

# Querkrafttragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken

Berichte der  
Bundesanstalt für Straßenwesen

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 109

The logo for the Bundesanstalt für Straßenwesen (BAST) is displayed in a bold, green, lowercase sans-serif font. The letters are closely spaced and have a slight shadow effect, giving it a three-dimensional appearance. The logo is positioned in the bottom right corner of the page, partially overlapping the orange footer bar.

# **Querkrafttragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken**

**Einfluss einer nachträglichen  
externen Vorspannung  
in Längsrichtung**

von

Josef Hegger  
Martin Herbrand

RWTH Aachen  
Lehrstuhl und Institut für Massivbau (IMB)

**Berichte der  
Bundesanstalt für Straßenwesen**

**Brücken- und Ingenieurbau Heft B 109**

**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 Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt)** zum Teil als kostenfreier Download im elektronischen BASt-Archiv ELBA zur Verfügung.  
<http://bast.opus.hbz-nrw.de>

## Impressum

**Bericht zum Forschungsprojekt FE 15.0498/2010/FRB:**  
Einfluss einer nachträglichen externen Vorspannung in Längsrichtung auf die Querkrafttragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken

**Fachbetreuung:**  
Matthias Müller

**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](http://www.schuenemann-verlag.de)

ISSN 0943-9293  
ISBN 978-3-95606-126-4

Bergisch Gladbach, Dezember 2014

## Kurzfassung – Abstract

### Quertragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken

Durch die steigenden Verkehrszahlen haben sich die Anforderungen an Brückenbauwerke im Bestand in den letzten Jahren deutlich erhöht. Gleichzeitig ergeben sich heute durch Veränderungen in den Normen geringere rechnerische Quertragfähigkeiten und höhere erforderliche Mindestquerkraftbewehrungen. Dadurch kann die Quertragfähigkeit des Längssystems von bestehenden Brückenbauwerken häufig nicht mehr nachgewiesen werden, sodass Verstärkungsmaßnahmen erforderlich werden.

In diesem, von der Bundesanstalt für Straßenwesen geförderten Forschungsvorhaben, wurden daher am Institut für Massivbau der RWTH Aachen experimentelle und theoretische Untersuchungen zum Einfluss einer externen Längsvorspannung auf die Quertragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken durchgeführt. Für die experimentellen Untersuchungen wurden sechs Teilversuche an drei Zweifeldträgern mit parabelförmigem internen Spannglied und einer Stützweite von jeweils 5,5 m durchgeführt. Zwei der drei Träger wurden zusätzlich durch gerade externe Spannglieder vorgespannt. Durch die Versuche wurde der Einfluss der externen Vorspannung auf die Erstrisslasten und Bruchlasten untersucht. Die Träger wurden zusätzlich in beiden Feldern jeweils unterschiedlich bewehrt, wobei eine Trägerhälfte in etwa mit der nach DIN-FB 102 erforderlichen Mindestquerkraftbewehrung bewehrt war und die andere mit der Hälfte davon. Dadurch konnte auch das Tragverhalten bei nicht vollständig vorhandener Mindestquerkraftbewehrung untersucht werden.

Parameterstudien mit Finite Elemente Modellen ergänzen die Versuche, um die Einflüsse aus Vorspanngrad, Querkraftbewehrungsgrad, Betonfestigkeit, Querschnitt und Spanngliedführung auf die Quertragfähigkeit näher zu untersuchen. Auf Grundlage der experimentellen und theoretischen Untersuchungen wurden dann bestehende Bemessungs- und Ingenieurmodelle überprüft und modifiziert.

### Shear capacity of existing prestressed concrete bridges

The requirements for existing bridge structures have increased considerably due to rising traffic loads. At the same time, today's codes yield lower calculative shear capacities and higher minimum shear reinforcements because of changes in the codes. Therefore, strengthening measures are necessary since the shear check of existing bridges can often not be fulfilled.

In this research project, funded by the Federal Highway Research Institute of Germany, experimental and theoretical investigations on the influence of additional external prestressing on the shear capacity of existing bridge structures were carried out by the Institute of Structural Concrete at RWTH Aachen University. Six tests on three two-span beams with a parabolic tendon and a span of 5,5 m were carried out during the experimental investigations. Two of the three beams were prestressed by additional external tendons. By the experiments, the influence of the external prestressing on the initial shear crack loads and the ultimate loads was investigated. Furthermore, the specimens had different amounts of shear reinforcement in both spans. The first span was reinforced with the minimum shear reinforcement that is required by the German bridge code DIN-FB 102 and the second span was reinforced with half of the latter. By this, the load bearing behavior in case of reduced minimum shear reinforcement was analyzed.

Parametrical studies with nonlinear Finite Element models were carried out based on the experimental investigations. As main parameters, the prestressing degree, the shear reinforcement ratio, the concrete strength, the cross-section and the tendon profile are investigated. Finally, existing design models were checked and modified on the basis of the experimental and theoretical investigations.



## Inhalt

<b>1</b>	<b>Einleitung</b>	7	3.8	Experimentelle Ergebnisse	25
1.1	Problemstellung	7	3.8.1	Spannkraftverluste	25
1.2	Zielsetzung und Vorgehen	7	3.8.2	Versagensform und Bruchbilder	25
			3.8.3	Rissbreiten	28
<b>2</b>	<b>Vorarbeiten</b>	8	3.8.4	Schubrislast und Bruchlast	30
2.1	Stand der Technik	8	3.8.5	Auflagerkräfte	31
2.1.1	Allgemeines	8	3.8.6	Durchbiegung	32
2.1.2	Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung	8	3.8.7	Wegaufnehmer im Schubfeld	33
2.1.3	Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen mit Querkraftbewehrung	12	3.8.8	Betondehnungen/Beton-DMS	33
2.1.4	Querkrafttragfähigkeit von Durchlaufträgern	14	3.8.9	Betonstahldehnungen/Stahl-DMS	35
2.2	Analyse von Bestandsbauwerken	15	3.9	Versuchsnachrechnung	37
2.2.1	Allgemeines	15	3.9.1	Allgemeines	37
2.2.2	Talbrücke Lützelbach	15	3.9.2	DIN-FB 102	39
2.2.3	Talbrücke Marbach	16	3.9.3	Hauptzugspannungskriterium	42
2.2.4	Autobahnbrücke in Viernheim	16	3.9.4	Modified Compression Field Theory	45
2.3	Fazit	16	<b>4</b>	<b>Entwicklung eines Ingenieurmodells</b>	46
<b>3</b>	<b>Experimentelle Untersuchungen</b>	16	4.1	Allgemeines	46
3.1	Allgemeines	16	4.2	Modifikation des Sprengwerkanteils	46
3.2	Geometrie der Versuchsträger	17	<b>5</b>	<b>Numerische Untersuchungen</b>	52
3.3	Bewehrung	17	5.1	Ziel und Vorgehen	52
3.4	Vorspannung	18	5.2	Materialmodelle	52
3.5	Materialkennwerte	20	5.2.1	Allgemeines	52
3.5.1	Beton	20	5.2.2	Beton	52
3.5.2	Betonstahl	21	5.2.3	Betonstahl	56
3.5.3	Spannstahl	21	5.2.4	Spannstahl	56
3.6	Versuchsaufbau und -durchführung	21	5.3	Modellierung	56
3.7	Messtechnik	22	5.3.1	Allgemeines	56
3.7.1	Allgemeines	22	5.3.2	Lösungsverfahren	56
3.7.2	Anordnung der Kraftmessdosen	22	5.3.3	Elemente	58
3.7.3	Anordnung der Wegaufnehmer	23	5.3.4	Diskretisierung	59
3.7.4	Anordnung der DMS	23	5.3.5	Modell	59
3.7.5	Setzdehnungsmesspunkte	24	5.3.6	Versuchsnachrechnung	60

5.3.7 Zusammenfassung . . . . .	64
5.4 Parameterstudie . . . . .	64
5.4.1 Allgemeines . . . . .	64
5.4.2 Einfluss der Vorspannung. . . . .	65
5.4.3 Einfluss des Querkraftbewehrungs- grades. . . . .	66
5.4.4 Einfluss der Betondruckfestigkeit und Betonzugfestigkeit . . . . .	66
5.4.5 Auswertung. . . . .	67
5.4.6 Fazit . . . . .	68
<b>6 Bemessungsvorschlag . . . . .</b>	<b>69</b>
6.1 Allgemeines . . . . .	69
6.2 Hauptzugspannungskriterium. . . . .	69
6.3 Modifiziertes Modell nach GÖRTZ. . . . .	70
6.4 Bemessungsbeispiel. . . . .	72
6.4.1 Allgemeines . . . . .	72
6.4.2 Nachweis nach DIN-FB 102. . . . .	73
6.4.3 Nachweis nach GÖRTZ . . . . .	74
<b>7 Zusammenfassung und Ausblick. . . . .</b>	<b>75</b>
<b>Literatur . . . . .</b>	<b>76</b>

# 1 Einleitung

## 1.1 Problemstellung

Infolge deutlich steigender Verkehrszahlen in den vergangenen Jahren haben sich die Anforderungen an Brückenbauwerke erhöht und werden sich in Zukunft weiter verschärfen (NAUMANN, 2010). Ein Teil des Brückenbestands der Bundesfernstraßen erfüllt daher die Anforderungen aus Verkehrslasten nicht oder nur eingeschränkt. Viele dieser Brücken sind für die Brückenklasse 60 (DIN 1072) mit dem Hauptzugspannungskriterium (DIN 4227) bemessen worden. Beim Nachweis von Bestandsbrücken nach DIN-Fachbericht 102 (DIN-FB 102) mit den Lastmodellen aus DIN-Fachbericht 101 (DIN-FB 101) ergibt sich daher oft eine höhere erforderliche Querkraftbewehrung für die Stege, als tatsächlich vorhanden ist. Daher ist davon auszugehen, dass in Zukunft eine nachträgliche Verstärkung dieser Brücken in größerem Maße erforderlich sein wird. Viele Brücken der Bundesfernstraßen wurden als Durchlaufträger in Spannbetonbauweise ausgeführt (HEGGER, 2007). Um eine möglichst geringe Behinderung des Verkehrs zu gewährleisten, bietet sich eine nachträgliche externe Vorspannung in Brückenlängsrichtung an (HAVERESCH, 2010). Es soll daher geklärt werden, inwieweit sich eine solche nachträgliche Vorspannung auf die Querkrafttragfähigkeit auswirkt.

Das im DIN-FB 102 enthaltene Fachwerkmodell mit veränderlicher Druckstrebenneigung berücksichtigt die zusätzliche externe Vorspannung in Form einer über den Querschnitt verteilten Druckspannung. Diese verringert den Druckstrebenwinkel und erhöht somit die rechnerische Querkrafttragfähigkeit des Tragwerks. Bei diesem Modell handelt es sich um das von REINECK entwickelte sogenannte „Fachwerkmodell mit Rissreibung“ (REINECK, 2001). Allerdings konnte nachgewiesen werden, dass sich bei geringen Querkraftbewehrungsgraden zusätzlich eine bogenförmige Tragwirkung im Träger einstellt, wodurch weitere Reserven der Querkrafttragfähigkeit bei Spannbetonträgern existieren (HEGGER, 2004). Diese Tragwirkung wurde in Form eines Sprengwerkanteils in einem Ingenieurmodell berücksichtigt (HEGGER, 2006). Es gilt nun zu überprüfen, inwieweit vorhandene Kenntnisse auf Durchlaufträger übertragen werden können, oder ob neue Ansätze benötigt werden, um das Tragverhalten vorgespannter Durchlaufträger zutreffender zu beschreiben.

## 1.2 Zielsetzung und Vorgehen

Ziel des Forschungsvorhabens ist die Entwicklung eines modifizierten Bemessungsansatzes zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonträgern unter Berücksichtigung des günstigen Einflusses einer nachträglichen externen Vorspannung. Hierbei ist zu klären, ob gegenüber den heute geltenden Normen zusätzliche Tragreserven existieren, die bei der Bemessung von Spannbetonbrücken genutzt werden können und welche Unterschiede bei der Bemessung von Durchlaufträgern gegenüber Einfeldträgern zu beachten sind.

