_{\text{calc},F}$	$b_{\text{äq},l}$	λ_l
m	kN	m	-
2	612	2,48	0,89
3	646	2,66	0,96
4	666	2,78	1
5	676	2,86	1,03
≥ 6	670	2,88	1,04

Tab. 21: Schubrisssquerkräfte $V_{\text{calc},F}$, äquivalente Plattenbreite $b_{\text{äq},l}$ und Vorfaktor λ_l bei Variation der Stützweite

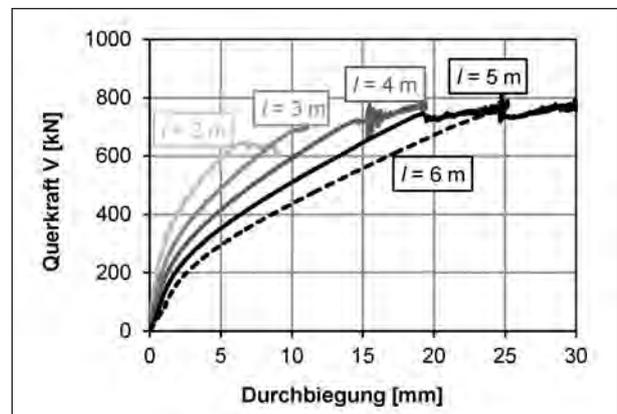


Bild 149: Querlast-Verformungskurven für die verschiedenen Stützweiten

zweite bei den experimentellen Untersuchungen zeigte jedoch Unterschiede im Tragverhalten. Daher wurden zusätzliche Modelle mit Stützweiten von 2 m bis 6 m erstellt, um den Einfluss der Stützweite zu untersuchen.

In Bild 149 ist die Durchbiegung unterhalb der Lasteinleitung über die Querlast V aufgetragen. Dabei entspricht V der Auflagerkraft des lastnahen Auflagers infolge der Einzellast F und des Eigengewichts. Eine Vergrößerung der Stützweite führt bei kleinen Stützweiten infolge der zunehmenden Verformungen zu einer größeren aktivierten Plattenbreite und somit zu einer größeren Schubrissslast und äquivalenten Breite (Tabelle 21). Der Zuwachs der Schubrissslast $V_{\text{calc},F}$ nimmt jedoch mit größer werdender Stützweite ab und wird bei der Erhöhung der Stützweite von 5 m auf 6 m sogar negativ. Da gleichzeitig mit der Stützweite auch die Querlastbelastung infolge Eigengewichts zunimmt, bleiben die resultierende äquivalente Breite $b_{\text{äq},l}$ und der Vorfaktor λ_l im für Brückenfahrbahnplatten relevanten Stützweitenbereich nahezu konstant. Der in

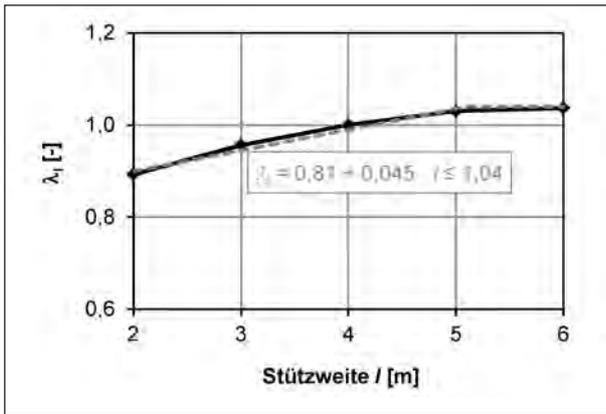


Bild 150: Vorfaktor λ_1 in Abhängigkeit von der Stützweite

Bild 150 dargestellte Zusammenhang zwischen dem Vorfaktor λ_1 und der Stützweite kann durch Gleichung (32) beschrieben werden.

$$\lambda_1 = 0,81 + 0,045 \cdot l \leq 1,04 \quad \text{für } l \geq 2 \text{ m} \quad (32)$$

4.5.11 Einfluss der statischen Nutzhöhe

Die statische Nutzhöhe beeinflusst das Tragverhalten in mehrfacher Hinsicht. Neben einer Änderung des tragenden Querschnitts sind der Bewehrungsgrad und die Schubslankheit von der statischen Nutzhöhe des Bauteils abhängig. Gemäß bruchmechanischer Ansätze führt eine größere Bauteilhöhe auch zu einer größeren Rissaufweitung, wodurch die Kraftübertragung in der so genannten Rissprozesszone verringert wird. Dieser Maßstabseffekt tritt immer dann auf, wenn die Bildung von Rissen nicht zum sofortigen Bauteilversagen führt (TIMM, 2003). Zusätzlich beschreibt der Maßstabseffekt die mit der Bauteilhöhe steigende Wahrscheinlichkeit von Fehlstellen. Da sich die genannten Einflüsse sowohl günstig (Schubslankheit, statische Nutzhöhe) als auch ungünstig (Bewehrungsgrad, Maßstabseffekt) auf die Tragfähigkeit auswirken, fällt es schwer, den Einfluss der Bauteilhöhe isoliert zu betrachten. Um zumindest die Einflüsse der Schubslankheit und der Bewehrungsgrade (Längs-, Quer- und Druck-) zu trennen, wurden zunächst fünf Berechnungen mit variierender Bauteilhöhe zwischen 28 cm und 48 cm bei einer konstanten Schubslankheit von 2,91 und konstanten Bewehrungsgraden durchgeführt. Hierfür wurden der Lastabstand a und die Bewehrungsmengen proportional zur Bauteilhöhe vergrößert.

Erwartungsgemäß steigt die Schubrislast bei zunehmender statischer Nutzhöhe an. In Bild 151 sind die rechnerischen Schubrislasten ohne bzw. mit

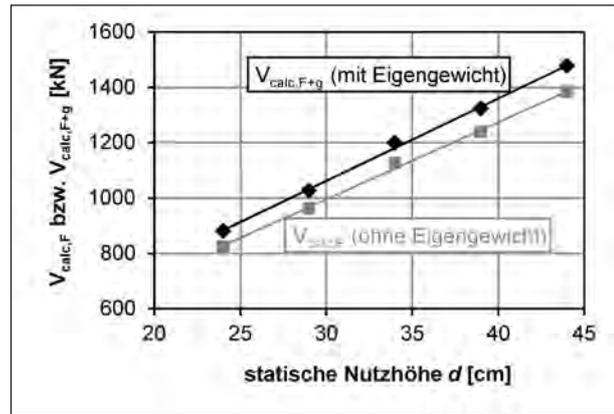


Bild 151: Schubrislasten $V_{\text{calc},F}$ und $V_{\text{calc},F+g}$ in Abhängigkeit von der statischen Nutzhöhe d

Statische Nutzhöhe d □	$V_{\text{calc},F}$	$b_{\text{äq},d}$	λ_d
cm	kN	m	-
24	825	3,44	1,0
29	962	3,48	1,01
34	1.125	3,60	1,04
39	1.238	3,56	1,03
44	1.383	3,61	1,05

Tab. 22: Schubrislasten $V_{\text{calc},F}$, äquivalente Plattenbreite $b_{\text{äq},d}$ und Vorfaktor λ_d bei Variation der statischen Nutzhöhe d

Einbezug des Eigengewichts gegen die statische Nutzhöhe aufgetragen. Der Zusammenhang zwischen den Querkräften bei Schubrisbildung und der statischen Nutzhöhe ist nahezu linear. Die berechneten äquivalenten Plattenbreiten ändern sich mit zunehmender Bauteilhöhe h bzw. mit zunehmender statischer Nutzhöhe d ($d \approx h - 4$ cm) nur geringfügig (Tabelle 22). Die prozentualen Abweichungen vom Bezugsmodell mit einer statischen Nutzhöhe von 24 cm sind kleiner als 5 %, was auf eine gute Abbildung des Einflusses der statischen Nutzhöhe im Querkrafttragfähigkeitsansatz nach Gleichung (1) schließen lässt. Der resultierende Vorfaktor λ_d kann daher unter Vernachlässigung der Streuungen zu 1,0 gesetzt werden.

Zur Überprüfung der gewonnenen Erkenntnisse aus der Versuchsserie mit variierender statischer Nutzhöhe bei gleichbleibender Schubslankheit wurde eine weitere Untersuchung durchgeführt. Bei gleichbleibendem Lastabstand von $a = 1,3$ m wurden durch Variation der Bauteildicke die gleichen Schubslankheiten wie in Kapitel 4.5.6 erzeugt. Bei einer richtigen Erfassung des Einflusses der statischen

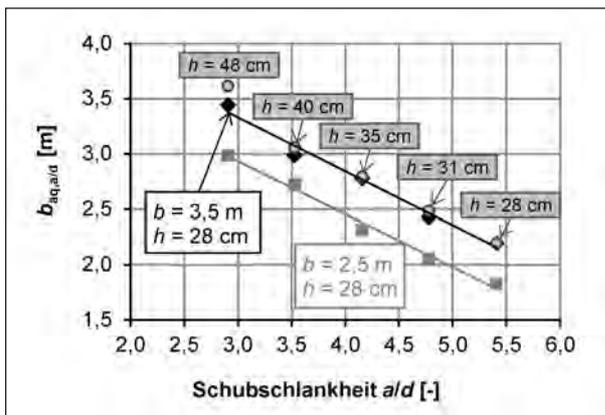


Bild 152: Äquivalente Plattenbreite in Abhängigkeit der Schubslankheit bei variierender und konstanter Plattendicke

Nutzhöhe in Gleichung (1) müsste sich der gleiche Verlauf der äquivalenten Plattenbreite wie in der Schubslankheitsuntersuchung bei konstanter Bauteildicke von 28 cm einstellen. In Bild 152 sind die äquivalenten Plattenbreiten dieser Serien über die Schubslankheit aufgetragen. Es stellt sich wieder ein proportional zur Schubslankheit abnehmender Verlauf der äquivalenten Plattenbreite ein, wobei die Werte gut mit den äquivalenten Plattenbreiten bei konstanter Bauteildicke korrelieren. Hierdurch wird die Festlegung des Vorfaktors λ_d zu 1,0 bestätigt. Die Bauteilhöhe hat also für die untersuchten Randbedingungen über den bereits in Gleichung (1) erfassten Einfluss hinaus keine zusätzlichen Auswirkungen auf die Schubrislast.

4.6 Ansatz für die äquivalente Plattenbreite

Nach der vorliegenden Parameterstudie werden die Einflüsse der Betonfestigkeit, des Längsbewehrungsgrades und der statischen Nutzhöhe durch die Querkraftformel nach DIN-Fachbericht 102 (2009) auch für Platten (Einfeldsysteme) unter punktförmiger Belastung ausreichend genau abgebildet. Außerdem konnte kein Einfluss des Druckbewehrungsgrades festgestellt werden ($\lambda_{pD} = 1,0$). Daher können die zugehörigen Vorfaktoren des in Kapitel 4.5.3 entworfenen Faktoransatzes nach Gleichung (27) zur Ermittlung einer äquivalenten Plattenbreite vereinfachend zu 1,0 angenommen werden ($\lambda_{fc} = 1,0$; $\lambda_{pl} = 1,0$; $\lambda_d = 1,0$; $\lambda_{pD} = 1,0$).

Innerhalb der untersuchten Grenzen von $2,91 \leq a/d \leq 5,41$ nimmt die Schubrislast mit steigender Schubslankheit unabhängig von der Plattenbreite und der statischen Nutzhöhe durch den Einfluss

der direkten Druckstrebe linear ab. Der Übergang zwischen Balken- und Plattentragwirkung findet bei den untersuchten Versuchskörpern zwischen 1,5 m und 2,5 m statt. Die mitwirkende Breite nach DAfStb-Heft 240 von 1,18 m liegt für die untersuchte Geometrie damit deutlich auf der sicheren Seite. Da die äquivalente Plattenbreite $b_{\text{äq}}$ durch Multiplikation der λ -Faktoren mit der vollen Plattenbreite b berechnet wird, erhöht sich die äquivalente Breite mit zunehmender Plattenbreite, obwohl der Faktor λ_b kleiner wird. Bei geringen Stützweiten steigt die Schubrislast mit steigender Stützweite zunächst an, während die Schubrislast und damit die äquivalente Breite im für Brückenfahrbahnplatten relevanten Stützweitenbereich nahezu konstant bleiben. Ausgehend von der vollen Plattenbreite b als Bezugsbreite folgt daher für die äquivalente Plattenbreite von Einfeldsystemen:

$$b_{\text{äq}} = b \cdot \lambda_b \cdot \lambda_{a/d} \cdot \lambda_{\rho_Q} \cdot \lambda_l \quad (33)$$

Einfluss der Plattenbreite:

$$\lambda_b = 1,2 - 0,12 \cdot b \leq 1,0 \quad \text{für } b \leq 5,5 \text{ m} \quad (29)$$

Einfluss der Schubslankheit:

$$\lambda_{a/d} = 1,8 - 0,19 \cdot \frac{a}{d} \quad \text{für } 2,9 \leq \frac{a}{d} \leq 5,4 \quad (30)$$

Einfluss des Querbewehrungsgrades:

$$\lambda_{\rho_Q} = 0,74 + 2,2 \cdot \rho_Q^{0,4} \quad \text{für } 0 \leq \rho_Q \leq 0,7 \% \quad (31)$$

Einfluss der Spannweite:

$$\lambda_l = 0,81 + 0,045 \cdot l \leq 1,04 \quad \text{für } l \geq 2 \text{ m} \quad (32)$$

5 Überprüfung der Ansätze

5.1 Allgemeines

Der modifizierte Ansatz für die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetoneinfeldplatten ohne Querkraftbewehrung (Kapitel 4.6) wird anhand der eigenen Versuche und der Datenbank von REINECK/KUCHMA (REINECK, 2010) in Kapitel 5.3 überprüft. Allerdings ist eine kritische Auswahl der Balkenversuche erforderlich, um eine Übertragbarkeit auf die Querkraftbemessung von Platten zu ermöglichen (Kapitel 5.2).

Zur Überprüfung des modifizierten Ansatzes für Kragplatten (Kapitel 3.8.6) werden neben den eigenen Versuchen die Versuche von ROMBACH et al. (ROMBACH, 2009, Kapitel 2.3.1) und MUTTONI/VAZ RODIGUES (MUTTONI, 2006, Kapitel 2.3.2) in Kapitel 5.4 nachgerechnet.

In Kapitel 5.5 wird abschließend die praktische Anwendbarkeit der Ansätze anhand der Querkraftbemessung von Fahrbahnplatten in Querrichtung exemplarischer Brückenüberbauquerschnitte demonstriert und Anwendungsgrenzen aufgezeigt.

5.2 Querkraftdatenbank von REINECK/KUCHMA

In der Querkraftdatenbank von REINECK/KUCHMA (REINECK, 2010) sind 1.200 Versuche an Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung unter punktförmiger Belastung enthalten. Die Datenbank berücksichtigt eine systematische Kontrolle der Versuchsdaten anhand ausgewählter Kriterien. Zur Sicherstellung eines rechnerischen Querkraftversagens wurde beispielsweise die Bruchlast mit der Biegetragfähigkeit der Versuchskörper verglichen und die Verankerung der Längsbewehrung am Endauflager überprüft. Für die Betonfestigkeit und Versuchskörperabmessungen wurden außerdem Mindestanforderungen festgelegt. Die Kriterien und Mindestanforderungen wurden in verschiedenen nationalen und internationalen Arbeitsgruppen diskutiert, sodass sie laut REINECK (2010) als international akzeptiert angesehen werden können.

Bei den insgesamt 1.200 Versuchen an Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung wird zwischen schlanken Balken mit einer Schubslankheit von $a/d \geq 2,4$ (insgesamt 916 Versuche) und Balken mit

einer Schubslankheit $a/d < 2,4$ (insgesamt 284 Versuche) unterschieden. Da bei einer Schubslankheit von $a/d < 2,4$ ein großer Anteil der Querkraft direkt über die Betondruckstrebe ins Auflager eingeleitet wird, wurden für die Überprüfung der modifizierten Ansätze nur die Versuche an schlanken Balken herangezogen. Durch Aussortieren aller Plattenbalken sowie aller Versuche, welche die festgelegten Mindestanforderungen nicht erfüllen (z. B. $f_{1c} \leq 12 \text{ N/mm}^2$, $b < 50 \text{ mm}$, $h \leq 70 \text{ mm}$) oder nicht auf Querkraft versagten (insgesamt 228 Versuche), ergibt sich eine Datenbasis von 614 dokumentierten Versuchen an Balken ohne Querkraftbewehrung.

Aus diesen 614 Versuchen wurden die Versuche mit einem Längsbewehrungsgrad und einer Betondruckfestigkeit im für Brückenfahrbahnplatten typischen Bereich ausgewählt. Insgesamt 91 der 614 Versuche wurden mit einem Längsbewehrungsgrad von $\rho_l \leq 1 \%$ und 477 Versuche mit einer Betonfestigkeit $f_c \leq 50 \text{ N/mm}^2$ durchgeführt. Die Schnittmenge dieser beiden Versuchsgruppen enthält 79 Versuche.

Zusätzlich zu den Kriterien der Relevanz für Brückenbauwerke sollte eine Vergleichbarkeit zwischen den Balken- und Plattenversuchen sichergestellt sein. Da das Kriterium zur Unterscheidung von Balken und Plattentragwerken durch die Verhältnisse der Bauteilabmessungen Breite b /Dicke h und Stützweite l /Dicke h (Platte bei $b/h \geq 4$ und

Autor	Versuch	b	h	l	a/d	ρ_l	$f_{c,cyl}$	V_F
		m	m	m	-	%	N/mm ²	kN
ASTER/ KOCH (1974)	2	1	0,278	2,5	3,68	0,64	26,9	216
	3	1	0,284	2,5	3,68	0,91	27,3	221
	11	1	0,534	4,75	3,65	0,46	24,6	261
	12	1	0,535	4,75	3,65	0,65	27,3	324
BENTZ (2004)	AT-2 (1000A)	1	0,470	2,6	2,79	0,91	39,0	471
	AT-2 (1000A)	1	0,470	2,6	2,80	0,92	37,9	440
	AT-2 (3000)	3	0,470	2,6	2,79	0,91	40,6	1280
	AT-3 (A)	0,696	0,338	2,08	3,14	0,94	37,5	238
	AT-3 (C)	0,706	0,338	2,08	3,16	0,93	37,1	258
	AT-3 (B)	0,701	0,338	2,08	3,16	0,94	37,8	253
	AT-3 (D)	0,706	0,338	2,08	3,14	0,92	37,1	248
REINECK (1978)	N6	0,5	0,25	2,5	2,50	0,79	25,8	118
	N8	0,5	0,25	2,5	3,50	0,79	25,8	102

Tab. 23: Ausgewählte Versuchsdaten der relevanten Versuche aus der Querkraftdatenbank von REINECK/KUCHMA

$l/h \geq 2$ nach DIN 1045-1, 2008) festgelegt wird, wurde auch hier dieses Kriterium herangezogen. In Anlehnung an das kleinste b/h -Verhältnis der eigenen Versuche von $b/h = 50/28 \approx 1,79$ (Versuche S5B-1 bis -3) wurde als weiteres Kriterium ein Mindestverhältnis von $b/h \geq 1,75$ festgelegt, das von insgesamt 78 Versuchen der 614 Versuche erfüllt wurde. Durch Überlagerung der Kriterien ergibt sich schließlich eine Schnittmenge von nur 13 Versuchen, die in die Auswertung mit einbezogen wurden. Dabei handelt es sich um Versuche von ASTER/KOCH (1974), BENTZ (2004) und REINECK (1978). Eine Zusammenstellung ausgewählter Versuchsdaten dieser Versuche zeigt Tabelle 23. Bei der maximalen Querkrafttragfähigkeit V_F infolge der aufgetragenen Lasten F ist der Querkraftanteil aus Eigengewicht noch nicht berücksichtigt. Nur einer der 13 Versuche (Versuchskörper AT-2 (3000) von BENTZ) ist mit einem b/h -Verhältnis von rund 6,4 per Definition eine Platte.

5.3 Überprüfung Ansatz Einfeldplatten

Anhand der Versuchsdaten der ausgewählten und eigenen Versuche an Einfeldsystemen (Versuchsserie 1) wird der in den Kapiteln 4.5 und 4.6 hergeleitete Ansatz für die äquivalente Plattenbreite überprüft. Die vier in Kapitel 2.3.1 vorgestellten Versuche an Innenplatten von ROMBACH (2009) können nicht zur Validierung herangezogen werden, da durch die zugfeste Fußabspannung der Stege eine Rahmentragwirkung entsteht, die durch den entwickelten Ansatz nicht erfasst wird. In Tabelle 24 sind die λ -Faktoren und die äquivalenten Plattenbreiten nach Gleichung (33) für alle zur Validierung ausgewählten Versuche tabelliert. Da die Datenbank von REINECK (2010) keine Angaben über eine evtl. vorhandene Querbewehrung enthält, wird der Querbewehrungsgrad wie für Balkenversuche ohne Querkraftbewehrung üblich zu $\rho_Q = 0 \%$ angenommen.

Unter Ansatz der äquivalenten Breite $b_{\text{äq}}$ wurden die mittleren Tragfähigkeiten $V_{Rm,ct,b_{\text{äq}}}$ nach Gleichung (2) unter Berücksichtigung einer charakteristischen Betonfestigkeit von $f_{c,cyl} - 4 \text{ N/mm}^2$ nach Gleichung (14) berechnet. Anschließend wurden die experimentellen Tragfähigkeiten V_U mit den berechneten Tragfähigkeiten ins Verhältnis gesetzt. Hierbei wurden für die experimentellen Tragfähigkeiten die Querkraftanteile aus dem Eigengewicht der Versuchskörper über die äquivalente Breite berücksichtigt. Zusätzlich wurden die effektiven Breiten nach DAfStb-Heft 240 (1991), die zugehörigen

mittleren Tragfähigkeiten nach Gleichung (2) sowie die Verhältniszerte der experimentellen und berechneten Tragfähigkeiten tabelliert. Nach diesem Vergleich ist die auf den Querkrafttragfähigkeiten bei Schubrissbildung basierende äquivalente Plattenbreite für Balkenversuche (Definition Balken nach DIN 1045-1, 2008) tendenziell kleiner als die effektive Breite nach DAfStb-Heft 240 (1991), während sie für Plattenversuche erheblich größer ist.