Um diese Frage beantworten zu können, ist einerseits zu untersuchen, inwieweit die zusätzliche externe Vorspannung den Zeitpunkt der Schubrissbildung beeinflusst und welche Betonzugfestigkeiten beim Nachweis der schiefen Hauptzugspannungen für einen ungerissenen Querschnitt angesetzt werden dürfen. Andererseits muss geklärt werden, wie der Lastabtrag im Zustand II stattfindet und inwiefern eine Umlagerung zwischen den verschiedenen Tragmechanismen im Träger möglich ist. Auch der Einfluss des Spanngliedverlaufs und des Vorspanngrades ist hierbei zu untersuchen. Auf Grundlage von theoretischen und experimentellen Untersuchungen soll ein praxisnahes, anwendungsfreundliches Nachweisverfahren für Querkraft abgeleitet werden, das den günstigen Einfluss einer nachträglichen Vorspannung zutreffend erfasst.

Zur Lösung der Fragestellungen wurden zunächst Brücken im Bestand untersucht, um einen Überblick über deren Bauweise und Geometrie zu erhalten. Hieraus wurde ein Versuchsaufbau abgeleitet, der auf bestehende Bauwerke übertragbar ist. Anhand von sechs Versuchen an drei vorgespannten Durchlaufträgern mit parabelförmigem internen Spannglied wurde der Einfluss einer nachträglichen externen Vorspannung experimentell untersucht. Der erste Versuchsträger galt als Referenzversuch und wurde ohne zusätzliche externe Vorspannung hergestellt. Zwei weitere Versuchsträger wurden in gleicher Bauweise hergestellt und zusätzlich durch externe Spannglieder vorgespannt. Der Vorspanngrad der parabelförmigen internen Vorspannung blieb bei allen Versuchen konstant, während der Vorspanngrad der externen Vorspannung variiert wurde. Durch eine unterschiedliche Querkraftbewehrung in den Feldern der Durchlaufträger war es möglich, zwei Teilversuche an jedem Versuchsträger durchzuführen. Aus den Messdaten wurden



Erkenntnisse über das Tragverhalten des Versuchskörpers gewonnen. Über einen Vergleich der Erstrisslasten und Bruchlasten mit der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit verschiedener Ansätze wurde überprüft, welche der Ansätze die Querkrafttragfähigkeit zutreffend vorhersagen.

Auf Grundlage bereits vorhandener Erfahrungen mit der Modellierung schubbeanspruchter Träger und Platten (HEGGER, 2008; HEGGER, 2010) erfolgte anschließend eine Nachrechnung der Versuchsträger in numerischen Modellen mit dem Finite-Elemente-Programm ABAQUS (ABAQUS, 2011). Durch eine Parameterstudie wurde die Datenbasis anschließend erweitert. Die gewonnenen Daten wurden zur Verifizierung der bereits vorhandenen und der modifizierten Bemessungsmodelle herangezogen. Zuletzt werden Bemessungsmodelle zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit vorgespannter Durchlaufträger vorgestellt.

## 2 Vorarbeiten

### 2.1 Stand der Technik

#### 2.1.1 Allgemeines

Im Folgenden wird ein Überblick über verschiedene Bemessungsansätze zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen aus Stahl- und Spannbeton mit und ohne Querkraftbewehrung gegeben.

#### 2.1.2 Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung

Zur Beschreibung des Querkrafttragverhaltens von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung existieren zum Teil sehr unterschiedliche mechanische, empirische und semiempirische Modelle. Für Stahl- und Spannbetonbauteile im ungerissenen Zustand (Zustand I) stellt sich ein zweiachsiger Spannungszustand mit Hauptdruck- und Hauptzugspannungen ein (Bild 1).

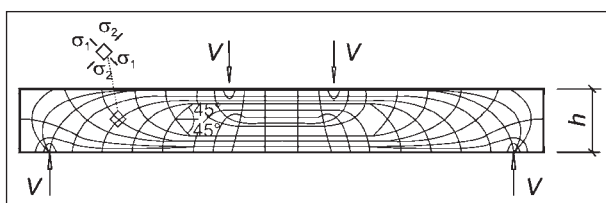


Bild 1: Spannungszustand im ungerissenen Balken

Die Hauptzugspannungen können mit der aus der Technischen Mechanik bekannten Gl. (1) berechnet werden.

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_z}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_z}{2}\right)^2 + \tau_{xz}^2} \quad (1)$$

Für Anwendungen im Stahlbetonbau werden die Spannungen senkrecht zur Stabachse in der Regel vernachlässigt, weshalb sich Gl. (1) zu Gl. (2) vereinfacht.

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_x^2 + 4\tau_{xz}^2} \quad (2)$$

Da in sogenannten Diskontinuitätsbereichen (D-Bereichen) von Auflagern und Lasteinleitungsstellen allerdings Spannungen senkrecht zur Stabachse vorhanden sind, gilt diese Vereinfachung nur für homogen-elastische Balkenbereiche (B-Bereiche). Auf Grundlage dieser Formel existiert im Bauwesen der Nachweis nach dem Hauptzugspannungskriterium für ungerissene Bereiche eines Bauteils. Die ungerissenen Bereiche werden bei der Bemessung üblicherweise über eine Begrenzung der Randspannungen ermittelt. Die Schubspannung  $\tau_{xz}$  wird dann durch die elastische Schubspannungsformel infolge einer Querkraft  $V$  ersetzt. Das Auflösen nach  $V$  führt zu Gl. (3), der Querkrafttragfähigkeit nach dem Hauptzugspannungskriterium entsprechend DIN-FB 102, Gl. 4.119.

$$V_{Rd,ct} = \frac{I \cdot b_w}{S} \sqrt{\left(\frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c}\right)^2 - \alpha_I \cdot \sigma_{cd} \cdot \left(\frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c}\right)} \quad (3)$$

Aufgrund der Unsicherheiten beim Ansatz der nutzbaren Betonzugfestigkeiten wird für diese ein sehr konservativer Wert angenommen. Die so ermittelte Querkrafttragfähigkeit ist gleichzeitig die Schubrislast. Längsspannungen beeinflussen den Verlauf der Hauptspannungen und damit die aufnehmbare Querkraft. Daher führen Längsdruckspannungen bei vorgespannten Bauteilen zu einer Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit.

Für Rechteckquerschnitte mit geringen Momenten liegen die maximal auftretenden Hauptzugspannungen im Schwerpunkt. Bei profilierten Trägern und Trägern mit wesentlicher Momentenbeanspruchung kann die maximale Hauptzugspannung allerdings auch außerhalb des Schwerpunkts auftreten (Bild 2). Hierfür muss die aufnehmbare Querkraft iterativ ermittelt werden.

Für einen Träger im gerissenen Zustand (Zustand II) können grundsätzlich drei unterschiedliche Trag-

mechanismen unter Querkraftbeanspruchung unterschieden werden:

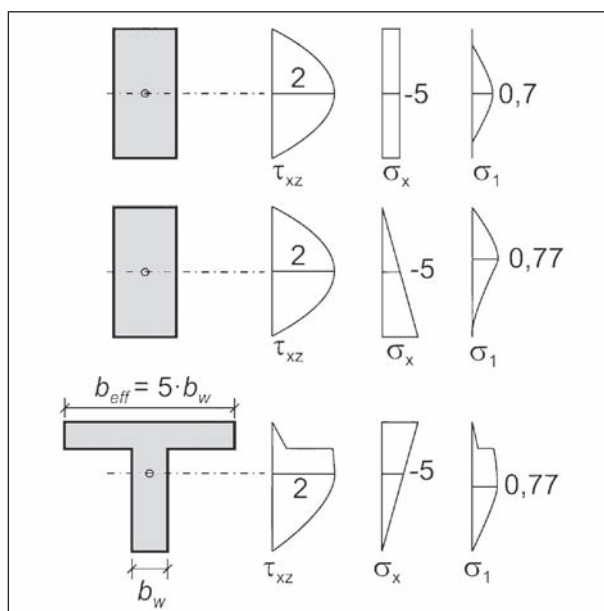
- (1) Querkrafttragfähigkeit der ungerissenen Druckzone  $V_{c,comp}$ ,
- (2) Rissverzahnung  $V_{c,r}$ ,
- (3) Verdübelungswirkung der Längsbewehrung  $V_{c,Dü}$ .

Diese Anteile sind in Bild 3 veranschaulicht. Die ungerissene Betondruckzone trägt einen Teil der Querkraft über die Vertikalkomponente  $V_{c,comp}$  einer zum Auflager hin geneigten Biegedruckkraft ab (ZINK, 1999; GÖRTZ, 2004). Die Größe dieser Vertikalkomponente hängt u. a. von der Höhe der Druckzone ab, die wiederum durch den Längsbewehrungsgrad beeinflusst wird. Die Gewichtung des Querkrafttraganteils der Betondruckzone erfolgt in der Literatur unterschiedlich. Während ZINK (ZINK, 1999) die Querkrafttragfähigkeit eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung maßgeblich auf die ungerissene Betondruckzone zurückführt, ohne dies näher zu quantifizieren, liegt dieser Anteil nach anderen Autoren zwischen 20-40 % der Gesamttragfähigkeit (TAYLOR, 1974; LÜ, 2000).

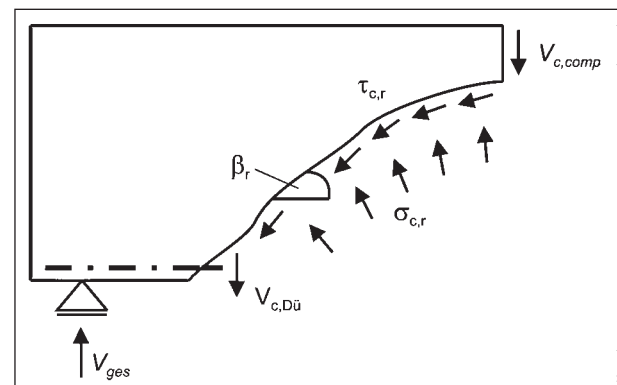
Durch die Schubrissbildung kommt es bei zunehmender Belastung zu einer Relativbewegung der Rissufer. Da der Schubriss in der Regel in der Zementmatrix verläuft, stellt sich zwischen den Zuschlagskörnern eine Rissverzahnung und damit

eine Rissreibung zwischen den Betonflächen ein, wodurch ein Teil der Querkraft abgetragen wird (Bild 3). Im Gebrauchszustand können so zum Teil mehr als 50 % der Querkraft abgetragen werden (FENWICK, 1968; KANI, 1979; TAYLOR, 1970). Allerdings nimmt der Rissreibungsanteil bei größer werdenden Rissbreiten sukzessive ab, sodass signifikante Traganteile nur bei Bauteilen mit hohen Querkraftbewehrungsgraden existieren.

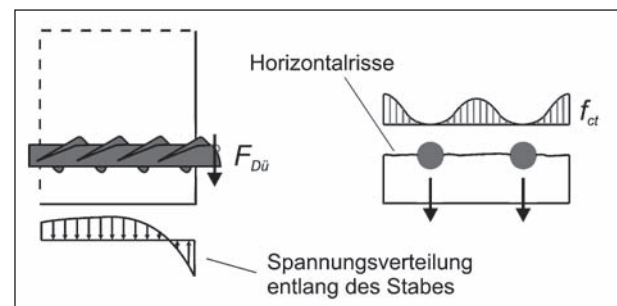
Die Verdübelungswirkung der Längsbewehrung wird durch den Rissversatz beim Öffnen des Biegeschubrisses aktiviert und ist von der Betonzugfestigkeit sowie dem Längsbewehrungsgrad abhängig. Dieser Traganteil wird bei der Einschnürung der Biegedruckzone und dem Ausfall der Rissreibung nach Erreichen der Maximallast aktiviert. Durch Horizontalrissbildung entlang der Längsbewehrung wird die Betondeckung geschädigt, bis keine Querkraft durch die Verdübelungswirkung der Längsbewehrung mehr übertragen werden kann (Bild 4). Mit dem Versagen der Verdübelungswirkung der Längsbewehrung ist die kinematische Voraussetzung für das Querkraftversagen gegeben (EHMANN, 2003). Das Zusammenwirken dieser verschiedenen Traganteile ist nicht abschließend geklärt, da nichtlineare Zusam-



**Bild 2:** Maximale Hauptzugspannungen in ungerissenen Trägerstegen (KUPFER, 1994)



**Bild 3:** Traganteile bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung



**Bild 4:** Verdübelungswirkung der Längsbewehrung (links) und Versagen durch Bildung von Horizontalrissen (rechts)

menhänge durch die gegenseitige Beeinflussung bei kombinierter Wirkung bestehen.