In den Bildern 153 und 154 sind die Verhältniszerte $V_U/V_{Rm,ct}$ unter Ansatz der äquivalenten Breite $b_{\text{äq}}$ nach Gleichung (33) bzw. unter Ansatz der effektiven Plattenbreite nach DAfStb-Heft 240 $b_{\text{eff,H240}}$ in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit aufgetragen. Der modifizierte Ansatz (Bild 153) bildet die Querkrafttragfähigkeit deutlich besser ab als der Bemessungsansatz mit der effektiven Plattenbreite nach DAfStb-Heft 240 (1991) (Bild 154). Der modifizierte Ansatz bildet die Tragfähigkeit mit

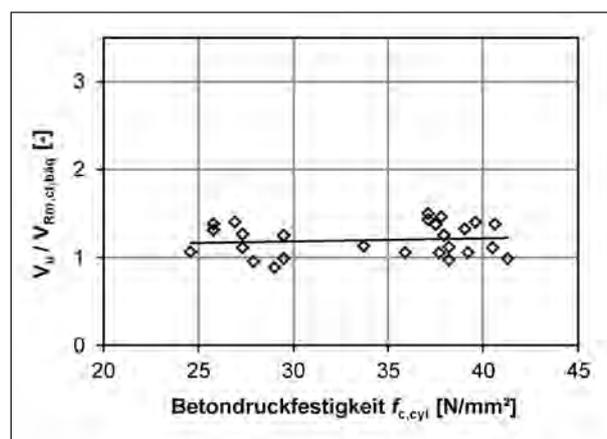


Bild 153: $V_U/V_{Rm,ct}$ unter Ansatz der äquivalenten Breite $b_{\text{äq}}$ nach Gleichung (33) in Abhängigkeit der Betonfestigkeit

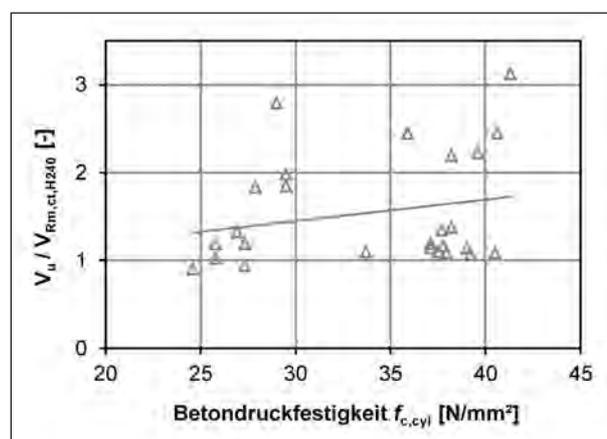


Bild 154: $V_U/V_{Rm,ct,H240}$ unter Ansatz der effektiven Plattenbreite nach DAfStb-Heft 240 $b_{\text{eff,H240}}$ in Abhängigkeit der Betonfestigkeit

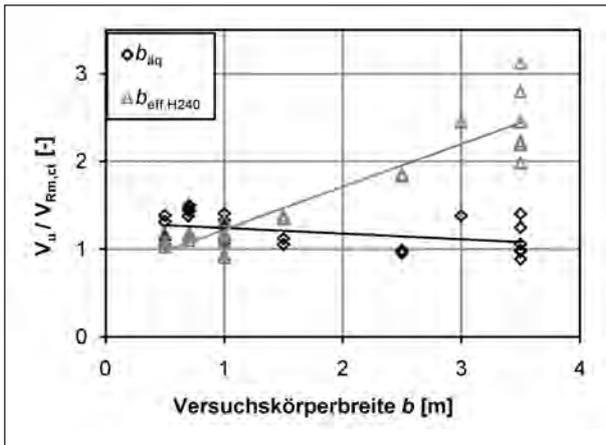


Bild 155: $V_u/V_{Rm,ct}$ unter Ansatz der äquivalenten Breite $b_{\text{äq}}$ bzw. der effektiven Plattenbreite $b_{\text{eff,H240}}$ in Abhängigkeit der Versuchskörperbreite

einem Mittelwert der Verhältnismerte von 1,20 und einer Standardabweichung von 0,18 deutlich besser ab als der Ansatz mit $b_{\text{eff,H240}}$ (Mittelwert: 1,55, Standardabweichung: 0,62).

Die Darstellung in Abhängigkeit der Versuchskörperbreite in Bild 155 verdeutlicht, dass die Streuung der Verhältnismerte bei Ansatz von $b_{\text{eff,H240}}$ mit zunehmender Versuchskörperbreite stark zunimmt.

5.4 Überprüfung Ansatz Kragarme

Analog zum Ansatz für Einfeldplatten wird der in Kapitel 3.8.6 hergeleitete Ansatz für die effektive Plattenbreite von Kragplatten nach Gleichung (20) überprüft. Neben den eigenen Versuchen an Krag-

Autor	Versuch	λ_b	$\lambda_{a/d}$	λ_{pQ}	λ_1	$b_{\text{äq,Gl.(33)}}$	$V_{Rm,ct, \text{bäq}}$	$V_u/V_{Rm,ct, \text{bäq}}$	$b_{\text{eff,H240}}$	$V_{Rm,ct, H240}$	$V_u/V_{Rm,ct, H240}$
						m	kN		m	kN	
ASTER/ KOCH (1974)	2	1	1,10	0,74	0,93	0,75	157	1,40	0,80	166	1,33
	3	1	1,10	0,74	0,93	0,75	178	1,26	0,80	190	1,19
	11	1	1,11	0,74	1,02	0,84	259	1,07	1,0	310	0,90
	12	1	1,11	0,74	1,02	0,84	305	1,11	1,0	364	0,94
BENTZ (2004)	AT-2 (1000A)	1	1,25	0,74	0,92	0,86	362	1,32	1,0	420	1,14
	AT-2 (1000A)	1	1,25	0,74	0,92	0,86	357	1,25	1,0	414	1,08
	AT-2 (3000)	0,855	1,25	0,74	0,92	2,21	943	1,38	1,23	526	2,45
	AT-3 (A)	1	1,20	0,74	0,90	0,56	175	1,37	0,70	219	1,10
	AT-3 (C)	1	1,20	0,74	0,90	0,56	175	1,49	0,71	220	1,19
	AT-3 (B)	1	1,20	0,74	0,90	0,56	175	1,46	0,70	220	1,16
	AT-3 (D)	1	1,200	0,74	0,90	0,56	176	1,43	0,71	221	1,14
REINECK (1978)	N6	1	1,25	0,74	0,93	0,43	87	1,38	0,5	102	1,18
	N8	1	1,14	0,74	0,93	0,39	79	1,31	0,5	102	1,02
HEGGER (2012)	S5B-1	1	1,01	1	1	0,50	136	1,06	0,5	135	1,07
	S5B-2	1	1,01	1	0,96	0,48	132	1,11	0,5	136	1,08
	S5B-3	1	1,01	1	0,96	0,48	123	1,13	0,5	127	1,10
	S15B-1	1	1,01	1	1	1,51	402	1,06	1,18	313	1,34
	S15B-2	1	1,01	1	0,96	1,45	388	1,12	1,18	315	1,37
	S25B-1	0,92	1,01	1	1	2,32	550	0,95	1,18	279	1,83
	S25B-2	0,92	1,01	1	0,96	2,23	540	0,99	1,18	286	1,85
	S35B-1	0,79	1,01	1	1	2,79	728	1,06	1,18	308	2,45
	S35B-2	0,79	1,01	1	0,96	2,68	715	0,98	1,18	315	2,19
	S35C-1	0,79	0,77	1	1	2,14	578	1,40	1,33	360	2,23
	S35A-1	0,79	1,25	1	0,96	3,31	909	0,99	1,03	283	3,13
	S35C-2	0,79	0,77	1	1	2,14	517	1,25	1,33	322	1,98
	S35A-2	0,79	1,25	1	0,96	3,31	796	0,89	1,03	248	2,79

Tab. 24: Äquivalente Plattenbreiten nach Gleichung (33) und effektive Breiten nach DAfStb-Heft 240 sowie zugehörige Tragfähigkeiten nach DIN-Fachbericht 102 (2009) für die Versuche aus der Datenbank nach REINECK (2010) und Versuchsserie 1

armen von Plattenbalken (Versuchsserie 2, Kapitel 3.8) stehen hierfür die vier in Kapitel 2.3.1 beschriebenen Versuche an Kragarmen ohne Querkraftbewehrung von ROMBACH (2009) und die sechs in Kapitel 2.3.2 vorgestellten Versuche von MUTTONI (2006) zur Verfügung. Da der Ansatz nach Gleichung (20) für Radlasten mit einer Lastfläche von $40 \cdot 40 \text{ cm}^2$ entwickelt wurde, wird er im Hinblick auf die Anwendbarkeit auf die Versuche von MUTTONI mit abweichenden Belastungsflächen nach Gleichung (34) modifiziert.

$$b_{\text{eff, H}} = 0,2 + b_y + 0,95 \cdot h + 1,15 \cdot a + 130 \cdot \frac{m_L}{z_L \cdot f_{\text{ck}}} \quad (34)$$

mit:

- b_y Breite der Lasteinleitung quer zur Haupttraggichtung des Kragarms [m]
- h Plattendicke in Lastmitte [m]
- a Abstand des Lastschwerpunktes der Einzellast vom Kragarmanschnitt [m]
- m_L Moment in der Achse des Lastschwerpunktes der Einzellast [MNm/m]
- z_L innerer Hebelarm im Lastschwerpunkt der Einzellast $z_L = 0,9 \cdot d_L$ [m]

f_{ck} charakteristische Betondruckfestigkeit (bei Versuchsauswertung nach Gleichung (14)) [N/mm²]

Durch die Skalierung des Versuchsaufbaus von MUTTONI (2006) als Modell einer Brückenfahrbahnplatte im Maßstab 3:4 wurden die Radlasten durch $30 \cdot 30 \text{ cm}^2$ große Einzellasten simuliert. Diese wurden in Anlehnung an die Verkehrslastmodelle in DIN EN 1991-2 (2010) in Gruppen aus 4 Einzellasten (Doppelachse, Versuch DR1a), 2 Einzellasten (Einzellachse, Versuche DR1b, DR2a, DR2b) oder als Einzellast (Versuche DR1c, DR2c) aufgebracht (Kapitel 2.3.2, Bild 10). Da von einer Überlagerung der mitwirkenden Breiten für die jeweils im Abstand von 90 cm nebeneinander angeordneten Radlasten ausgegangen werden kann, werden die Einzelachsen einer Radlastgruppe im Folgenden vereinfacht wie eine Last mit einer Aufstandsfläche von $30 \cdot 120 \text{ cm}^2$ betrachtet (d. h. $b_{0,y} = 1,2 \text{ m}$). Zudem wird bei Versuch DR1a die hintere Lastachse betrachtet, da der zum Versagen führende Schubriss zwischen den Lastachsen auftrat. Die auf die hintere Achse aufgebrachte Last F_u betrug hierbei 49,9 % der in Tabelle 2 tabellierten Gesamtlast.

In Tabelle 25 sind die Biegebeanspruchungen infolge der über die Versuchskörperbreite gleichmäßig

Autor	Versuch	Schnitt im Lastschwerpunkt					Schnitt am Kragarmanschnitt			
		$\frac{m_L}{(z_L \cdot f_{\text{ck}})}$	$b_{\text{eff,H}}$, Gl. (34)	$\frac{V_{\text{Rm,ct,H}}}{= V_{\text{Rm,ct}} \cdot b_{\text{eff,H}}}$	$\frac{V_u}{V_{\text{Rm,ct,H}}}$	$\frac{V_u}{(V_{\text{Rk,ct}} \cdot b_{\text{eff,H}})}$	$b_{\text{eff,H240}}$	$\frac{V_{\text{Rm,ct,H240}}}{= V_{\text{Rm,ct}} \cdot b_{\text{eff,H240}}}$	$\frac{V_{\text{ccd}} = V_{\text{ccd,F}} + V_{\text{ccd,fq+gL+g}}}{b_{\text{eff,H240}}}$	$\frac{(V_u - V_{\text{ccd}})}{V_{\text{Rm,ct,H240}}}$
		m	m	kN	-	-	m	kN	kN	-
HEGGER (2011)	CS35B-1	0,31	2,06	542	1,07	1,29	0,98	258	0	2,26
	CS35B-2	0,26	1,99	448	1,08	1,30	0,91	244	149	1,38
	CP35B-1	9,67	3,27	839	1,00	1,20	0,98	251	0	2,54
	CP35B-2	12,99	3,64	790	0,99	1,19	0,91	235	183	1,52
ROM- BACH (2009)	VK1, V1	5,14	2,32	526	1,48	1,78	0,87	214	162	2,64
	VK2, V1	2,62	1,99	557	1,33	1,59	0,86	241	0	2,94
	VK3, V1	3,16	2,02	455	1,61	1,93	0,82	212	176	2,49
	VK4, V1	0,38	1,66	385	1,29	1,55	0,81	189	0	2,62
MUTTONI (2006)	DR1a	0,07	4,35	835	0,86	1,04	2,13	699	538	1,34
	DR1b	0,75	3,27	946	1,14	1,37	1,88	622	314	1,25
	DR1c	0,73	2,37	691	1,40	1,68	0,98	327	278	2,10
	DR2a	0,77	3,27	859	1,18	1,41	1,88	564	293	1,29
	DR2b	0,70	3,26	882	1,03	1,24	1,88	580	263	1,13
	DR2c	0,70	2,36	641	1,18	1,41	0,98	304	216	1,76

Tab. 25: Biegebeanspruchung infolge der über die Versuchskörperbreite gleichmäßig verteilten Lasten und effektive Breiten nach Gleichung (34) für den maßgebenden Schnitt im Lastschwerpunkt, sowie effektive Breiten nach DAfStb-Heft 240 und zugehörige mittlere Tragfähigkeiten nach DIN-Fachbericht 102 (2009) unter Ansatz der effektiven Breiten

verteilten Lasten und die effektiven Breiten $b_{\text{eff,H}}$ nach Gleichung (34) für den maßgebenden Schnitt im Lastschwerpunkt der Einzellast tabelliert. Unter Ansatz der effektiven Breite $b_{\text{eff,H}}$ wurde die mittlere Tragfähigkeit $V_{\text{Rm,ct,H}}$ nach Gleichung (2) berechnet, wobei die Betonfestigkeit um 4 N/mm^2 gemäß Gleichung (14) vermindert wurde. Bei der gestaffelten Bewehrung in den Versuchen DR1b, DR1c und DR2a bis DR2c von MUTTONI (2006) wurde bei der Ermittlung der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit $V_{\text{Rm,ct,H}}$ auch die gestaffelte Bewehrung berücksichtigt, da davon ausgegangen wurde, dass auch diese Bewehrung ausreichend verankert war (vgl. Tabelle 2).

Anschließend wurden die experimentellen Tragfähigkeiten V_u ohne Berücksichtigung der Abminderung durch V_{ccd} zur Überprüfung des modifizierten Ansatzes mit den berechneten Tragfähigkeiten ins Verhältnis gesetzt. Hierbei wurden für die experimentellen Tragfähigkeiten zusätzlich zu den maximal aufgetragenen Lasten F_u die Eigenlasten der Lasteinleitungsstrukturen G_L sowie die Querkraftanteile aus dem Eigengewicht der Versuchskörper v_g und der Vorlasten f_q inklusive der Eigenlasten der Lasteinleitungsstrukturen g_L über die effektive Breite nach Gleichung (35) berücksichtigt.

$$V_u = F_u + G_L + (v_g + f_q + g_L) \cdot b_{\text{eff}} \quad (35)$$

In Bild 156 sind die Verhältniswerte $V_u/V_{\text{Rm,ct,H}}$ für alle Versuche als Säulendiagramm dargestellt. Da der modifizierte Ansatz anhand der Kragarmversuche von HEGGER/REIßEN kalibriert wurde, bildet er diese mit einem Mittelwert von 1,04 und einer Standardabweichung von 0,04 sehr gut ab. Bei den übrigen Versuchen wird die Tragfähigkeit im Mittel

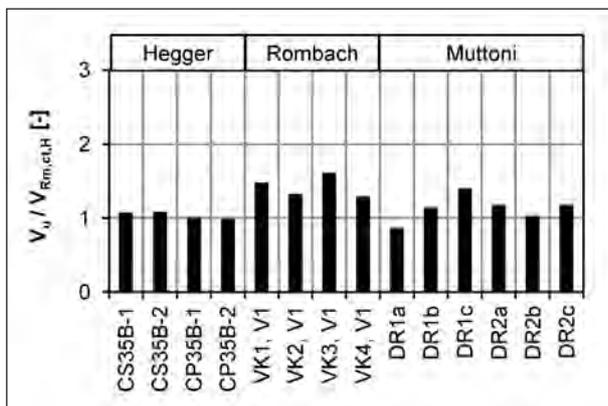


Bild 156: Verhältnis experimenteller zu rechnerischer Tragfähigkeit im Lastschwerpunkt der Einzellast unter Ansatz der effektiven Breite nach Gleichung (34)

um 25 % unterschätzt und nur bei dem zyklisch vorbelasteten Versuch DR1a von MUTTONI (2006) mit 4 Radlasten werden im Versuch nur 86 % der errechneten mittleren Tragfähigkeit erreicht. Die höheren experimentellen Traglasten der Versuche von ROMBACH (2009) im Vergleich zu den eigenen Versuchen können teilweise auf die Versuchsdauer zurückgeführt werden. Während die Versuche V1 von ROMBACH in nur etwa 15 Minuten bis zum Bruch belastet wurden, würde der Dauerstandeffekt die Bruchlast durch eine längere Versuchsdauer von ca. 1,5 bis 2,5 Stunden wie bei den eigenen Kragarmversuchen reduzieren.

Ein weiterer bislang unzureichend berücksichtigter Einfluss ist die Schubslankheit. In Bild 157 sind die Verhältniswerte der experimentellen zu den rechnerischen Tragfähigkeiten in Abhängigkeit der Schubslankheit aufgetragen. Da bisher nur der Einfluss des Lastabstandes vom Kragarmanschnitt, nicht aber der Einfluss der Schubslankheit in die rechnerische Tragfähigkeit nach Gleichung (2) und (35) eingeht, nehmen die Verhältniswerte $V_u/V_{\text{Rm,ct,H}}$ mit steigender Schubslankheit ab. Bei Einbezug aller Versuche ergibt sich ein ähnlicher Zusammenhang wie bei den Einfeldplatten nach Gleichung (30) (Bild 157).

Wird der Versuch DR1a von MUTTONI, der zyklisch vorbelastet wurde (vgl. Kapitel 2.3.2), nicht in die Auswertung mit einbezogen, verändert sich der Einfluss der Schubslankheit wie in Bild 158 dargestellt. Wegen der großen Streuung der Versuchswerte und der Sensibilität in Bezug auf die Auswahl der Datenbasis wird auf eine weitere Modifizierung des Ansatzes um den Einfluss der Schubslankheit verzichtet.

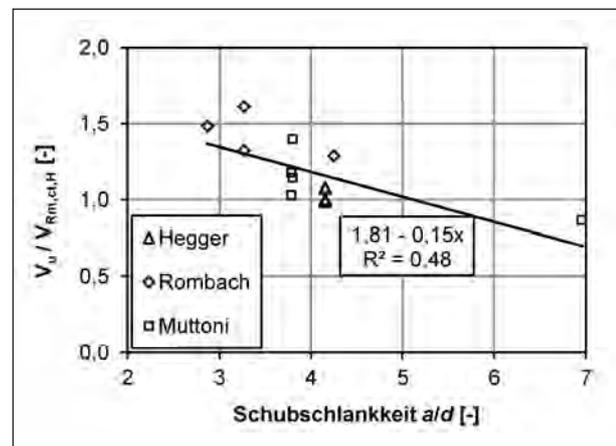


Bild 157: Verhältnis experimenteller zu rechnerischer Tragfähigkeit unter Ansatz der effektiven Breite nach Gleichung (34) in Abhängigkeit von der Schubslankheit

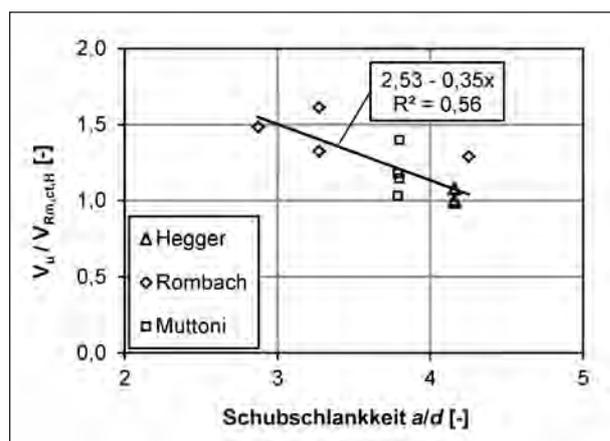


Bild 158: Verhältnis experimenteller zu rechnerischer Tragfähigkeit in Abhängigkeit von der Schubschlankheit ohne Berücksichtigung von Versuch DR1a

Insgesamt bildet der modifizierte Ansatz auch ohne weitere Modifizierung die Tragfähigkeit mit einem Mittelwert der Verhältniswerte von 1,19 und einer Standardabweichung von 0,21 zutreffend ab. Bei einer Auswertung auf charakteristischem Niveau mit einem Vorfaktor $c_k = 0,15$ sind 100 % der Verhältniswerte $V_u / (V_{Rk,ct} \cdot b_{eff,H})$ größer als 1,0 (Tabelle 25) und der 5%-Quantilwert beträgt 1,0. Damit kann der modifizierte Ansatz als sicher eingestuft werden.

Um eine Aussage zur Sicherheit des aktuellen Bemessungsansatzes treffen zu können, wurden abschließend für alle Versuche zusätzlich die mittlere Tragfähigkeit nach Gleichung (2) mit der effektiven Breite nach DAfStb-Heft 240 (1991) und die nach Norm zulässige Abminderung V_{ccd} am Kragarmanschnitt ermittelt (Tabelle 25). Anschließend wurden die Verhältniswerte der experimentellen zur rechnerischen Tragfähigkeit am Kragarmanschnitt unter Berücksichtigung von V_{ccd} gebildet und in Bild 159 als Säulendiagramm dargestellt.

Der Mittelwert der Verhältniswerte ist mit 1,95 deutlich höher als beim modifizierten Ansatz, was auf eine insgesamt konservativere Bemessung schließen lässt. Die gleichzeitig größere Standardabweichung von 0,61 steht für eine geringe Vorhersagegenauigkeit dieses Ansatzes. Die eigenen Versuche an den gevouteten Kragarmen (HEGGER, CS35B-2 und CP35B-2) werden durch die Abminderung von V_{ccd} und die Versuche mit Radgruppen von MUTTONI (DR1a, DR1b, DR2a, DR2b) werden durch das Zusammenfassen der Einzellasten in einer Lastachse (größere mitwirkende Breite) gut abgebildet. Alle übrigen Versuche liefern durch die Unterschätzung der mitwirkenden Breite deutlich auf der sicheren Seite liegende Verhältniswerte. Obwohl durch die

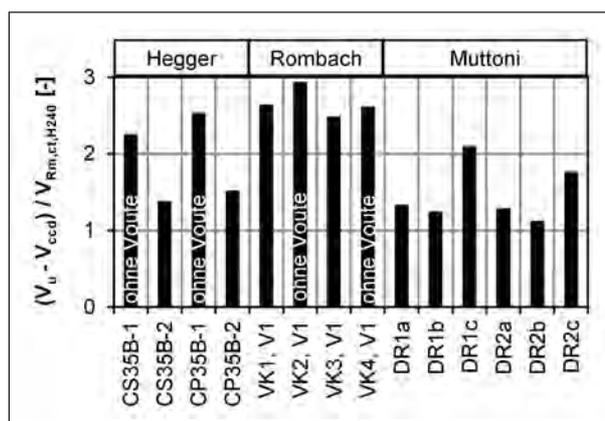


Bild 159: Verhältnis experimenteller zu rechnerischer Tragfähigkeit am Kragarmanschnitt mit Berücksichtigung der Abminderung von V_{ccd} unter Ansatz der effektiven Breite nach DAfStb-Heft 240

Abminderung von V_{ccd} in Verbindung mit der effektiven Plattenbreite nach DAfStb-Heft 240 die Tragfähigkeit nicht unterschätzt wird, kann der Ansatz das Tragverhalten nicht zufriedenstellend abbilden.