### Modell aus dem Model Code 1990

Ein empirisches Modell aus dem Model Code 1990 (CEB, 1991) weist gute Korrelationen mit Versuchslasten auf. Das Modell wurde daher in angepasster Form in DIN-FB 102 (DIN, 2009) und im Eurocode 2 (CEN, 2011) übernommen und führt zu folgender bekannter Bemessungsgleichung:

$$V_{Rd,ct} = \left[ \begin{array}{l} c_d \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \\ - 0,12 \cdot \sigma_{cd} \end{array} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (4)$$

Der Vorfaktor  $c_d = 0,10 = 0,15/\gamma_c$  mit  $\gamma_c = 1,5$  wurde empirisch ermittelt und kalibriert die Gleichung unter Ansatz einer über die Fläche  $b_w \cdot d$  verschmierten Querkraft auf das erforderliche Sicherheitsniveau. Der Parameter  $(100 \cdot \rho_l)^{1/3}$  stellt den Einfluss der Längsbewehrung auf die Höhe der ungerissenen Druckzone dar,  $f_{ck}^{1/3}$  ist proportional zur Zugfestigkeit des Betons,  $k$  ist der maßstäblichen Einfluss der Bruchprozesszone auf die Querkrafttragfähigkeit und  $0,12 \cdot \sigma_{cd}$  der Einfluss der Längsspannung auf die Querkrafttragfähigkeit.

Vernachlässigt werden unter anderem Abweichungen bei der Geometrie wie zum Beispiel bei Plattenbalken der Einfluss einer eventuellen Druckbewehrung oder das Steifigkeitsverhältnis von Beton und Stahl.

### Modell von REINECK

REINECK entwickelte auf Grundlage eines Zahnmodells ein inkrementell iteratives Verfahren, um den Einfluss der Rissreibungskräfte zu erfassen (REINECK, 1990). Die durch die Schubrissbildung entstehende Rotation um die Risspitze führt zur Aktivierung der Reibungskräfte und der Verdübelungswirkung der Längsbewehrung. Das Ausfallen dieser Traganteile bei weiterem Anwachsen der Rissbreite führt zu fortschreitendem Risswachstum bis in die Druckzone des Trägers, was letztendlich zum Versagen führt (Bild 5). Bei diesem Modell dominiert im Bruchzustand der Einfluss der Rissreibung. Ein Vergleich mit experimentellen Lasten hat allerdings ergeben, dass die Bruchlasten durch dieses Modell z. T. stark unterschätzt werden (REINECK, 1990). Außerdem überwiegt bei einem Querkraftversagen die Rissbreite gegenüber der Rissuferverschiebung deutlich,

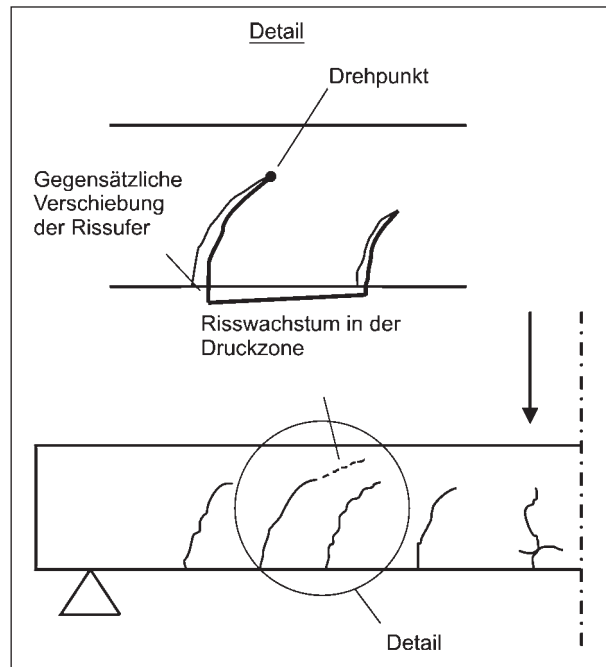


Bild 5: Risswachstum in der Druckzone und gegenseitige Verschiebung der Rissufer bei Risswachstum

sodass eine überwiegende Mitwirkung der Rissreibung ausgeschlossen werden kann.

### Modell von FISCHER

Das Modell von FISCHER (FISCHER, 1997) geht von einem Ausfall der Verdübelungswirkung der Längsbewehrung als Ursache für das Bauteilveragen aus. Bei größer werdender Rissbreite wachsen die Kräfte der Verdübelungswirkung überproportional gegenüber den Kräften der Rissreibung an, sodass sich ein Horizontalriss durch die Überschreitung der Betonzugfestigkeit ausgehend vom Schubriss entlang der Längsbewehrung ausbildet. Der Ausfall der Verdübelungswirkung führt wiederum zu einem unkontrollierten Risswachstum in der Betondruckzone und schließlich zum Versagen des Trägers. Der Versagensmechanismus wurde anhand von numerischen Berechnungen mit einer Rissfortschrittsanalyse verifiziert. Hieraus wurde ein vereinfachtes mechanisches Modell hergeleitet (FISCHER, 1997). Eine Auswertung der 105 von FISCHER ausgewählten Querkraftversuche ergab allerdings, dass kein entscheidender Einfluss der Dübeltragwirkung auf das Biegeschubversagen vorliegt und somit die Annahme, dass der Ausfall der Verdübelungswirkung maßgebend ist, in Frage gestellt werden muss (ZINK, 1999).

### Modell von ZINK

In dem Modell von ZINK (ZINK, 1999) wird die Tragfähigkeit gerissener Stahlbetonquerschnitte ohne Querkraftbewehrung hauptsächlich auf die Tragfähigkeit der ungerissenen Druckzone zurückgeführt (Bild 6). Die im Zustand I über den gesamten Betonquerschnitt erfolgende Querkrafttragwirkung wird durch die Schubrissbildung beeinträchtigt und durch die Umlagerung der Kräfte in die Betondruckzone kompensiert, bis zum Erreichen eines Sprengwerksystems, bei dem sämtliche Schubkräfte über die Betondruckzone übertragen werden. Diese Sprengwerkswirkung bildet sich insbesondere bei Stahlbetonträgern mit einer hohen Druckzone aus, wie z. B. bei Spannbetonträgern und Trägern mit hohem Längsbewehrungsgrad. ZINK leitete ein Versagenskriterium für rechteckige Bauteile mit einer Schubschlankheit von  $a/d \geq 3,0$  her, wobei das Versagen durch instabiles Risswachstum beim Überschreiten der Betonzugfestigkeit auf Höhe der Dehnungsnulllinie eingeleitet wird. In diesem Stadium sind die Querkrafttraganteile der Betonzugzone wie Rissverzahnung und Verdübelungswirkung bereits ausgefallen. Der Einfluss der ungerissenen Betondruckzone von Trägern ohne Querkraftbewehrung wurde in (SCHNELLENBACHHELD, 2003) ebenfalls bestätigt. Aus bruchmechanischen Überlegungen und umfangreichen Versuchsauswertungen leitete ZINK Gl. (5) für die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonträgern ohne Querkraftbewehrung her:

$$V_{sr} = V_0 \cdot k(a/d) \cdot k(l_{ch}/d) \quad (5)$$

$V_0$  ist der Grundwert der Querkrafttragfähigkeit von Querschnitten ohne Querkraftbewehrung und wird mit Gl. (6) berechnet.

$$V_0 = \frac{2}{3} b_w k_x d f_{ct} \quad (6)$$

Mit dieser Formel werden die von der ungerissenen Druckzone übertragbaren Schubspannung berechnet, wobei das Produkt  $k_x \cdot d$  die Höhe der Betondruckzone ist. Der Faktor  $k_x$  hängt maßgeblich vom Längsbewehrungsgrad des Trägers ab und kann näherungsweise mit Gl. (7) bestimmt werden.

$$k_x \approx 0,78 \cdot (\rho_l n)^{1/3} = 0,78 \cdot \left( \frac{A_s E_s}{b_w d E_c} \right)^{1/3} \quad (7)$$

Der Faktor  $k(l_{ch}/d)$  berücksichtigt den Einfluss des Maßstabeffekts auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen. Dieser wird aus bruchmecha-

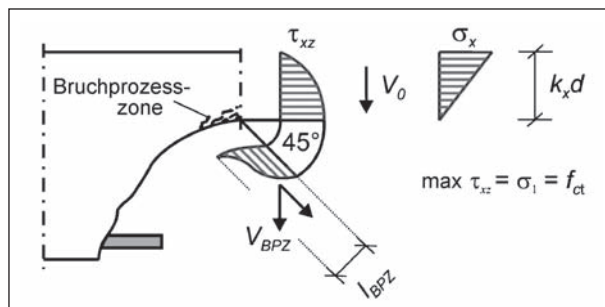


Bild 6: Lastabtrag im Modell von ZINK

nischer Sicht auf die annähernd gleichbleibende Tragfähigkeit der Bruchprozesszone zurückgeführt (Bild 6), sodass der Anteil der Bruchprozesszone an der Gesamttragfähigkeit mit größer werdender Bauteilhöhe abnimmt. Zur Berechnung des Einflusses der statischen Nutzhöhe  $d$  wird Gl. (8) verwendet:

$$k(l_{ch}/d) = \left( \frac{5l_{ch}}{d} \right)^{0,25} \quad (8)$$

Die charakteristische Länge  $l_{ch}$  ist hierbei eine bruchmechanische Größe nach HILLERBORG (HILLERBORG, 1983), die sich nach Gl. (9) ergibt.

$$l_{ch} = \frac{E_c G_f}{f_{ct}^2} \quad (9)$$

Die Bruchenergie  $G_f$  kann nach Gl. (10) ermittelt werden.

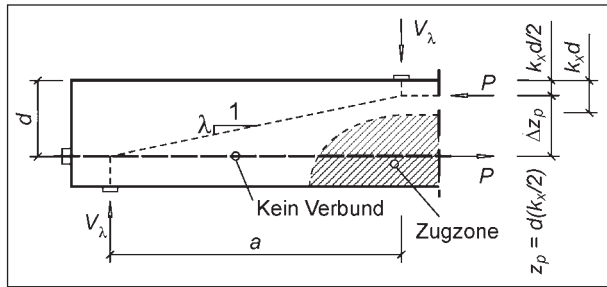
$$G_f = 0,0307 \cdot f_{ct} \leq 0,143 \text{ N/mm} \quad (10)$$

Der Faktor  $k(a/d)$  berücksichtigt den Einfluss der Schubschlankheit auf die Querkrafttragfähigkeit und wird nach Gl. (11) bestimmt.

$$k(a/d) = \left( \frac{4d}{a} \right)^{0,25} \geq 1,0 \quad (11)$$

Wird der Faktor  $k(a/d)$  für eine Bemessung vernachlässigt, wird er in diesem Fall zu 1,0 gesetzt. Eine Auswertung des Ansatzes anhand von 233 Versuchen ergab, dass alle Parameter zutreffend erfasst und keine darüber hinaus gehenden wesentlichen Parameter vernachlässigt wurden (ZINK, 1999). Bei Spannbetonbauteilen wird eine auf den Beton wirkende Vorspannkraft  $P$  durch veränderliche Biegemomente entlang des Schubfeldes verschoben, sodass der innere Hebelarm sich ändert. Diese Änderung des Hebelarms kann durch ein inneres Sprengwerks beschrieben werden, das einen Teil der äußeren Lasten im Gleichgewicht halten kann (Bild 7).



Bild 7: Sprengwerkwirkung der verankerten Vorspannkraft  $P$ 

Ein solcher Sprengwerkanteil wurde bereits im Model Code 90 (CEB, 1991) beschrieben. Der Querkrafttraganteil ergibt sich gemäß MC90 nach Gl. (12).

$$V_\lambda(P) = P \cdot \lambda \quad (12)$$

Der Faktor  $\lambda$  beschreibt hierbei die Änderung des inneren Hebelarms. Für den Fall eines Einfeldträgers mit Einzellasten ergibt sich  $\lambda$  zu:

$$\lambda = \frac{dz_p}{dx} = \frac{d}{a} \left( 1 - \frac{k_x}{2} \right) \quad (13)$$

Der Faktor  $k_x$  beschreibt wiederum die Höhe der Druckzone unterhalb der Lasteinleitung (Bild 8). Der wesentliche Unterschied bei der Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonträgern gegenüber Stahlbetonträgern liegt bei der größeren Betondruckzone. Diese wäre bei einem Spannbetonbalken in verschiedenen Schnitten iterativ zu ermitteln, da sich sowohl Biegemomente aus Einwirkungen als auch aus Vorspannung überlagern (Bild 9). Auch die Schubspannungsverteilung in der Druckzone gleicht nicht mehr der eines Stahlbetonbalkens, wobei das grundsätzliche Versagenskriterium, der instabile Rissfortschritt in der Druckzone, mit dem bei vorgespannten Trägern übereinstimmt.

Daher greift ZINK auf einen additiven Ansatz zurück, bei dem der Grundwert der Querkrafttragfähigkeit  $V_0$  wie bei Stahlbetonträgern nach Gl. (14) bestimmt wird.

$$V_{sr} = V_0 \cdot k(a/d) \cdot k(l_{ch}/d) + \lambda \cdot P \quad (14)$$

Die Maßstabseinflüsse wurden durch Versuchsauswertungen neu ermittelt, sodass sich der Einfluss der Schubschlankheit mit Gl. (15) berechnen lässt.

$$k(a/d) = \left( \frac{4d}{a} \right) \quad (15)$$

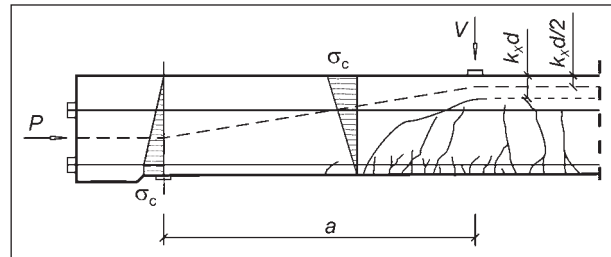


Bild 8: Sprengwerkwirkung aus Vorspannung

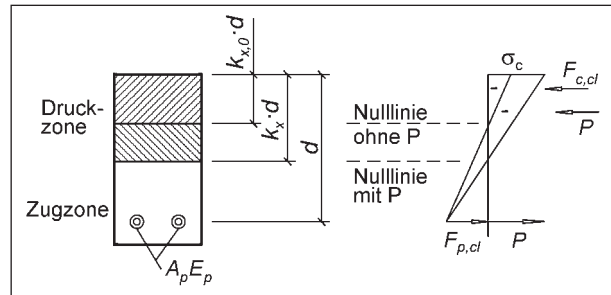


Bild 9: Lage der Vorspannkraft in der Druckzone

Der Einfluss der Bruchprozesszone wird nach Gl. (16) ermittelt.

$$k(l_{ch}/d) = \left( \frac{2l_{ch}}{d} \right)^{0,25} \quad (16)$$

Der Ansatz wurde an 64 Versuchen ausgewertet und zeigte ebenfalls eine zutreffende Erfassung aller wesentlichen Parameter (ZINK, 1999).

### 2.1.3 Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen mit Querkraftbewehrung

Bei einem Stahlbetonbauteil mit Querkraftbewehrung werden durch die Schubrissbildung Kräfte in den Bügeln aktiviert und die Rissufer damit zugfest verbunden. Durch die Verbundwirkung von Stahl und Beton werden Bügelkräfte ausgehend vom Riss in den umgebenden Beton eingetragen, was zu weiterer Rissbildung führt. Das sich hierbei einstellende Rissbild führte zu einer idealisierten Fachwerkvorstellung, wobei der Betonstahl die Zugstreben und der Beton die Druckstreben darstellt. Die Fachwerkwirkung wird einerseits durch die Stahlzugfestigkeit und andererseits durch die Tragfähigkeit der Betondruckstreben begrenzt, wenn ein ausreichender Längsbewehrungsgrad vorhanden ist. Die Querkrafttragfähigkeit hängt dann im Wesentlichen von den Anteilen der Fachwerktragwirkung und dem darüber hinausgehenden Betontraganteil ab.

Bei der Mörsch'schen Fachwerkanalogie wird von einer Druckstrebenneigung von  $45^\circ$  ausgegangen,

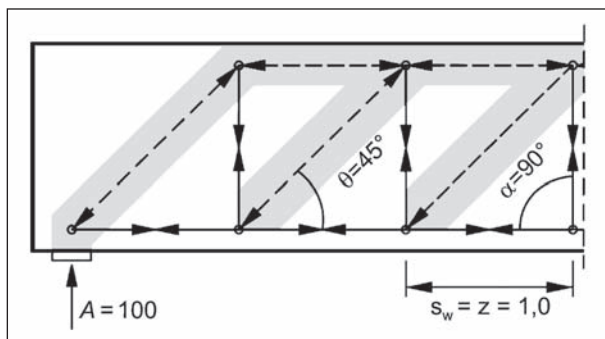


Bild 10: Einfaches Fachwerk mit 45° geneigten Druckstreben

in Anlehnung an die Trajektorienverläufe eines ungerissenen, normalkraftfreien Bauteils (Bild 10). Ein zusätzlicher Betontraganteil wird hierbei nicht berücksichtigt. Da allerdings darüber hinaus Traganteile insbesondere bei Bauteilen mit geringer Querkraftbewehrung existieren, wurden in der Vergangenheit Untersuchungen zur Erfassung dieser Anteile angestellt. Im Wesentlichen sind dabei Modelle der folgenden drei Kategorien zustande gekommen:

- (1) 45°-Fachwerk mit Betontraganteil,
- (2) Plastizitätstheorie und Verfahren mit veränderlicher Druckstrebenneigung,
- (3) Fachwerkmodell mit Rissreibung,
- (4) Fachwerkmodell mit Betontraganteil.

#### 45°-Fachwerk mit Betontraganteil

Bei dem 45°-Fachwerk mit Betontraganteil berechnet sich die Querkrafttragfähigkeit eines Trägers aus der Fachwerkwirkung mit 45° Druckstrebenneigung und den darüber hinaus gehenden Anteilen aus der ungerissenen Druckzone, der Rissreibung und der Verdübelungswirkung. Die Größe des Betontraganteils wird hierbei der Tragfähigkeit von Trägern ohne Querkraftbewehrung gleichgesetzt, wodurch ein fließender Übergang zwischen bewehrten und unbewehrten Bauteilen entsteht.

#### Verfahren mit veränderlicher Druckstrebenneigung

Beim Verfahren mit veränderlicher Druckstrebenneigung wird der Tatsache Rechnung getragen, dass die Schubrißswinkel zum Teil deutlich von 45° abweichen, wie von LEONHARDT und WALTHER beschrieben (LEONHARDT, 1962). Grundlage für die Berechnungsverfahren sind die aus der Plastizitätstheorie stammenden elasto-plastischen Mate-

rialgesetze für Beton und Stahl, sowie die Vernachlässigung kinematischer Beziehungen (NIELSEN, 1975; THÜRLIMANN, 1978). Durch die Rissverzahnung soll gemäß diesem Modell bis zum Bruchzustand eine Rotation der Druckstrebenneigung erfolgen, bis ein gleichzeitiges Zug- und Druckstrebenversagen eintritt. Es werden keine Traganteile berücksichtigt, die über eine idealisierte Fachwerkwirkung hinausgehen. Die Zugstrebentragfähigkeit  $V_{sy}$  kann nach Gl. (17) und die Druckstrebentragfähigkeit  $V_u$  nach Gl. (18) berechnet werden.

$$V_{sy} = a_{sw} \cdot f_y \cdot z \cdot \cot \theta \quad (17)$$

$$V_u = \alpha_c \cdot f_c \cdot b_w \cdot z / (\tan \theta + \cot \theta) \quad (18)$$

Durch Gleichsetzen der Gleichungen ergibt sich ein Zusammenhang, der eine Kreisgleichung beschreibt und daher auch Plastizitätskreis genannt wird. Hieraus entstand das Verfahren mit veränderlicher Druckstrebenneigung, bei dem der Druckstrebenwinkel innerhalb vorgegebener Grenzen variiert werden darf. Durch die Auswertung von Bauteilversuchen konnte jedoch festgestellt werden, dass die Druckstrebenwinkel für geringe Querkraftbewehrungsgrade zu flach angenommen werden und zutreffender durch einen Betontraganteil beschrieben werden (GÖRTZ, 2004).

#### Fachwerkmodell mit Rissreibung

Beim Fachwerkmodell mit Rissreibung wird zwischen der Riss- und Druckstrebenneigung unterschieden. Hierbei werden über kinematische Beziehungen die Rissbreite und gegenseitige Verschiebung der Rissufer berechnet und die übertragbaren Kräfte bestimmt. Für DIN 1045-1 wurde ein auf den theoretischen Modellen basierender Bemessungsansatz formuliert, bei dem ein von der Druckfestigkeit abhängiger Rissreibungsanteil nach Gl. (19) definiert wird (REINECK, 2001).

$$V_{Rd,c} = \beta_{ct} \cdot \eta_1 \cdot 0,1 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot (1 + 1,2 \cdot \sigma_{cd} / f_{cd}) \cdot b_w z \quad (19)$$

Verschiedene experimentelle Arbeiten zu diesem Modell ergaben jedoch zum Teil widersprüchliche Ergebnisse bezüglich der Rissbreiten und der Verschiebung der Rissufer. Weitergehende Untersuchungen ergaben darüber hinaus, dass nach dem Ausfall der Rissreibung weitere Umlagerungen auf andere Traganteile stattfinden müssen, sodass die aus dem Fachwerkmodell mit Rissreibung errechnete Traglast nicht unbedingt mit der tatsächlichen Bruchlast übereinstimmt (GÖRTZ, 2004).

### Ansatz nach GÖRTZ

Ein auf die Arbeit von ZINK (ZINK, 1999) aufbauendes Modell von GÖRTZ (GÖRTZ, 2004; HEGGER, 2006) unterscheidet bei der Querkrafttragfähigkeit zwischen einem Fachwerkanteil und einem Betontraganteil. Der über die Bügeltragfähigkeit hinaus gehende Resttraganteil eines Spannbetontträgers wird auf die gleichen Mechanismen wie die des unverbügelten Querschnittes zurückgeführt. Da bei hohen Bewehrungsgraden geringere Umlagerungen auf den Resttraganteil stattfinden, wurden Abminderungsfaktoren in Abhängigkeit des Bügelbewehrungsgrades eingeführt. Hierdurch wird im Gegensatz zum Verfahren nach DIN 1045-1 ein stetiger Übergang zwischen Bauteilen mit und ohne Querkraftbewehrung geschaffen. Im Betontraganteil wird neben der Tragfähigkeit der ungerissenen Druckzone ein zusätzlicher Sprengwerkanteil für vorgespannte Bauteile berücksichtigt.