5.5 Praktische Anwendung

5.5.1 Allgemeines

Abschließend wird die Anwendbarkeit der modifizierten Ansätze anhand der Bemessung einer Fahrbahnplatte in Querrichtung demonstriert. Hierdurch sollen einerseits exemplarische Randbedingungen festgelegt werden, die unter Berücksichtigung der modifizierten Ansätze keine Querkraftbewehrung in der Fahrbahnplatte erfordern. Andererseits werden durch diese Bemessung die Anwendungsgrenzen der modifizierten Ansätze aufgezeigt. Es wird herausgearbeitet, welche Fälle durch die vorliegenden Ansätze abgedeckt sind und welche Fragestellungen weitergehenden Forschungsbedarf aufzeigen. Im Hinblick auf die in der Praxis übliche Verwendung von Finite-Elemente-Programmen zur Bemessung einzelner Bauteile kann festgehalten werden, dass die entwickelten Ansätze ausschließlich Hilfsmittel für die Handrechnung darstellen und nicht ohne weiteres auf praxisübliche FE-Rechnungen übertragbar sind.

5.5.2 Innenplatte

Bei der Bemessung der Fahrbahnplatte in Querrichtung ist grundsätzlich zwischen der Bemessung der Innenplatte und des Kragarms zu unterscheiden. Bei Innenplatten von Plattenbalken- oder Hohlkastenquerschnitten liegt eine Einspannwir-

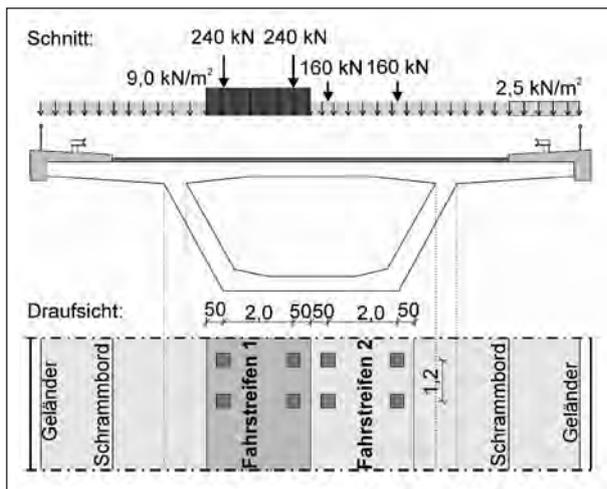


Bild 160: Mögliche Laststellung zur Bemessung der Innenplatte eines Hohlkastenquerschnittes

kung der Platte in den Steg vor, sodass der modifizierte Ansatz für die äquivalente Plattenbreite von gelenkig gelagerten Einfeldsystemen nach Gleichung (33) nicht ohne weiteres anwendbar ist. Bei Plattenbalkenquerschnitten wird die Einspannwirkung durch die Belastung des Kragarms und die Torsionssteifigkeit des Steges hervorgerufen. Bei Hohlkastenquerschnitten entstehen durch die geschlossene Rahmenwirkung zusätzlich Normalkräfte in der Platte, deren Einfluss auf die mitwirkende bzw. äquivalente Breite nicht bekannt ist. Aus der in Bild 160 gezeigten Laststellung zur Bemessung der Innenplatte ergeben sich im Wesentlichen die folgenden offenen Fragestellungen:

- Einfluss der Lagerung: Wie ändert sich die Querkrafttragfähigkeit bzw. die mitwirkende Plattenbreite für Querkraft in Abhängigkeit der Lagerung bzw. des Einspanngrades der Platte?
- Einfluss einer Normalkraft: Wird der Einfluss einer Betonlängsspannung durch den Ansatz nach DIN-Fachbericht 102 (Gleichung (1)) auch für Platten zutreffend erfasst? Wie wirkt sich eine Normalkraft (Zug oder Druck) auf die mitwirkende bzw. äquivalente Plattenbreite aus?
- Überlagerung von Einzellasten: Wie beeinflussen sich in Brückenquerrichtung neben- bzw. hintereinander liegende Einzellasten bezüglich Lastausbreitung und Lastabtrag?

5.5.3 Kragarm

Die Fragestellung nach der gegenseitigen Beeinflussung verschiedener Einzellasten taucht auch bei der Bemessung eines Kragarms in Querrichtung

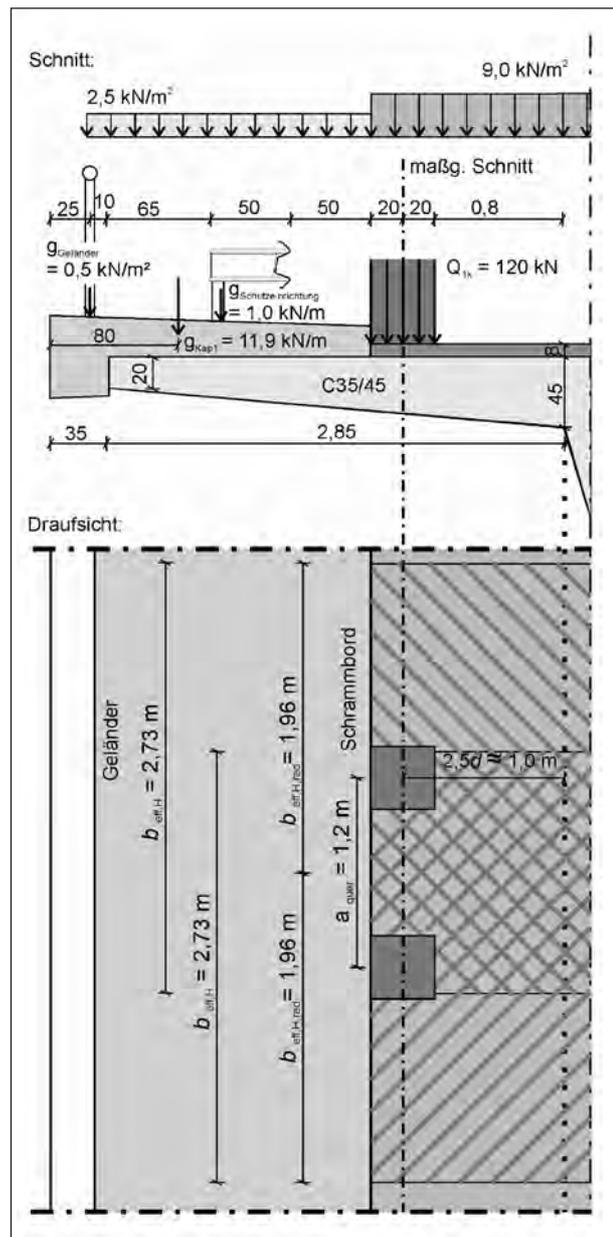


Bild 161: Kragarmgeometrie und untersuchte Laststellung: oben: Schnitt; unten: Draufsicht

tung auf. Je nach Kragarmlänge und Ausbildung der Brückenkappe können infolge Lastmodells 1 nach DIN-Fachbericht 101 (2009) ein oder zwei Radlasten jeder Achse auf dem Kragarm platziert sein. Bei üblichen Kragarmlängen und Brückenkappen kräftigt die durch die Brückenkappe begrenzte Fahrbahn weniger als 2 m über den Kragarmanschnitt aus (MAURER, 2011), sodass im Regelfall nur ein Rad je Achse des Lastmodells 1 nach DIN-Fachbericht 101 (2009) für die Bemessung anzusetzen ist.

Im Folgenden wird anhand einer Beispielrechnung die Anwendung des modifizierten Ansatzes zur Be-

stimmung der effektiven Breite $b_{\text{eff,H}}$ nach Gleichung (34) demonstriert. Die Geometrie des Fahrbahnplattenkragarms wurde in Anlehnung an ein Beispiel einer in Längsrichtung vorgespannten und in Querrichtung schlaff bewehrten Spannbetonbrücke in ARS (1994) festgelegt. In Bild 161 (oben) sind neben der Kragarmgeometrie auch die aus dem Eigengewicht des Geländers, der Schutzeinrichtung und der Brückenkappe resultierenden Streckenlasten angegeben. Als weitere ständige Lasten wurden das Eigengewicht des Kragarms und des Belags (8 cm mit $\gamma_{\text{Belag}} = 24 \text{ kN/m}^3$) sowie ein Mehreinbau von $0,5 \text{ kN/m}^2$ berücksichtigt. Die UDL-Lasten (uniformly distributed loads) des Lastmodells 1 nach DIN-Fachbericht 101 (2009) ergeben eine Flächenlast von $2,5 \text{ kN/m}^2$ auf der Brückenkappe bis zum Geländer und 9 kN/m^2 auf der Fahrbahn im Fahrstreifen 1 (Hauptspur). Bei der gegebenen Kragarmgeometrie kann nur ein Rad je Achse der TS-Lasten (tandem system) angesetzt werden.

Für auflagernahe Laststellungen darf im vorliegenden Beispiel die Querkraft abgemindert werden, wenn der Abstand zur Auflagerlinie kleiner als $2,5d$ ($\triangleq 100 \text{ cm}$) gemäß DIN-Fachbericht 102 (Gleichung (3)) bzw. wenn der lichte Abstand zur Auflagerlinie kleiner als $2d$ nach DIN EN 1992-1-1 (Gleichung (4)) ist (Kapitel 2.2.3). Demnach liegt die maßgebende Laststellung im Abstand von 1 m vom Kragarmanschnitt, was gleichzeitig der Laststellung unmittelbar vor der Kappe entspricht.

Die effektive Breite $b_{\text{eff,H}}$ wird nach Gleichung (34) unter Berücksichtigung des charakteristischen Moments infolge der ständigen und veränderlichen (UDL-)Lasten im maßgebenden Schnitt im Schwerpunkt der TS-Last zu 2,73 m bestimmt. Da sich die effektiven Breiten $b_{\text{eff,H}}$ der beiden im Abstand von 1,2 m angeordneten TS-Lasten überschneiden, wird der Bemessung eine reduzierte effektive Breite b_{ref} nach Gleichung (36) und Bild 161 (unten) zugrunde gelegt. Die reduzierte effektive Breite ergibt sich dabei auf der sicheren Seite liegend als Summe der halben berechneten effektiven Breite $b_{\text{eff,H}}$ nach Gleichung (34) und des halben seitlichen Lastabstands a_{quer} zu 1,96 m. Wie sich die Überlagerung mehrerer Einzellasten tatsächlich auf die effektive Plattenbreite auswirkt, bleibt zu untersuchen.

$$b_{\text{ref}} = \frac{b_{\text{eff,H}}}{2} + \frac{a_{\text{quer}}}{2} \leq b_{\text{eff,H}} \quad (36)$$

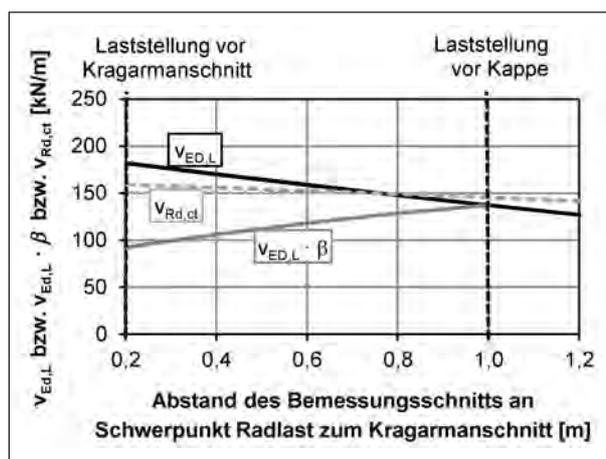


Bild 162: Querkraftwiderstand und Bemessungsquerkraft im Schwerpunkt der Radlast in Abhängigkeit der Laststellung der Radlast für Lastmodell 1 nach DIN-Fachbericht 101 (2009)

Zur Verdeutlichung des maßgebenden Bemessungsschnittes sind in Bild 162 der Querkraftwiderstand und die Bemessungsquerkraft im Schwerpunkt der Radlast für unterschiedliche Laststellungen der TS-Lasten zwischen Kragarmanschnitt und Brückenkappe dargestellt. Während die sich mit der reduzierten effektiven Breite b_{ref} ergebende Querkraft $V_{\text{Ed,L}}$ im maßgebenden Schnitt im Schwerpunkt der Radlast mit abnehmendem Abstand zum Kragarmanschnitt größer wird, (Bild 162, schwarze Linie), vermindert sich die maßgebende Querkraft, wenn sie mit dem Faktor β für auflagernahe Lasten multipliziert wird. Die Zunahme der unabgeminderten Querkraft zum Kragarmanschnitt ist hierbei durch die mit abnehmendem Abstand der Einzellast vom Kragarmanschnitt ebenfalls abnehmende effektive Breite begründet. Die Abminderung für auflagernahe Einzellasten nach Gleichung (3) gemäß DIN-Fachbericht 102 (2009) führt im vorliegenden Beispiel bei Lastabständen kleiner 1 m vom Kragarmanschnitt zu einer Abminderung der einwirkenden Bemessungsquerkraft. Die maximale Bemessungsquerkraft im Schwerpunkt der Radlast ergibt sich demnach im Abstand von 1,0 m vom Kragarmanschnitt.