Im Modell teilt sich die Gesamtquerkrafttragfähigkeit  $V$  auf einen Fachwerkanteil  $V_F$  und einen Betontraganteil  $V_C$  nach Gl. (20) auf.

$$V = V_F + V_C \quad (20)$$

Der Fachwerkanteil  $V_F$  ist dabei der kleinere Wert der Bügeltragfähigkeit und der Betondruckstrebentragfähigkeit nach Gl. (21).

$$V_F = \min \left\{ \begin{array}{l} a_{sw} \cdot f_y \cdot z \cdot \cot \beta_r \\ \alpha_c \cdot f_{ct} \cdot b_w \cdot z / (\cot \beta_r + \tan \beta_r) \end{array} \right. \quad (21)$$

mit

$$\alpha_c = 0,75 \eta_1 \quad (\text{DIN 1045-1, Gl. 78})$$

Der Risswinkel  $\cot \beta_r$  ergibt sich aus Gl. (22). Die Gleichung basiert auf einer Linearisierung der Gleichung des Druckstrebenwinkels nach dem Hauptzugspannungskriterium. Da der Risswinkel auch von Umlagerungsprozessen in Abhängigkeit des Querkraftbewehrungsgrades beeinflusst wird, wurde dieser nach einer empirischen Auswertung von Versuchen durch den Term  $0,15/\omega_{w,ct}$  berücksichtigt.

$$\cot \beta_r = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 + 0,15/\omega_{w,ct} - 0,18 \cdot \sigma_x / f_{ctm} \\ 2,15 \\ a/d \end{array} \right. \quad (22)$$

mit

$$\omega_{w,ct} = \rho_w \cdot f_y / f_{ctm}$$

Der Betontraganteil  $V_C$  setzt sich aus einem Traganteil der ungerissenen Betondruckzone  $V_{C,S}$  und

einem zusätzlichen Sprengwerkanteil für Spannbetontträger  $V_{C,P}$  nach Gl. (23) zusammen. Da mit zunehmenden Querkraftbewehrungsgrad weniger Anteile auf den „weicheren“ Betontraganteil umgelagert werden können, werden die Anteile der ungerissenen Betondruckzone und des Sprengwerks mit den Anpassungsfaktoren  $\kappa_s$  und  $\kappa_p$  in Abhängigkeit des mechanischen Bewehrungsgrades abgemindert.

$$V_C = \kappa_s \cdot V_{C,S} + \kappa_p \cdot V_{C,P} \quad (23)$$

mit

$$\kappa_s = 1 - \omega_{w,ct} / 3 \geq 0$$

$$\kappa_p = 1 - \omega_{w,ct} \geq 0$$

Die Anteile  $V_{C,S}$  und  $V_{C,P}$  werden nach den Gleichungen (24) und (25) bestimmt.  $V_{C,S}$  ist die Tragfähigkeit der ungerissenen Betondruckzone nach ZINK. Der Faktor  $\beta$  berücksichtigt zusätzlich den direkten Lastabtrag bei auflagnahen Lasten.

$$V_{C,S} = \beta \cdot \frac{2}{3} k_x f_{ct} (4d/a)^{0,25} \cdot (5l_{ch}/d)^{0,25} \cdot b_{s,eff} \cdot d \quad (24)$$

$$V_{C,P} = P \cdot \frac{z_P}{a} \quad (25)$$

mit

$$\beta = 3/(a/d) \geq 1,0$$

Die am Querkraftlastabtrag beteiligte ansetzbare Gurtbreite  $b_{s,eff}$  bei profilierten Trägern kann nach Gl. (26) bestimmt werden.

$$b_{s,eff} = b_w + 0,3 \cdot \sum h_{f,i} \quad (26)$$

Das Modell von GÖRTZ wurde anhand von 970 Versuchen mit praxisnahen Parametern aus einer Querkraftdatenbank verifiziert und zeigte eine gute Übereinstimmung von experimentellen und rechnerischen Bruchlasten.

#### 2.1.4 Querkrafttragfähigkeit von Durchlaufträgern

Die bisherigen Ansätze zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von Stahl- und Spannbetontträgern mit und ohne Querkraftbewehrung wurden durch die Untersuchung von Einfeldträgern entwickelt. Die zur Verfügung stehenden Datenbanken umfassen lediglich Einfeldträger, da keine ausreichende Anzahl an Durchlaufträgerversuchen zur Verfügung steht. Im Unterschied zu Einfeldträgern findet bei Zweifeldträgern ein Momentenwechsel im

Schubfeld am Mittelaufleger statt, woraus eine Verlagerung der Druckzone vom Obergurt in den Untergurt resultiert. Ein wesentlicher Unterschied bei Spannbetonträgern ist u. a., dass die Spannglieder oft polygonal oder parabelförmig verlaufen, sodass streng genommen kein linear veränderlicher innerer Hebelarm bei der Sprengwerkwirkung vorliegt.

Die bisher durchgeführten Untersuchungen an Zweifeldträgern beschränken sich fast ausschließlich auf nicht vorgespannte Durchlaufträger. LEONHARDT und WALTHER testeten 26 Zweifeldträger mit Rechteck- und Plattenbalkenquerschnitten (LEONHARDT, 1964). Die Stützweite der Versuchsträger betrug zwischen 1,11 m bis 3,0 m und die Querschnittshöhe zwischen 0,32 bis 0,35 m. In den Versuchen wurden die Einflüsse der Übergreifungslänge der Längsbewehrung, der Schubslankheit, der Querkraftbewehrungsart, des Querkraftbewehrungsgrads, der Querschnittsform und des Längsbewehrungsgrades untersucht. LEONHARDT und WALTHER stellten u. a. fest, dass die nach der Fachwerktheorie vorhergesagten Bügelspannungen in den Versuchen zum Teil deutlich geringer waren. Insgesamt aber waren die Querkrafttragfähigkeiten bei den Durchlaufträgerversuchen ähnlich den Tragfähigkeiten von vorher getesteten Einfeldträgern.

SAGASETA und VOLLUM untersuchten unter anderem sechs Versuchsträger mit Durchlaufwirkung um den Einfluss des Zuschlagkorns, der Rauigkeit der Rissfläche, der Laststellung und des Querkraftbewehrungsgrades auf die Querkrafttragfähigkeit zu untersuchen (SAGASETA, 2011). Die Gesamtlänge der Träger betrug 4,0 m mit einer Querschnittshöhe von 0,5 m. Die Durchlaufwirkung wurde durch die Ausbildung des statischen Systems als Einfeldträger mit Kragarm erzielt. Die Versuche lassen vermuten, dass die Querkrafttragfähigkeit von Durchlaufträgern durch die Bemessungsformel nach EC2 überschätzt wird, da der Ansatz auf Versuchen an profilierten Einfeldträgern beruht (WALRAVEN, 2004). Diese besitzen aufgrund des kontinuierlichen Querkraftlastabtrags in der Druckzone eine höhere Tragfähigkeit verglichen zu Durchlaufträgern.

Die einzigen dokumentierten Versuche an vorgespannten Durchlaufträgern wurden von TAN und TJANDRA durchgeführt (TAN, 2003). Sie testeten vier Durchlaufträger mit externer Längsvorspannung, von denen bei zweien ein Querkraftversagen beobachtet wurde. Die Stützweite der Träger betrug

2,85 m bei einer Trägerhöhe von 30 cm. Die Autoren wiesen darauf hin, dass die Zunahme der Querkrafttragfähigkeit durch die externe Vorspannung unterproportional gegenüber der Zunahme der Biegetragfähigkeit ist. Bei zwölf weiteren vorgespannten Zweifeldträgern mit gleichen Abmessungen wurde ausschließlich die Biegetragfähigkeit untersucht (TAN, 2007).

Zusammenfassend bleibt festzuhalten, dass bisher keine ausreichenden Erkenntnisse über das Tragverhalten von vorgespannten Durchlaufträgern vorliegen. Die geringen Bauteilhöhen der bisher durchgeführten Versuche lassen außerdem auf einen hohen Maßstabseinfluss schließen.

## 2.2 Analyse von Bestandsbauwerken

### 2.2.1 Allgemeines

Zur Festlegung geeigneter Versuchsparameter wurden verschiedene Bestandsbauwerke untersucht, um die Übertragbarkeit der Versuchsergebnisse auf reale Brückenbauwerke sicherzustellen.

### 2.2.2 Talbrücke Lützelbach

Bei dem ersten untersuchten Bauwerk handelt es sich um die 1967 errichtete Talbrücke Lützelbach. Diese wurde mit dem Lastmodell der Brückenklasse 60 gemäß DIN 1072 bemessen und ist ein Durchlaufsystem mit fünf Feldern. Die Höhe des Hohlkastenquerschnitts beträgt 4,0 m und die Spannweite der Felder beträgt maximal 57,8 m. Der Querkraftbewehrungsgrad beläuft sich im Feld auf  $\rho_w = 0,23 \%$  und im Stützbereich  $\rho_w = 0,28 \%$ . Da es sich bei dem verwendeten Betonstahl um einen BSt III ( $f_y = 420 \text{ N/mm}^2$ ) mit geringerer Festigkeit als dem heute üblicherweise verwendeten BSt 500 handelt, sollte der Querkraftbewehrungsgrad für die Versuchsplanung entsprechend der Festigkeiten reduziert werden. Das Verhältnis der Streckgrenzen der beiden Stähle beträgt  $f_{yk(BStIII)}/f_{yk(BSt500)} = 0,84$ . Darüber hinaus tragen die Bügel der Querkraftbewehrung auch zum Abtrag der Lasten aus Torsion bei, sodass der anrechenbare Teil weiter abzumindern ist. Das Verhältnis der Schubspannungen aus Querkraft und der aus Querkraft und Torsion kann mit etwa 0,85 angenommen werden. Will man die mechanischen Eigenschaften des Bestandsbauwerks auf einen Versuchskörper übertragen, ergibt sich demnach für den Stützbereich ein Querkraftbewehrungsgrad von



$0,28 \cdot 0,84 \cdot 0,85 = 0,20$  %. Der Träger besitzt eine parabelförmige Vorspannung von  $2 \cdot 14$  Spanngliedern des Typs Leoba AK 108. Die Vorspannkraft beträgt insgesamt  $N_p = 30,2$  MN. Bei einer Querschnittsfläche von  $A_c = 11,74$  m<sup>2</sup> ergibt sich eine Betondruckspannung von  $\sigma_c = 2,6$  N/mm<sup>2</sup>.

### 2.2.3 Talbrücke Marbach

Die Talbrücke Marbach wurde 1968 errichtet. Die Brücke ist ausgelegt für die Brückenklasse 60 gemäß DIN 1072. Die Höhe des Hohlkastenquerschnitts beträgt 3,5 m und die neun Felder des Durchlaufsystems weisen eine maximale Länge von 45,1 m auf. Der Querkraftbewehrungsgrad beträgt  $\rho_w = 0,18$  %. Der verwendete Betonstahl BSt II ( $f_y = 360$  N/mm<sup>2</sup>) besitzt eine geringere Festigkeit als ein heutiger BSt 500, weshalb der Querkraftbewehrungsgrad für die Versuchsplanung ebenfalls entsprechend der Festigkeiten reduziert werden sollte. Das Verhältnis der Streckgrenzen beider Stähle beträgt  $f_{yk(BStII)}/f_{yk(BSt500)} = 0,72$ . Das Verhältnis der Schubspannungen aus reiner Querkraft und Querkraft und Torsion wird wieder mit 0,85 angenommen. Somit ergibt sich ein Vergleichsbewehrungsgrad von  $0,18 \cdot 0,72 \cdot 0,85 = 0,11$  %. Der Träger ist durch  $2 \cdot 10$  Spannglieder des Typs Leoba AK 108 parabelförmig mit einer Kraft von  $N_p = 21,6$  MN vorgespannt. Bei einer vorhandenen Betonquerschnittsfläche von  $A_c = 8,87$  m<sup>2</sup> ergibt sich somit eine Betondruckspannung von  $\sigma_c = 2,4$  N/mm<sup>2</sup>.

### 2.2.4 Autobahnbrücke in Viernheim

Die bis 1964 in Viernheim errichtete Überführung der L 630 über die Autobahn A 659 ist eine mehrstegige Plattenbalkenbrücke mit Stützweiten von 21,9 m. Die Spannbetonbrücke verfügt nur über eine sehr geringe Querkraftbewehrung. Der vorhandene Querkraftbewehrungsgrad  $\rho_w = 0,05$  % entspricht etwa einem Drittel der nach DIN-FB 102 für dieses Bauwerk erforderlichen Mindestbewehrung. Bei dem verwendeten Betonstahl handelt es sich um einen BSt III, sodass wie bei der Talbrücke Lützelbach nur 84 % der Querkraftbewehrung für die Versuchsplanung zu berücksichtigen sind.

## 2.3 Fazit

Die Untersuchung der Bestandsbauwerke ergab, dass die Brücken allgemein einen geringen Quer-

kraftbewehrungsgrad aufweisen, wobei der nach heutigem Stand der Technik erforderliche Mindestquerkraftbewehrungsgrad zum Teil deutlich unterschritten wird. Die den Plänen entnommenen Angaben zum Bewehrungsgrad und zur Vorspannung sowie zur Geometrie wurden für die Festlegung der Versuchsparameter der experimentellen Untersuchungen verwendet.

## 3 Experimentelle Untersuchungen

### 3.1 Allgemeines

Im Rahmen des Forschungsvorhabens wurden sechs Bauteilversuche an drei Zweifeldträgern mit einer Stützweite von jeweils 5,5 m durchgeführt. Der Querkraftbewehrungsgrad wurde in den beiden Feldern unterschiedlich gewählt, sodass zwei Teilversuche pro Träger möglich waren. Alle drei Versuchsträger (VT1-VT3) verfügten über eine interne, parabelförmige Vorspannung. Zwei der drei Versuchsträger (VT2 und VT3) wurden zusätzlich durch externe Spannglieder in Längsrichtung vorgespannt. Die Betonstahlbewehrung war bei allen Versuchsträgern identisch und die interne Vorspannung und die Betoneigenschaften waren annähernd gleich, sodass ein direkter Vergleich zwischen den Versuchen möglich war. Die externe Vorspannung wurde hingegen variiert. Die Spannungen im Schwerpunkt des Betonquerschnitts infolge Vorspannung am Mittelaufleger sind in Tabelle 1 zusammengefasst.