Die Querkrafttragfähigkeit nach Gleichung (1) ist für eine Betonfestigkeitsklasse C35/45 und eine Biegezugbewehrung von $\varnothing 14/10$ ($\triangleq 15,39 \text{ cm}^2/\text{m}$, $\rho_1 = 0,38 \%$) (Bild 162, gestrichelte Linie) in jedem Schnitt größer als die einwirkende Bemessungsquerkraft unter Berücksichtigung der Abminderung auflagernahe Einzellasten. Im vorliegenden Beispiel ist somit infolge des Nachweises im Grenzzustand der Tragfähigkeit für das Lastmodell 1 nach

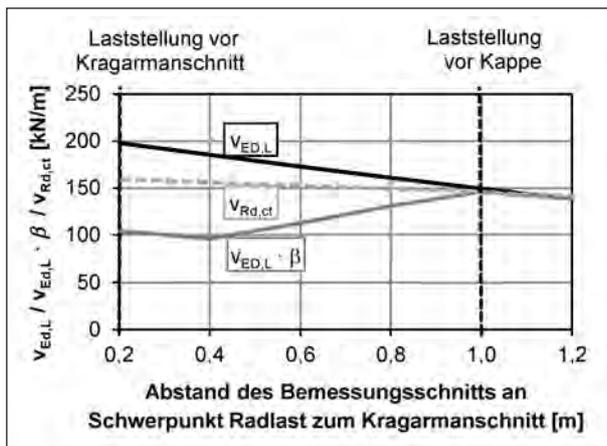


Bild 163: Querkraftwiderstand und Bemessungsquerkraft im Schwerpunkt der Radlast in Abhängigkeit der Laststellung der Radlast für Lastmodell 1 nach DIN EN 1991-2 (2010) mit DIN EN 1991-2/NA

DIN-Fachbericht 101 und 102 (2009) keine Querkraftbewehrung erforderlich.

Im Einzelfall ist noch zu überprüfen, ob infolge außergewöhnlicher Einwirkungen (Anpralllasten an Schrammborde und Schutzeinrichtungen, abirrende Fahrzeuge) eine Querkraftbewehrung erforderlich wird. Im Rahmen dieser Beispielrechnung wurden diese Nachweise nicht geführt.

Beim Ansatz der mitwirkenden Breite nach DAfStb-Heft 240 (1991) beträgt die reduzierte mitwirkende Breite $b_{\text{eff},H240,\text{red}}$ für die maßgebende Laststellung der TS-Lasten im Abstand von 1 m vom Kragarmanschnitt 1,21 m (gegenüber $b_{\text{ref}} = 1,96$ m). Hiermit ergeben sich nach den derzeit gültigen Bemessungsansätzen im maßgebenden Schnitt im Schwerpunkt der Last eine Bemessungsquerkraft von $V_{\text{ED}} - V_{\text{Ccd}} = 194 - 20 = 174$ kN/m und damit eine erforderliche Querkraftbewehrung von rund $8 \text{ cm}^2/\text{m}^2$ (gegenüber einer Ausführung ohne Querkraftbewehrung nach dem modifizierten Ansatz).

Mit Einführung von DIN EN 1991-2 (2010) in Kombination mit dem nationalen Anhang DIN EN 1991-2/NA wird sich die Querkraftbeanspruchung erhöhen (z. B. Flächenlast auf Restfläche: $q_{\text{rk}} = 3 \text{ kN/m}^2$ statt $2,5 \text{ kN/m}^2$, Flächenlast auf Fahrstreifen 1: $q_{1k} = 12 \text{ kN/m}^2$ statt 9 kN/m^2 , Radlast des TS-Systems in Fahrstreifen 1: $Q_{1k} = 150 \text{ kN}$ statt 120 kN ; Verminderung $\gamma_Q = 1,35$ statt $1,5$). Unter dieser erhöhten Belastung wird nach der Beispielrechnung im Grenzzustand der Tragfähigkeit eine Querkraftbewehrung erforderlich. Trotz der größeren Abminderung für die auflagernahe Einzellast

nach Gleichung (4) gemäß DIN EN 1992-1-1 (2011) ergibt sich eine Bemessungsquerkraft $V_{\text{Ed},L}$, die auch unter Berücksichtigung des modifizierten Ansatzes der mitwirkenden Breite im maßgebenden Schnitt eine Querkraftbewehrung erfordert (Bild 163).

Aus dem vorliegenden Bemessungsbeispiel eines Brückenkragarms lassen sich folgende Schlussfolgerungen ziehen:

- Solange bei kurzen Kragarmen nur eine Radlast der Tandemachse nach DIN-Fachbericht 101 (2009) auf dem Kragarm steht, kann für eine Platte ohne Querkraftbewehrung nach DIN-Fachbericht 102 (2009) in Kombination mit der modifizierten mitwirkenden Plattenbreite eine ausreichende Querkrafttragfähigkeit nachgewiesen werden ($h = 0,45 \text{ m}$, $\rho_1 = 0,38 \%$, C35/45).

Offene Fragestellungen ergeben sich wie folgt:

- Überlagerung von Einzellasten: Wie beeinflussen sich in Brückenquerrichtung nebeneinander bzw. hintereinander liegende Einzellasten in der Lastausbreitung und im Lastabtrag? Ergibt sich gegebenenfalls eine größere effektive Breite als nach Gleichung (36)?
- Einfluss der Längsvorspannung: Wie beeinflusst eine Brückenlängsvorspannung die Lastausbreitung und den Querkraftabtrag in Brückenquerrichtung?

Zusätzlich ist der Einfluss einer besonders bei Bestandsbrücken häufig anzutreffenden Quervorspannung bislang unbekannt:

- Einfluss der Quervorspannung: Wird der Einfluss einer Betonlängsspannung durch den Ansatz nach DIN-Fachbericht 102 (Gleichung (1)) auch für Platten zutreffend erfasst? Wie wirkt sich eine Quervorspannung auf die effektive Plattenbreite aus?

6 Zusammenfassung und Ausblick

Die Anforderungen an Brückenbauwerke haben sich infolge steigender Verkehrszahlen sowie neuer Normen deutlich erhöht. Daher lässt sich für Brückenbauwerke im Bestand mit Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung nach derzeitigen technischen Regeln oft nicht eine ausreichende Quer-

krafttragfähigkeit nachweisen. Im von der Bundesanstalt für Straßenwesen geförderten und am Institut für Massivbau der RWTH Aachen durchgeführten Forschungsvorhaben wurde daher das Querkrafttragverhalten von Platten durch experimentelle und theoretische Untersuchungen genauer analysiert. Es konnte gezeigt werden, dass die nach DIN-Fachbericht 102 berechneten Tragfähigkeiten zu weit auf der sicheren Seite liegen, wenn die mitwirkende Breite nach DAfStb-Heft 240 bestimmt wird.

Die experimentellen Untersuchungen bestanden aus insgesamt 17 Bauteilversuchen in zwei Versuchsserien.

Einfeldplatten

In der ersten Versuchsserie wurde die Lastverteilungsbreite bei statisch bestimmt gelagerten Einfeldplatten ohne Querkraftbewehrung unter punktförmiger Belastung untersucht. Hierzu wurde durch Variation der Plattenbreite (0,5 m bis 3,5 m) gezielt der Übergang von der Balkentragwirkung zur Plattentragwirkung analysiert. Bei den Platten mit einer Breite von 0,5 m und 1,5 m wurde die gesamte Plattenbreite zum Abtrag der Querkraft aktiviert und die rechnerische mittlere Tragfähigkeit nach DIN-Fachbericht 102 bestätigt. Ab einer Plattenbreite von 2,5 m stellte sich bezogen auf die vorhandene Plattenbreite eine geringere mitwirkende Plattenbreite ein. Die rechnerischen äquivalenten Plattenbreiten, die sich durch Rückrechnung aus der Bruchlast und der Formel für $V_{Rm,ct}$ ergeben, sind deutlich größer als die rechnerischen mitwirkenden Plattenbreiten nach DAfStb-Heft 240. Dieser Ansatz ist somit als zu konservativ einzustufen.

Als weiterer wesentlicher Parameter wurde der Einfluss der Schubschlankheit auf das Querkrafttragverhalten überprüft. Hierzu wurde die Schubschlankheit an 3,5 m breiten Platten zwischen 2,9 und 5,4 variiert. Während der Lastabtrag über die direkte Druckstrebe für kleinere Schubschlankheiten zunimmt und somit einen traglaststeigernden Einfluss hat, verringert sich die mitwirkende Plattenbreite bei abnehmender Schubschlankheit. Außerdem verbessert sich mit steigender Schubschlankheit die Lastumlagerung nach Rissbildung. Wegen der sich überlagernden gegensätzlich wirkenden Einflüsse konnte für die untersuchten Schlankheiten kein eindeutiger Einfluss der Schubschlankheit auf die maximale Querkrafttragfähigkeit von einfeldrigen Platten festgestellt werden.

Aufbauend auf den Versuchen der ersten Versuchsserie wurden nichtlineare Finite-Elemente-Berechnungen zur Untersuchung weiterer Einflüsse durchgeführt. Im Einzelnen wurden die Einflüsse aus der Betonfestigkeit, des Längs- und Querbewehrungsgrades, der Druckbewehrung, der Plattengeometrie (Dicke, Breite und Stützweite) sowie der Schubschlankheit auf die Querkrafttragfähigkeit von Platten ohne Querkraftbewehrung untersucht. Nach den eigenen Parameterstudien werden die Einflüsse der Betonfestigkeit, des Längsbewehrungsgrades und der statischen Nutzhöhe auch für Platten (Einfeldsysteme) unter punktförmiger Belastung qualitativ gut durch den Ansatz für die Querkrafttragfähigkeit nach DIN-Fachbericht 102 abgebildet. Da kein Einfluss des Druckbewehrungsgrades festgestellt wurde, sind die Ergebnisse aus den Balkenversuchen ohne Querkraftbewehrung auf Fahrbahnplatten, die standardmäßig eine Bewehrung in der Druckzone aufweisen, übertragbar. Die ermittelten Einflüsse der Schubschlankheit, der Plattenbreite, der Stützweite sowie des Querbewehrungsgrades wurden in einen Produktansatz zur Ermittlung der äquivalenten Plattenbreite eingearbeitet (Gleichung (33)).

Abschließend wurde der modifizierte Ansatz zur Bestimmung der äquivalenten Plattenbreite von Einfeldplatten ohne Querkraftbewehrung unter punktförmiger Belastung anhand von Versuchen aus der Literatur überprüft. Hierzu wurden relevante Versuche aus der Querkraftdatenbank nach REINECK/KUCHMA mit Längsbewehrungsgraden und Betondruckfestigkeiten im für Brückenfahrbahnplatten typischen Bereich herausgefiltert. Der modifizierte Ansatz bildet die Tragfähigkeit auf Mittelwertniveau mit einem Mittelwert der Verhältniszahlen der experimentellen zu den berechneten Tragfähigkeiten von 1,20 bei einer Standardabweichung von 0,18 deutlich besser ab als der bisher verwendete Ansatz mit der effektiven Breite nach DAfStb-Heft 240 (Mittelwert: 1,55, Standardabweichung: 0,62).