Die Werte der internen Vorspannung variierten geringfügig aufgrund des unterschiedlichen Kriechverhaltens der Versuchsträger. In diesem Kapitel werden zunächst die Geometrie der Versuchsträger, die Bewehrung, die Materialparameter und die verwendete Messtechnik vorgestellt. Anschließend erfolgt die Auswertung und Interpretation der Versuchsergebnisse.

Bezeichnung	Interne Vorspannung $\sigma_{c,int}$	Externe Vorspannung $\sigma_{c,ext}$
	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
VT1	~ 2,0	0
VT2	~ 2,0	1,5
VT3	~ 2,0	2,5

Tab. 1: Interne und externe Vorspannung der Versuchsträger (VT1-VT3)

### 3.2 Geometrie der Versuchsträger

Bei der Wahl der Geometrie sollten möglichst große, realitätsnahe Abmessungen gewählt werden. Die Stützweiten der Träger wurden zu 5,5 m gewählt, wobei die Lasteinleitungspunkte in einer Entfernung von 2,0 m vom Mittelaufleger angeordnet wurden (Bild 12). Die Höhe des profilierten Querschnitts betrug 0,61 m mit einer Stegbreite von 17 cm. Da der Steg durch das interne parabelförmige Spannglied geschwächt wurde, musste dessen Breite groß genug sein, um ein Druckstrebenversagen zu vermeiden. Der Oberflansch des Querschnitts besaß eine Breite von 50 cm und der Unterflansch eine Breite von 30 cm (Bild 11). Durch die Wahl der Querschnittsgeometrie und der Bewehrung wurde sichergestellt, dass ein Querkraftversagen vor dem Biegeversagen maßgebend würde. Das Verhältnis der Flächen von Ober- und

Unterflansch wurde in Anlehnung an existierende Bauwerke gewählt, bei denen das Verhältnis etwa 3:1 beträgt. Die Bruttoquerschnittsfläche betrug  $A_c = 0,18 \text{ m}^2$ . Die Schubslankheit des Trägers betrug  $a/d = 3,6$  bei einer statischen Nutzhöhe von  $d \approx 0,56 \text{ m}$ . Die Betondeckung wurde auf der Ober- und Unterseite des Trägers zu 2 cm und an den Seiten zu 1,5 cm gewählt. Die Flansche wurden aus konstruktiven Gründen zum Steg hin gevoutet, um das spätere Ausschalen zu erleichtern. An den Enden des Trägers befanden sich 30 cm dicke Lasteinleitungsplatten aus Beton, über die die Kräfte aus der nachträglichen externen Vorspannung in den Träger eingeleitet wurden (Bild 12). Die Auflagerpunkte des Trägers sowie die Lasteinleitungspunkte wurden durch 10 cm breite Stahlplatten ausgebildet.

### 3.3 Bewehrung

Die Versuchsträger wurden in beiden Feldern mit einer Bügelbewehrung ausgestattet, wobei der Querkraftbewehrungsgrad in den Feldern variiert wurde. Die Querkraftbewehrung bestand aus zweischnittigen Bügeln mit einem Durchmesser von 6 mm. In der stärker bewehrten Trägerhälfte ergab sich bei einem Bügelabstand von 25 cm und einer Stegbreite von  $b_w = 17 \text{ cm}$  ein Querkraftbewehrungsgrad von  $\rho_w = 1,33 \text{ ‰}$  und in der schwächer bewehrten Trägerhälfte bei einem Bügelabstand von 50 cm ein Querkraftbewehrungsgrad von  $\rho_w = 0,67 \text{ ‰}$ . Die erforderliche Mindestquerkraftbewehrung nach DIN-FB 102 beträgt für Balken mit vorgespanntem Zuggurt und einer Betonfestigkeitsklasse von C30/37  $\rho_{w,min} = 1,6 \cdot \rho = 1,48 \text{ ‰}$ . Somit entsprach die Querkraftbewehrung des stärker querkraftbewehrten Feldes in etwa der Mindestquerkraftbewehrung und die des schwächer querkraftbewehrten Feldes etwa dem halben Wert.

Die Längsbewehrung wurde so gewählt, dass die Biegemomente für die zu erwartende Versuchslast

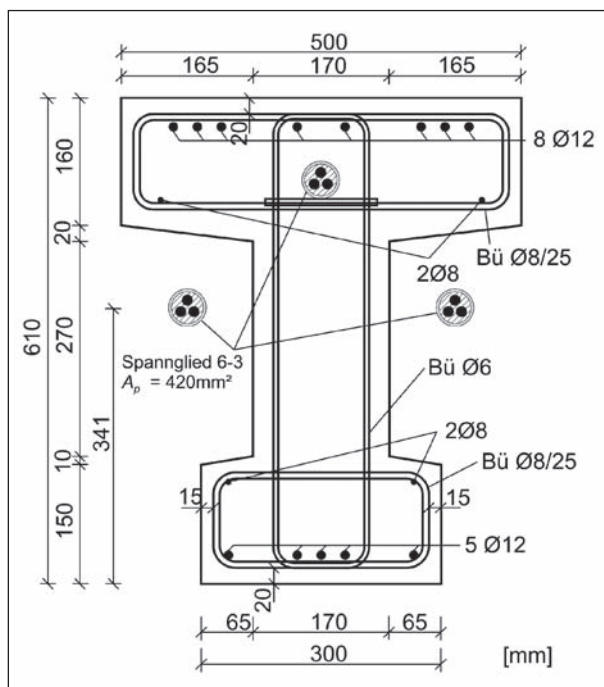


Bild 11: Stützquerschnitt der Versuche mit externen Spanngliedern

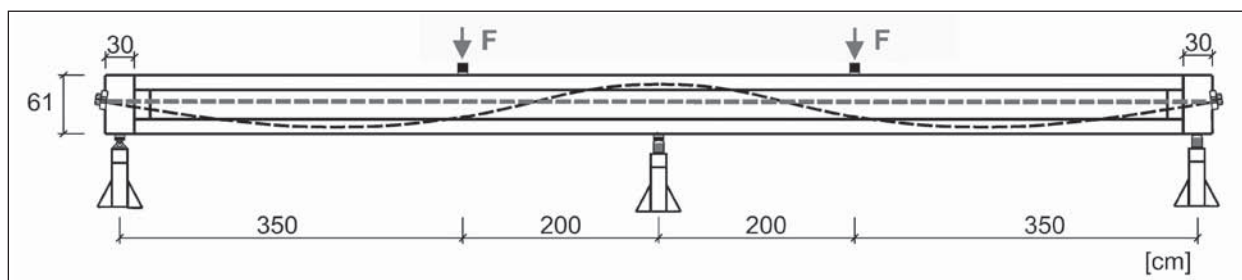


Bild 12: Darstellung des Versuchsträgers mit internem und externem Spannglied

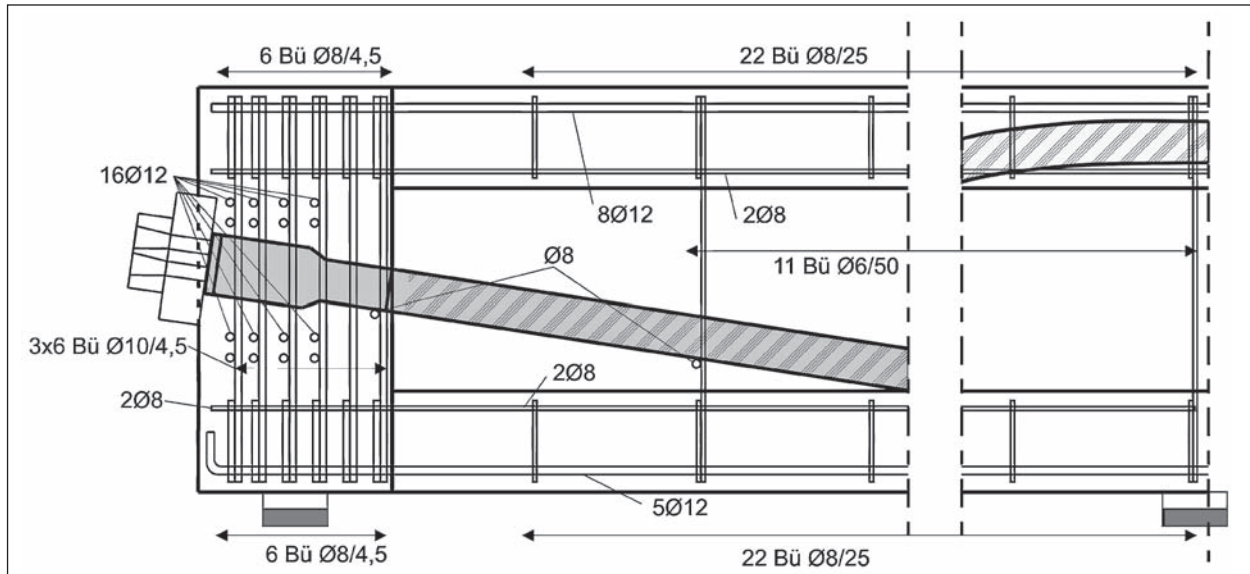


Bild 13: Bewehrung des Trägers im Auflagerbereich

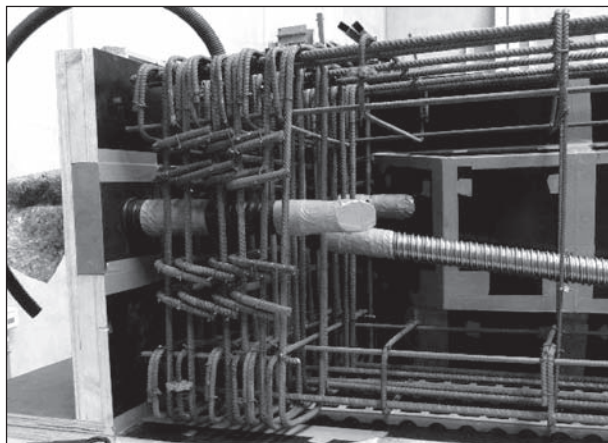


Bild 14: Bewehrung im Lasteinleitungsbereich

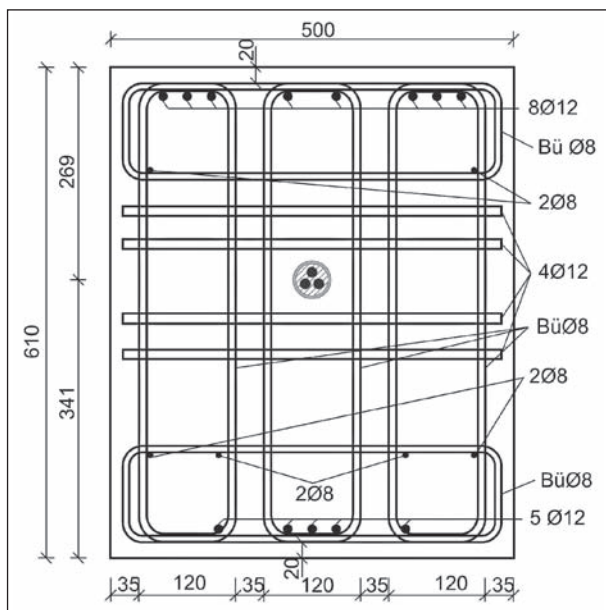


Bild 15: Darstellung der Bewehrung im Lasteinleitungsbereich

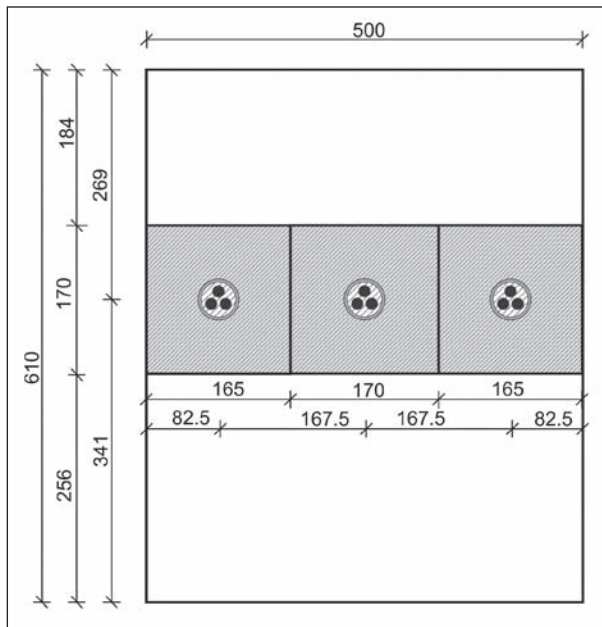
mit ausreichender Sicherheit aufgenommen werden konnten. Die Längsbewehrung wurde sowohl an der Trägerunterseite, als auch an der Trägeroberseite ohne Bewehrungsstöße durchgehend verlegt. Es waren 5  $\text{Ø} 12$  an der Trägerunterseite und 8  $\text{Ø} 12$  an der Trägeroberseite angeordnet. Jeweils 2  $\text{Ø} 8$  wurde konstruktiv in den dem Steg zugewandten Bügelecken eingebaut. Die Längsbewehrung ist in den Bildern 12 und 13 dargestellt. Zur Aufnahme der Spaltzugkräfte aus Vorspannung im Lasteinleitungsbereich wurde dieser zur Sicherheit stark bewehrt (Bilder 13 bis 15).