Kragarmplatten

Da Fahrbahnplatten häufig gevoutet ausgeführt werden, sollte geklärt werden, ob die nach Norm zulässige Abminderung der einwirkenden Querkraft um den Vertikalanteil der geneigten Biegedruckkraft V_{ccd} gerechtfertigt ist. Hierzu wurden in der zweiten Versuchsserie jeweils zwei Versuche an den Kragarmen von zwei zweistegigen Platten-

balken durchgeführt. Hierbei wurden jeweils ein Kragarm ohne Voute und ein Kragarm mit einer Voutenneigung von 1:15 durch eine Einzellast bis zum Bruch belastet. Während die Kragarme des ersten Plattenbalkens allein durch die Einzellast belastet wurden, erhielten die Kragarme des zweiten Plattenbalkens neben der Einzellast noch eine linienförmige Vorlast über die gesamte Versuchskörperbreite am Kragarmende. Hierdurch wurden das einwirkende Moment und somit der zu untersuchende Vertikalanteil der geneigten Biegedruckkraft vergrößert.

In beiden Versuchen hatte die Vorlast eine traglaststeigernde Wirkung. Die Versuche an vorbelasteten Kragarmen erreichten nahezu die gleichen maximalen Einzellasten wie die entsprechenden Versuche an den Kragarmen ohne Vorlast, sodass sie insgesamt eine bis zu 58 % höhere Querkrafttragfähigkeit erreichten. Da die günstige Wirkung einer Vorlast sowohl bei den Kragarmen mit als auch ohne Voute zu einer Vergrößerung der Tragfähigkeit führte, scheint die Abminderung um den Vertikalanteil der geneigten Druckzone ausschließlich für gevoutete Bauteile nicht zutreffend. Zudem konnten in den Versuchen mit gevouteten Kragarmen unabhängig von der aufgebrachten Vorlast nur jeweils um ca. 20 % kleinere Einzellasten aufgebracht werden als in den entsprechenden Versuchen mit konstanter Kragarmdicke.

Wie schon bei den Einfeldplatten zeigen die Versuche an Kragarmen, dass eine Bemessung nach DIN-Fachbericht 102 unter Ansatz der mitwirkenden Breite nach DAfStb-Heft 240 zu konservativen Ergebnissen führt. Der günstige Einfluss der Biegebeanspruchung, der gleichermaßen bei Platten mit und ohne Vouten vorhanden ist, kann entweder durch die mitwirkende Plattenbreite erfasst oder explizit ermittelt werden. Im Rahmen des vorliegenden Schlussberichtes wurde der günstig wirkende Einfluss der Biegebeanspruchung in einen Ansatz für die mitwirkende Breite nach Gleichung (34) eingearbeitet. Hierbei liegt der maßgebende Bemessungsschnitt im Schwerpunkt der Einzellast. Eine Abminderung durch den Vertikalanteil der geneigten Biegedruckkraft wird nicht zusätzlich angesetzt.

Der modifizierte Ansatz für Kragplatten, der auf einem Ansatz von ROMBACH basiert, wurde mit den eigenen und den Versuchen von ROMBACH und MUTTONI überprüft. Der Ansatz nach Gleichung (34) bildet in Kombination mit der Querkraft-

tragfähigkeit nach DIN-Fachbericht 102 die Tragfähigkeit mit einem Mittelwert der Verhältniszerte aus experimenteller und berechneter Tragfähigkeit von 1,19 bei einer Standardabweichung von 0,20 zutreffend ab.

Ausblick

Da die Versuchsdatenbasis zur Absicherung der modifizierten Ansätze begrenzt ist, sind weitere Überlegungen zur Überführung in einen Querkraftbemessungsansatz nach DIN-Fachbericht 102 (2009) erforderlich.

Zur Absicherung einer breiten praktischen Anwendung bei der Bemessung von Fahrbahnplatten sind noch die Einflüsse der Lagerung (gelenkig/eingespannt), des statischen Systems (Innenplatte/Kragplatte), der Längs- und Quervorspannung sowie insbesondere die Überlagerung mehrerer Radlasten zu untersuchen.

Aufgrund der hohen Tragfähigkeiten in den Versuchen kann als kurzfristiger Lösungsansatz in Betracht gezogen werden, Mindestanforderungen an Brückenfahrbahnplatten zu formulieren, bei denen ein weiterer Querkraftnachweis entfallen kann. Zur Abdeckung üblicher Standardfälle sind hierzu Parameterstudien durchzuführen, um die durch die Versuche abgedeckten Randbedingungen herauszuarbeiten und zu definieren.

Literatur

- Abaqus: Abaqus 6.9 Online Documentation, 2009
- ARS – Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 31/1994, Sachgebiet 05.3, Brücken- und Ingenieurbau; Bauweisen: Kragarme von Fahrbahnplatten für Beton- und Stahlverbundbrücken (schlaaffe Bewehrung oder Quervorspannung). Bundesministerium für Verkehr, Abteilung Straßenbau, 1994
- ASTER, H., KOCH R.: Schubtragfähigkeit dicker Stahlbetonplatten. BuStb 69, Heft 11, S. 266-270, 1974
- BOMPA, D.; ONET, T.: Flat slab – Column connection Model Calibration using Concrete Damaged Plasticity, Proceedings of the international scientific conference, CIBv, 2010

- DAfStb-Heft 240: GRASSER, E.; THIELEN, G.: Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 3. überarbeitete Auflage, 1991
- DAfStb-Heft 525: CURBACH, M.; HARTZ, U.; IVANYI, G.; KÖNIG, G.; ZILCH, K., HEGGER, J.: Erläuterung zu DIN 1045-1. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2. überarbeitete Auflage, 2010
- DIN 1045: Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung. Deutsches Institut für Normung (DIN), Berlin, 1988
- DIN 1045-1: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen. Deutsches Institut für Normung (DIN), Berlin, 2008
- DIN 1048-5: Prüfverfahren für Beton; Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper, 1991
- DIN 1072: Lastannahmen für Straßen und Wegbrücken, Deutsches Institut für Normung (DIN), Berlin, 1985
- DIN EN 12390-3: Prüfung von Festbeton – Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern, 2009
- DIN EN 12390-6: Prüfung von Festbeton – Teil 6: Spaltzugfestigkeit von Probekörpern, 2010
- DIN EN 1991-2: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken, 2010
- DIN EN 1991-2/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken, Entwurf Juli 2011
- DIN EN 1992-1-1: Eurocode 2: Design of concrete structures – part 1-1: General rules and rules for buildings, 2004
- DIN EN 1992-1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, 2011
- DIN EN 1992-1-1/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, 2011
- DIN EN 1992-2: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln, 2010
- DIN EN 1992-2/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2/NA: Betonbrücken, Entwurfsfassung vom 11.1.2012
- DIN EN ISO 6892-1: Metallische Werkstoffe – Zugversuch – Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur, 2009
- DIN-Fachbericht 101: Einwirkungen auf Brücken. Deutsches Institut für Normung (DIN), 2003
- DIN-Fachbericht 101: Einwirkungen auf Brücken. Deutsches Institut für Normung (DIN), 2009
- DIN-Fachbericht 102: Betonbrücken. Deutsches Institut für Normung (DIN), 2009
- GRASSL, P.; JIRASEK, M.: Damage-plastic model for concrete failure. *International Journal of Solids and Structures* 43, 2006
- HEGGER, J.; KARAKAS, A.; PELKE, E.; SCHÖLCH, U.: Zur Querkraftgefährdung bestehender Spannbetonbrücken, Teil I: Grundlagen. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 104, Heft 11, S. 737-746, 2009
- HILLERBORG, A.; MODÉER, M.; PETERSON, P.-E.: Analysis of crack formation and growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements, *Cement and Concrete* 6, 1976
- HOFSTETTER, G.: Konstitutive Modellierung von Beton. In: *Betonkalender* 2006
- JANKOWIAK T.; LODYGOWSKY T.: Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model. *Foundations of Civil and Environmental Engineering* 6, 2005
- KEIL, S.: Beanspruchungsermittlung mit Dehnungsmessstreifen. Zwingenberg a. d. Bergstr., CUNEOUS, 1995
- KUPFER, H.: Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung. Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau DAfStb, Heft 229, 1973

- LATTE, S.: Zur Tragfähigkeit von Stahlbeton-Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung. Dissertation, Technische Universität Hamburg-Harburg, 2010
- LEE, J.; FENVES, G. L.: Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures. In: Journal of Engineering Mechanics 124 (1998), Nr. 8, S. 892-900
- LEONHARDT, F.: Vorlesung über Massivbau, Grundlagen zum Bewehren im Stahlbetonbau, Vorlesungsumdruck, Springer Verlag, 1977
- LUBLINER, J.; OLIVER, J.; OLLER, S.; ONATE, E.: A Plastic-Damage Model for Concrete. In: International Journal of Solids and Structures 25, Nr. 3, S. 299-326, 1989
- MacLEOD I. A.; HOUMSI A.: Shear Strength of Haunched Beams without Shear Reinforcement. In: ACI Structural Journal V. 91, No. 1, 1994
- MAURER, R.; ARNOLD, A.; GEDWIEN, J.; MÜLLER, M.; SCHRICK, M.; TAPPE, C.: Anpassung von DIN-Fachberichten „Brücken“ an Eurocodes, Teil 2: DIN-FB 102: „Betonbrücken“, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Brücken- und Ingenieurbau, Heft B 77, 2011
- MODEL CODE 1990, Comité Euro-International du Béton CEB-FIB, 1990
- MODEL CODE 2010, Fédération Internationale du Béton FIB, 2010, Entwurfsfassung September 2011
- MUTTONI, A.; VAZ RODRIGUES, R.: Large Scale Tests of Bridge Slab Cantilevers subjected to Traffic Loads. FIB Congress June 5th-8th 2006, Naples, Italy
- MUTTONI, A.; VAZ RODRIGUES, R.: Large Scale Tests on Reinforced Concrete Bridge Deck Slabs. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Institute de Structures, Laboratoire de Construction en Béton (IS-BETON), 2006
- NAUMANN, J.: Brücken und Schwerverkehr – Eine Bestandsaufnahme. In: Bauingenieur 85, Nr. 1, S. 1-9, 2010
- REINECK, K.-H.; KOCH R.; SCHLAICH, J.: Shear Tests on Reinforced Concrete Beams with axial compression for Offshore Structures – Final Test Report. Stuttgart, Institut für Massivbau, Univ. Stuttgart (unveröffentlicht), Juli 1978
- REINECK, K. H.; KUCHMA, D. A.; FITIC, B.: Erweiterte Datenbanken zur Überprüfung der Querkraftbemessung für Konstruktionsbauteile mit und ohne Bügel. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Forschungsvorhaben V 423, Abschlussbericht, 2010
- RICKER, M.: Zur Zuverlässigkeit der Bemessung gegen Durchstanzen bei Einzelfundamenten, Dissertation, Lehrstuhl für Massivbau, RWTH Aachen, 2009
- ROGGENDORF, T.: Zum Tragverhalten von Spannbeton-Fertigdecken bei biegeweicher Lagerung. Dissertation, Lehrstuhl für Massivbau, RWTH Aachen, 2010
- ROMBACH, G.; VALESCO, R.: Schnittgrößen ausragender Fahrbahnplatten infolge von Radlasten nach DIN-Fachbericht. In: Beton- und Stahlbetonbau 100, Heft 5, S. 376-389, 2005
- ROMBACH, G.; LATTE, S.; STEFFENS, R.: Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung. In: Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 1011, 2009
- ROMBACH, G.; LATTE, S.: Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung. In: Beton- und Stahlbetonbau 104, Heft 10, S. 642-656, 2009b
- ROMBACH, G.; NGHIEP, V.: Versuche zur Querkrafttragfähigkeit von gevouteten Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung. In: Beton- und Stahlbetonbau 106, Heft 1, S. 11-20, 2011
- SARGIN, M.: Stress-strain relationship for concrete and the Analysis of Structural concrete sections, Solid Mechanics Division: Study No. 4, University of Waterloo, 1971
- SMITH, S.; WILLIAM, K. J.; GERSTLE, K. H.; STURE, S.: Concrete over the Top, or: Is there Life after Peak? ACI Materials Journal 86, S. 491-497, 1989