### 3.4 Vorspannung

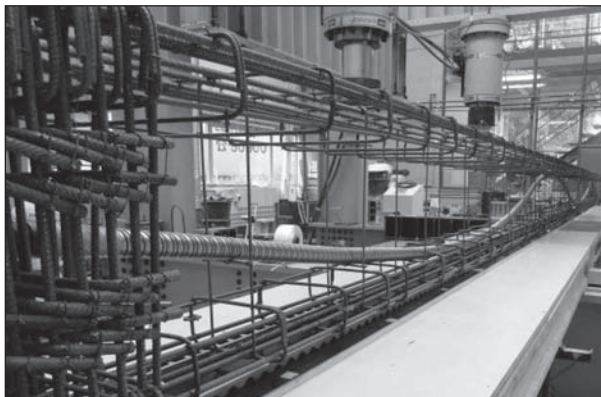
Jeder der drei Träger verfügte über ein parabelförmiges internes Spannglied. Das verwendete Spannglied verfügte über drei 0,6"-Litzen mit je  $140 \text{ mm}^2$  Querschnittsfläche aus Spannstahl St1570/1770. Die maximal zulässige Vorspannkraft beträgt laut Zulassung  $P_{m,0} = 536 \text{ kN}$ . Der interne Vorspanngrad wurde bei den Versuchsträgern nicht variiert und so eingestellt, dass sich Betondruckspannungen von  $\sigma_c = 2,0 \text{ N/mm}^2$  ergaben.

Bei einer Betonquerschnittsfläche von  $A_c = 0,18 \text{ m}^2$  entspricht dies einer Vorspannkraft von  $P = 360 \text{ kN}$  zum Versuchszeitpunkt. Unter Berücksichtigung der Spannkraftverluste infolge Reibung, Kriechen, Schwinden und Relaxation wurde die Vorspannkraft derart gewählt, dass diese Kraft über der Mittelstütze vorhanden war. Zur Ermittlung der erforderlichen Vorspannkraft  $P_{m,0}$  wurde das Stabwerkprogramm InfoCAD verwendet. Der Verlauf des





**Bild 16:** Darstellung der Ankerplatten

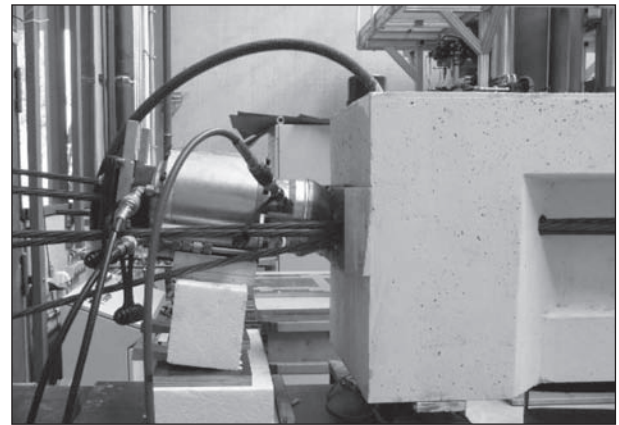


**Bild 17:** Eingebautes Hüllrohr

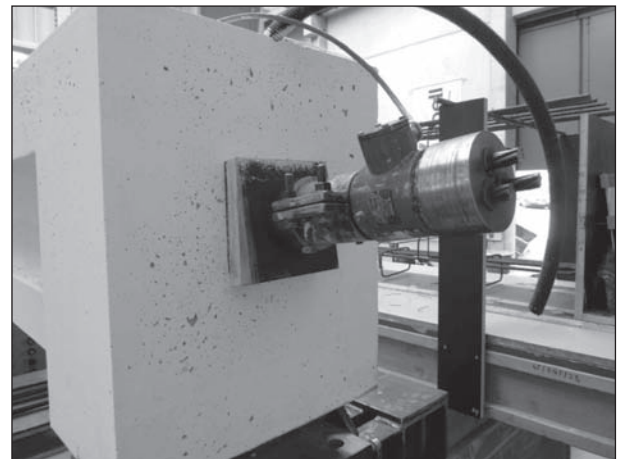
Spanngliedes wurde durch kubische Parabeln abgebildet, wobei der Tiefpunkt des Spanngliedes beim 0,4-fachen der Stützweite vom Endlager aus lag. Das in den Bewehrungskorb eingebaute Hüllrohr ist in Bild 17 zu sehen und der Höhenverlauf des Spanngliedes ist für eine Trägerhälfte in Bild 21 dargestellt.

Die Reibungsverluste im Hüllrohr ( $\varnothing = 47 \text{ mm}$ ) wurden bei allen Versuchsträgern mit einem Reibkoeffizienten von  $\mu = 0,20$  berücksichtigt. Die Verluste aus Kriechen, Schwinden und Relaxation (KSR) wurden im Vorfeld der Versuche abgeschätzt, sodass alle Träger mit einer Vorspannkraft von  $P_{m,0} = 430 \text{ kN}$  vorgespannt wurden. Alle Träger wurden sieben Tage nach der Betonage mit dieser Kraft vorgespannt (Bild 18).

Zur Kontrolle der Vorspannkraft wurde eine zusätzliche Kraftmessdose an dem Ende des Trägers,



**Bild 18:** Vorspannen des internen Spannglieds



**Bild 19:** Kraftmessdose für das interne Spannglied

an dem das Spannglied nicht vorgespannt wurde, eingesetzt (Bild 19). Nach dem Vorspannen wurde das interne Spannglied mit Einpressmörtel verpresst. Für die nachträgliche externe Vorspannung wurden zwei verschiedene Vorspanngrade untersucht. Während der erste Versuchsträger (VT1) nicht zusätzlich extern vorgespannt wurde, wurde der zweite Versuchsträger (VT2) mit einer Vorspannkraft von insgesamt  $P = 270 \text{ kN}$  zusätzlich vorgespannt, was einer Betondruckspannung von  $\sigma_c = 1,5 \text{ N/mm}^2$  entspricht. Der dritte Versuchsträger (VT3) wurde mit einer Vorspannkraft von insgesamt  $P = 450 \text{ kN}$  zusätzlich vorgespannt, was einer Betondruckspannung von  $\sigma_c = 2,5 \text{ N/mm}^2$  entspricht. Für die externe Vorspannung wurden wieder drei 0,6"-Litzen je Spannglied verwendet. Die Lage der externen Spannglieder ist in den Bildern 12 und 16 skizziert. Beide Spannglieder wurden einen Tag nach dem Vorspannen des internen Spanngliedes synchron vorgespannt. Die Spannpressen für die externen Spannglieder wurden nicht abgelassen, sondern blieben auch während der Versuchsdurchführung eingebaut, sodass nach

dem Versuch ein unkomplizierter Ausbau der Spannglieder möglich war (Bild 20).

Die gemessenen Werte der Hüllrohrreibung  $\mu$ , die interne und externe Vorspannung zum Zeitpunkt  $t = 0$  und die Spannkraftverluste  $\Delta\sigma_{KSR}$  sind in Tabelle 2 zusammengefasst. Für den Versuchsträger VT3 war die Kraftmessdose wegen eines Defekts nicht verfügbar. Die gemessenen Werte von  $\mu$  liegen nahe an den Herstellerangaben von  $\mu = 0,21$ . Die Spannkraftverluste wurden über Setzdehnungsmesspunkte (SDM-Punkte) auf der Betonoberfläche in Trägermitte gemessen. Ein Vergleich dieser berechneten Spannungsverluste aus den SDM-Messstellen und gemessenen Spannungsverlusten aus der Kraftmessdose ergab eine gute Übereinstimmung. Die Spannkraftverluste wurden nur für die interne Vorspannung

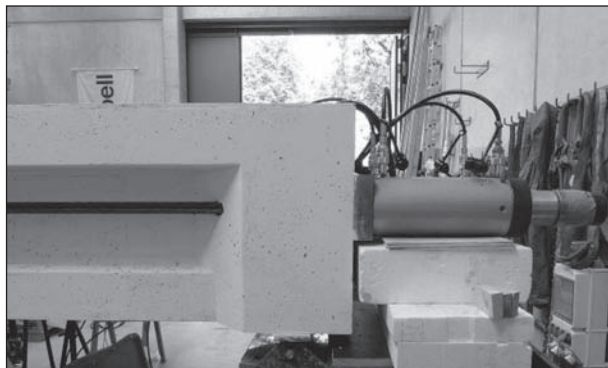


Bild 20: Vorspannen der externen Spannglieder

Versuch	$\mu_{\text{Hüllrohr}}$	$P_{0,\text{ext}}$	$P_{0,\text{int}}$	$\Delta P_{\text{KSR}}$	KSR
	-	kN	kN	kN	%
VT1	0,206	0	430	7,5	2,0
VT2	0,195	270	430	12,4	3,3
VT3	---	450	430	17,3	4,6

Tab. 2: Aufgebrachte Vorspannung und Spannkraftverluste über der Stütze

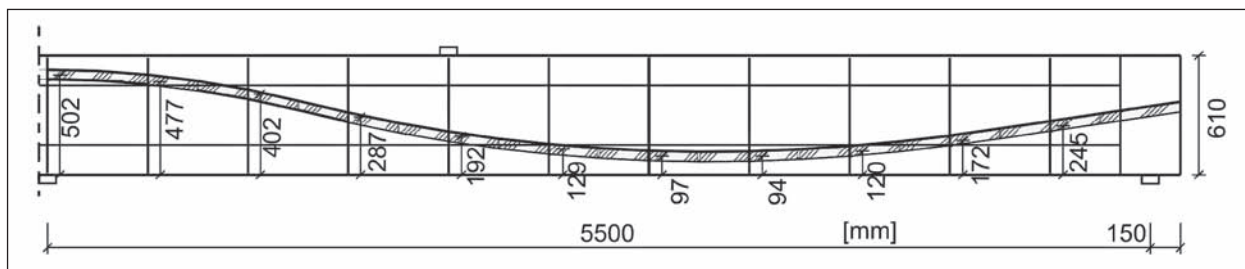


Bild 21: Lage des Spannglieds von der Trägerunterkante bis zur Mitte des Hüllrohrs

berücksichtigt, da die externen Spannglieder am Versuchstag nachgespannt wurden.