TIMM, M.: Durchstanzen von Bodenplatten unter rotationssymmetrischer Belastung, Dissertation, TU Braunschweig, 2003

TN-515, Tech Note TN-515: DMS-Rosetten – Auswahl, Anwendung und Datenauswertung, vishey precision group, Mai 2010, www.vishaymg.de/blh/appl/TN-515.pdf

VAZ RODRIGUES, R., MUTTONI, A.; FERNANDEZ RUIZ, M.: Shear strength of RC bridge cantilever slabs. Engineering Structures, 2008

Schriftenreihe

Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

Unterreihe „Brücken- und Ingenieurbau“

2002

- B 35: Bewährung von Brückenbelägen auf Betonbauwerken
Wruck € 11,50
- B 36: Fahrbahnübergänge aus Asphalt
Wruck € 11,00
- B 37: Messung der Hydrophobierungsqualität
Hörner, von Witzhausen, Gatz € 11,00
- B 38: Materialtechnische Untersuchungen beim Abbruch der Talbrücke Haiger
Krause, Wiggemhauser, Krieger € 17,00
- B 39: Bewegungen von Randfugen auf Brücken
Eilers, Wruck, Quaas € 13,00

2003

- B 40: Schutzmaßnahmen gegen Graffiti von Weschpfennig € 11,50
- B 41: Temperaturmessung an der Unterseite orthotroper Fahrbahn- tafeln beim Einbau der Gussasphalt-Schutzschicht
Eilers, Kühler, Quaas € 12,50
- B 42: Anwendung des Teilsicherheitskonzeptes im Tunnelbau
Städig, Krocker € 12,00
- B 43: Entwicklung eines Bauwerks Management-Systems für das deutsche Fernstraßennetz – Stufen 1 und 2
Haardt € 13,50
- B 44: Untersuchungen an Fahrbahnübergängen zur Lärminderung
Hemmer-Halswick, Ullrich € 12,50

2004

- B 45: Erfahrungssammlungen:
Stahlbrücken – Schäden – wetterfeste Stähle Seile
Teil 1: Dokumentation über Schäden an Stahlbrücken
Teil 2: Dokumentation und Erfahrungssammlung mit Brücken aus wetterfesten Stählen
Teil 3: Erfahrungssammlung über die Dauerhaftigkeit von Brück- kenseilen und -kabeln
Hemmer-Halswick € 13,00
- B 46: Einsatzbereiche endgültiger Spritzbetonkonstruktionen im Tunnelbau
Heimbecher, Decker, Faust € 12,50

2005

- B 47: Gussasphaltbeläge auf Stahlbrücken
Steinauer, Scharnigg € 13,50

2006

- B 48: Scannende Verfahren der zerstörungsfreien Prüfung von Brückenbauwerken
Holst, Streicher, Gardej, Kohl, Wöstmann, Wiggemhauser € 15,00 -
- B 49: Einfluss der Betonoberflächenvorbereitung auf die Haf- tung von Epoxidharz
Raupach, Rößler € 13,50
- B 50: Entwicklung eines Bauwerks-Management-Systems für das deutsche Fernstraßennetz, Stufe 3
Holst € 13,50

- B 51: Hydrophobierungsqualität von flüssigen und pastösen Hydrophobierungsmitteln
Panzer, Hörner, Kropf € 12,50
- B 52: Brückenseile mit Galfan-Überzug – Untersuchung der Haftfestigkeit von Grundbeschichtungen
Friedrich, Staack € 14,50
- B 53: Verwendung von selbstverdichtendem Beton (SVB) im Brücken- und Ingenieurbau an Bundesfernstraßen
Tauscher € 14,50
- B 54: Nachweis des Erfolges von Injektionsmaßnahmen zur Mängelbeseitigung bei Minderdicken von Tunnelinnenschalen
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kosten- pflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Rath, Berthold, Lähner € 12,50

2007

- B 55: Überprüfung des Georadarverfahrens in Kombination mit magnetischen Verfahren zur Zustandsbewertung von Brückenfahrbahnplatten aus Beton mit Belagsaufbau
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kosten- pflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Krause, Rath, Sawade, Dumat € 14,50
- B 56: Entwicklung eines Prüfverfahrens für Beton in der Expo- sitionsklasse XF2
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Setzer, Keck, Palecki, Schießl, Brandes € 19,50
- B 57: Brandversuche in Straßentunneln – Vereinheitlichung der Durchführung und Auswertung
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Steinauer, Mayer, Kündig € 26,50
- B 58: Quantitative Risikoanalysen für Straßentunnel
Sistenich € 14,50

2008

- B 59: Bandverzinkte Schutzplankenholme
Schröder € 12,50
- B 60: Instandhaltung des Korrosionsschutzes durch Teiler- neuerung - Bewährung
Schröder € 13,50
- B 61: Untersuchung von Korrosion an Fußplatten von Schutz- plankenpfosten
Schröder, Staack € 13,00
- B 62: Bewährungsnachweis von Fugenfüllungen ohne Unter- füllstoff
Eilers € 12,00
- B 63: Selbstverdichtender Beton (SVB) im Straßentunnelbau
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Heunisch, Hoepfner, Pierson (†), Dehn, Orgass, Sint € 17,50
- B 64: Tiefenabhängige Feuchte- und Temperaturmessung an einer Brückenkappe der Expositionsklasse XF4
Bramshuber, Spörel, Warkus € 12,50

2009

- B 65: Zerstörungsfreie Untersuchungen am Brückenbauwerk A1 Hagen/Schwerte
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Friese, Taffe, Wöstmann, Zoega € 14,50
- B 66: Bewertung der Sicherheit von Straßentunneln
Zulauf, Locher, Steinauer, Mayer, Zimmermann, Baltzer, Riepe, Kündig € 14,00
- B 67: Brandkurven für den baulichen Brandschutz von Straß- entunneln
Blosfeld € 17,50

- B 68: Auswirkungen des Schwerlastverkehrs auf die Brücken der Bundesfernstraßen – Teile 1-4**
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden. -
Kaschner, Buschmeyer, Schnellenbach-Held, Lubasch, Grünberg, Hansen, Liebig, Geißler € 29,50 -
- B 69: Berücksichtigung der Belange behinderter Personen bei Ausstattung und Betrieb von Straßentunneln**
Wagener, Grossmann, Hintzke, Sieger € 18,50
- B 70: Frost-Tausalz-Widerstand von Beton in Brücken und Ingenieurbauwerken an Bundesfernstraßen**
Tauscher € 14,50

2010

- B 71: Empfehlungen für geschweißte KK-Knoten im Straßenbrückenbau**
Kuhlmann, Euler € 22,50
- B 72: Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit von permanenten Anti-Graffiti-Systemen**
Weschpennig, Kropf, von Witzzenhausen € 13,50
- B 73: Brand- und Abplatzverhalten von Faserbeton in Straßentunneln**
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Dehn, Nause, Juknat, Orgass, König € 21,00
- B 74: Verwendung von Anti-Graffiti-Systemen auf Mauerwerk**
Müller € 14,00
- B 75: Sachstand Verstärkungsverfahren – Verstärken von Betonbrücken im Bestand**
Schnellenbach-Held, Peeters, Scherbaum € 13,50

2011

- B 76: Instandsetzung und Verstärkung von Stahlbrücken unter Berücksichtigung des Belagssystems**
Sedlacek, Paschen, Feldmann, Geßler, Möller, Steinauer, Scharnigg € 17,00 -
- B 77: Anpassung von DIN-Fachberichten "Brücken" an Eurocodes**
Teil 1: DIN-FB 101 "Einwirkung auf Brücken" ↪
Teil 2: DIN-FB 102 "Betonbrücken" ↪
Teil 3: DIN-FB 103 "Stahlbrücken" ↪
Teil 4: DIN-FB 104 "Verbundbrücken" ↪
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden. -
Freundt, Böning, Maurer, Arnold, Gedwien, Müller, -
Schrack, Tappe, Kuhlmann, Rasche, Froschmeier, Euler, Hanswille, Brauer, Bergmann € 29,50 -
- B 78: Bemessung von Wellstahlbauwerken – Vergleich nach den bisherigen und den neuen Richtlinien**
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Kuhlmann, Günther, Krauss € 18,50
- B 79: Untersuchungen zur Querkraftbemessung von Spannbetonbalken mit girlandenförmiger Spannliedführung**
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Maurer, Kiziltan, Zilch, Dunkelberg, Fitik (in Vorbereitung)
- B 80: Lautsprecheranlagen und akustische Signalisierung in Straßentunneln**
Mayer, Reimann, Löwer, Brettschneider, Los € 16,00
- B 81: Quantifizierung der Lebensdauer von Betonbrücken mit den Methoden der Systemanalyse**
Müller, Vogel, Neumann € 14,50
- B 82: Verkehrslastmodelle für die Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand**
Freundt, Böning € 16,00

- B 83: Konzeption zur Nachrechnung bestehender Straßenbrücken**
Maurer, Kolodziejczyk, Zilch, Dunkelberg € 16,00
- B 84: Prüfung des Frost-Tausalz-Widerstandes von Beton mit dem modifizierten CDF-Verfahren (XF2)**
Gehlen, Lowke, Milachowski € 15,00
- B 85: Entwicklung von Verfahren einer zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung**
Zilch, Straub, Dier, Fischer € 19,50
- B 86: Untersuchungen an Bauwerken aus hochfesten Beton**
Nguyen, Freitag € 13,50

2012

- B 87: Vermeidung von Glättebildung auf Brücken durch die Nutzung von Geothermie**
Feldmann, Döring, Hellberg, Kuhnhenne, Pak, Mangerig, Beucher, Hess, Steinauer, Kemper, Scharnigg € 17,00
- B 88: Anpralllasten an Schutzeinrichtungen auf Brücken – Anpassung der DIN-Fachberichte "Stahlbrücken" und "Verbundbrücken" an endgültige Eurocodes und nationale Anhänge einschließlich Vergleichsrechnungen**
Kuhlmann, Zizza, Günther € 15,50
- B 89: Nachrechnung von Betonbrücken zur Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Bauwerke**
Maurer, Heeke, Kiziltan, Kolodziejczyk, Zilch, Dunkelberg, Fitik € 19,50
- B 90: Fugenbewegung an der Ruhrtalbrücke Mintard**
Eilers, Quaas, Staeck € 14,00

2013

- B 91: Priorisierung und Nachrechnung von Brücken im Bereich der Bundesfernstraßen – Einfluss der Einwirkungen aus Verkehr unter besonderer Berücksichtigung von Restnutzungsdauer und Verkehrsentwicklung**
Freundt, Böning € 15,00
- B 92: Kriterien für die Anwendung von unbewehrten Innenschalen für Straßentunnel**
Kaundinya € 14,00
- B 93: Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten – Anpassung des DIN-Fachberichtes "Betonbrücken" an endgültige Eurocodes und nationale Anhänge einschließlich Vergleichsrechnungen**
Hegger, Reißer € 17,50

Alle Berichte sind zu beziehen beim:

Carl Schünemann Verlag GmbH
Zweite Schlachtpforte 7
D-28195 Bremen
Telefon: (04 21) 3 69 03 - 53
Telefax: (04 21) 3 69 03 - 48
www.schuenemann-verlag.de

Dort ist auch ein Kompletverzeichnis erhältlich.