### 3.5 Materialkennwerte

#### 3.5.1 Beton

Die Betondruckfestigkeit wurde konstant mit einer Zielfestigkeit von  $f_{cm} = 34 \text{ N/mm}^2$  angesetzt. Dies entspricht in etwa der bei alten Betonbrücken verwendeten Festigkeitsklasse B450 ( $\approx \text{C30/37}$ ). Der Beton wurde als Beton nach Zusammensetzung mit einem Größtkorn von 8 mm bestellt (Sieblinie A/B 8). Die Betonzusammensetzung der verschiedenen Versuchsträger ist in Tabelle 3 zusammengefasst. Bei Lieferung des Betons wurde das Ausbreitmaß zur Ermittlung der Konsistenz sowie die Frischbetonrohichte bestimmt. Aus jeder Betoncharge wurden jeweils 12 Würfel (Kantenlänge 150 mm), 12 Zylinder ( $d = 150 \text{ mm}$ ,  $h = 300 \text{ mm}$ ) sowie ein Balken zur Ermittlung der Festbetoneigenschaften hergestellt. Die 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  $f_{c,\text{cyl}}$  (nach DIN EN 12390-3, 2009) und der mittlere Elastizitätsmodul  $E_{cm}$  (nach DIN 1048-5, 1991) sowie die Spaltzugfestigkeit  $f_{ct,\text{sp}}$  (nach DIN EN 12390-6, 2010) des Betons als Mittelwerte aus jeweils drei Prüfungen an Zylindern ermittelt. Aus dem Balken wurden 5 Bohrkerne ( $\varnothing = 45,6 \text{ mm}$ ,  $h = 91,2 \text{ mm}$ , Prüfungsgeschwindigkeit  $0,05 \text{ N/mm}^2/\text{s}$ ) zur Ermittlung der zentrischen Zugfestigkeit  $f_{ctm}$  gezogen. Zusätzlich wurde der Festigkeitsverlauf (Würfeldruckfestigkeit  $f_{c,\text{cube}}$ ) anhand von jeweils 2 Würfelproben (nach DIN EN 12390-3, 2009) bestimmt. Die Frisch- und Festbetoneigenschaften sind in Tabelle 4 zusammengefasst.

Versuch	Zement CEM I 52,2 R	Zugabe- wasser	Eigen- feuchte der Zuschläge	Zugabe- wasser (nachträglich)	Verzögerer (VZ)	Fließ- mittel	Körnung 0-2	Körnung 2-8	w/z
	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	-
VT1	320	94	56	5	0,89	2,24	1.027	907	0,485
VT2	320	110	45	0	0,97	2,25	1.017	907	0,485
VT3	319	94	56	4	0,95	2,23	1.020	907	0,481

Tab. 3: Betonzusammensetzung laut Lieferschein

Versuch	Ausbreit- maß	Konsistenz- klasse	Frisch- beton- rohichte	Betonalter	$f_{c,cyl}$	$f_{c,cube}$	$f_{ct,sp}$	$f_{ctm}$	$E_{cm}$
	cm	-	kg/dm <sup>3</sup>	d	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
VT1	51	F4	2,257	14	36,9	42,9	2,94	2,71 <sup>1</sup>	25.800
VT2	51	F4	2,268	14	38,6	42,6	3,09	3,34 <sup>2</sup>	25.100
VT3	50	F4	2,236	14	39,6	42,0	2,92	3,14	24.500

<sup>1</sup> Die Zugfestigkeit wurde nach 11 Tagen ermittelt.  
<sup>2</sup> Die Zugfestigkeit wurde nach 18 Tagen ermittelt.

Tab. 4: Frisch- und Festbetoneigenschaften bei den Versuchen

### 3.5.2 Betonstahl

In den Versuchen wurde Betonstahl der Klasse BSt500 verwendet. Die Stahleigenschaften wurden in Zugversuchen nach DIN EN ISO 6892-1 als Mittelwerte aus drei Zugproben bestimmt. Die 0,2%-Dehngrenze  $f_{y0,2}$ , die Zugfestigkeit  $f_t$  und der Elastizitätsmodul  $E_s$  sind für die unterschiedlichen in den Versuchsträgern verwendeten Durchmesser in Tabelle 5 angegeben.

Stabdurch- messer	$f_{y0,2}$	$f_t$	$E_s$
mm	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
Ø 6	595	633	203.800
Ø 8	558	642	203.020
Ø 10	537	624	195.540
Ø 12	548	670	194.500

Tab. 5: Betonstahleigenschaften

### 3.5.3 Spannstahl

Für die Vorspannung wurden Spannlitzen der Sorte St 1570/1770 mit 0,6" Durchmesser ( $A_p = 140 \text{ mm}^2$ ) verwendet. Die Spannstahleigenschaften wurden in Zugversuchen (nach DIN EN 10138) als Mittelwert aus drei Zugproben bestimmt. Die 0,1%-Dehngrenze  $f_{p0,1}$ , die 0,2%-Dehngrenze  $f_{p0,2}$ , die Zugfestigkeit  $f_{pt}$  und der Elastizitätsmodul  $E_p$  sind in Tabelle 6 angegeben. Das verwendete Metallhüllrohr hatte einen Außendurchmesser von 47 mm.

Litze	$f_{p0,1}$	$f_{p0,2}$	$f_{pt}$	$E_p$
	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
0,6"	1.729	1.764	1.950	190.000

Tab. 6: Spannstahleigenschaften

## 3.6 Versuchsaufbau und -durchführung

Die Versuchsträger wurden nach dem Betonieren und Aushärten mit einem Kran in den Versuchstand gehoben und dort auf drei Auflagerplatten ge-

lagert. Ein eingebauter Versuchsträger ist in Bild 22 dargestellt. Die Auflagerplatten sollten einen gleichmäßigen Eintrag der Lasten in den Versuchskörper sicherstellen. Nach dem Einbau in den Versuchstand wurde das interne Spannglied der Träger sieben Tage nach dem Betonieren vorgespannt. Bei den Trägern VT2 und VT3 wurden die zusätzlichen externen Spannglieder am achten Tag vorgespannt. Die Versuchsdurchführung erfolgte 14 Tage nach dem Betonieren. Am Versuchstag wurde die Spannung in den Spannpressen der externen Spannglieder kontrolliert und ggf. nachgespannt.



Die Lasten wurden durch die Prüfstempel der Prüfmaschinen aufgebracht. Zwischen Prüfstempel und Träger befanden sich 10 cm breite Lasteinleitungsplatten. Als Prüfmaschinen wurden zwei Instron Schenk Testing Hydropulszylinder PL1.6N verwendet, die eine maximale statische Prüflast von 1.600 kN ermöglichen.

Die Versuche wurden stufenweise bis zur Hälfte der erwarteten Maximallast kraftgesteuert gefahren. Bis zu dieser Last waren noch keine Schubrisse im Träger zu erwarten. Die jeweiligen Laststufen betragen etwa 12,5 % der Maximallast. Anschließend wurden die Versuche weggesteuert weitergefahren, um ein schlagartiges Versagen des Versuchsträgers zu vermeiden. Nach Umschalten auf die Wegsteuerung wurde mit kleineren Intervallen von etwa 6,25 % der Maximallast belastet. Nach jedem Intervall wurden die Risse im Träger nachgezeichnet und ggf. Rissbreitenmessungen vorgenommen. Nach dem Querkraftversagen der schwächer bewehrten Trägerseite, wurde diese im zweiten Teilversuch mit Spannstäben verstärkt, um das Erreichen der Bruchlast in der stärker bewehrten Trägerhälfte zu ermöglichen (Bild 23). Als Versagenskriterien im ersten Teilversuch dienten eine Abnahme der Steifigkeit des Trägers, schuppenartige Ab-

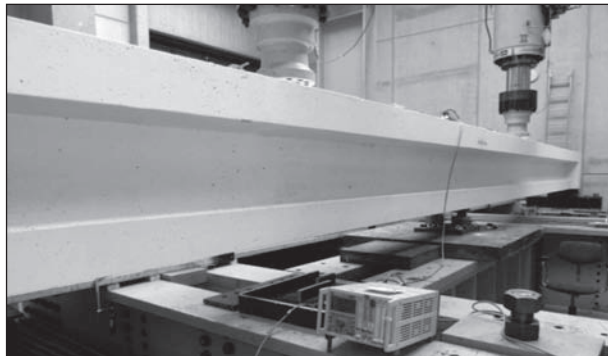


Bild 22: Eingebauter Versuchsträger



Bild 23: Verstärkung des Trägers

platzungen im Schubfeld des Steges und eine horizontale Rotation der Risse in der Betondruckzone. Im zweiten Teilversuch wurden die Versuche bis zum Versagen der stärker bewehrten Trägerhälfte fortgesetzt. Die während des Versuchs verwendete Messtechnik wird im folgenden Kapitel erläutert.

## 3.7 Messtechnik

### 3.7.1 Allgemeines

Zur Auswertung der Bauteilversuche wurden Daten durch die Anordnung von Messtechnik gewonnen, die aus Wegaufnehmern, Dehnungsmessstreifen (DMS), Setzdehnungsmesspunkten (SDM) und Kraftmessdosen (KMD) bestand. Insgesamt wurden zehn Wegaufnehmer, zwölf Beton-DMS, sechzehn Stahl-DMS, vier Auflager-KMD, eine Spannriegel-KMD und zehn SDM verwendet.

### 3.7.2 Anordnung der Kraftmessdosen

Im Rahmen der Versuche wurden Kraftmessdosen (KMD) eingesetzt, um Vorspannkraft und Auflagerkräfte zu bestimmen. Da die zu erwartenden Auflagerkräfte die maximal aufnehmbare Kraft der KMD überstieg, wurden jeweils zwei Kraftmessdosen mit einem Messbereich bis 500 kN unter dem Mittelaufleger sowie unter einem der Randaufleger angeordnet (Bild 25). Durch die Messung der Auflagerkraft am Mittelaufleger war es möglich, eventuelle Schnittgrößenumlagerungen zu identifizieren, die durch eine Biegerissbildung im Stützbe-  
reich entstehen können. Die Kraftmessdosen unter dem Randlager dienten zur Kontrolle der Messungen. Weiterhin wurde mit einer speziell angefertigten Kraftmessdose die Vorspannkraft des internen Spannriegels gemessen. Die Kraftmessdose wurde hierfür zwischen Ankerplatte und Spannkraftanker angeordnet (Bild 24). Am Spannkraftanker war die auf-

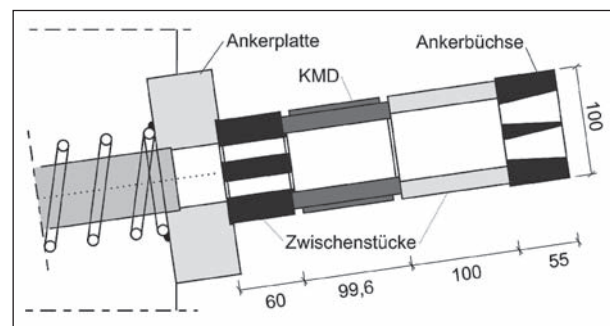


Bild 24: Kraftmessdose (internes Spannriegel)

gebrachte Vorspannkraft durch die Umrechnung des Öldrucks der Spannpressen bekannt. Dadurch, dass sowohl die Kräfte am Ende und am Anfang eines Spanngliedes bekannt waren, konnte der vorhandene Reibkoeffizient  $\mu$  des Hüllrohrs bestimmt werden.

### 3.7.3 Anordnung der Wegaufnehmer

Wegaufnehmer messen die Relativverschiebung zweier festgelegter Punkte. Sie können u. a. eingesetzt werden, um Rissbreiten oder Durchbiegungen zu messen. Im Versuch wurde ein Wegaufnehmer je Feld (Du1 und Du2) dazu verwendet, die vertikalen Verformungen des Trägers während des Versuchs zu bestimmen. Die Messpunkte befanden sich direkt unter der Lasteinleitung (Bild 26). Weiterhin wurde während des Versuchs die Krümmung des Querschnitts über der Mittelstütze bestimmt, um eventuelle Schnittgrößenumlagerungen zu identifizieren. Hierfür wurde über der Stütze ein Wegaufnehmer auf der Oberseite des Trägers angeordnet, mit dem die Dehnung auf der Träger-

oberseite und damit dessen Krümmung bestimmt werden kann (Bi1, Bild 26). Weitere Wegaufnehmer wurden zur Messung der Schubrissbreiten um Schubfeld angeordnet (Wa1-Wa7, Bild 26). Die Wegaufnehmer wurden dabei so angeordnet, dass sie in etwa senkrecht zu den zu erwartenden Rissen angeordnet waren. Auf der stärker bewehrten Seite wurden vier Wegaufnehmer und auf der schwächer bewehrten Seite drei Wegaufnehmer am Steg angebracht.

### 3.7.4 Anordnung der DMS

Die Dehnungsmessstreifen wurden zur Messung von Stahl- und von Betondehnungen verwendet. Im Schubfeld zwischen Lasteinleitung und Mittelaufleger wurden Beton-DMS angeordnet um die Dehnungen der Druckstreben im Versuchskörper zu bestimmen. Unter Annahme eines Druckstrebenwinkels von  $18^\circ$  wurden jeweils drei Beton-DMS in einer Flucht angeordnet. Insgesamt wurden sechs Beton-DMS zur Bestimmung der Druckstrebenkräfte je Feld vorgesehen (Cw1-Cw12, Bild 26). Zu-

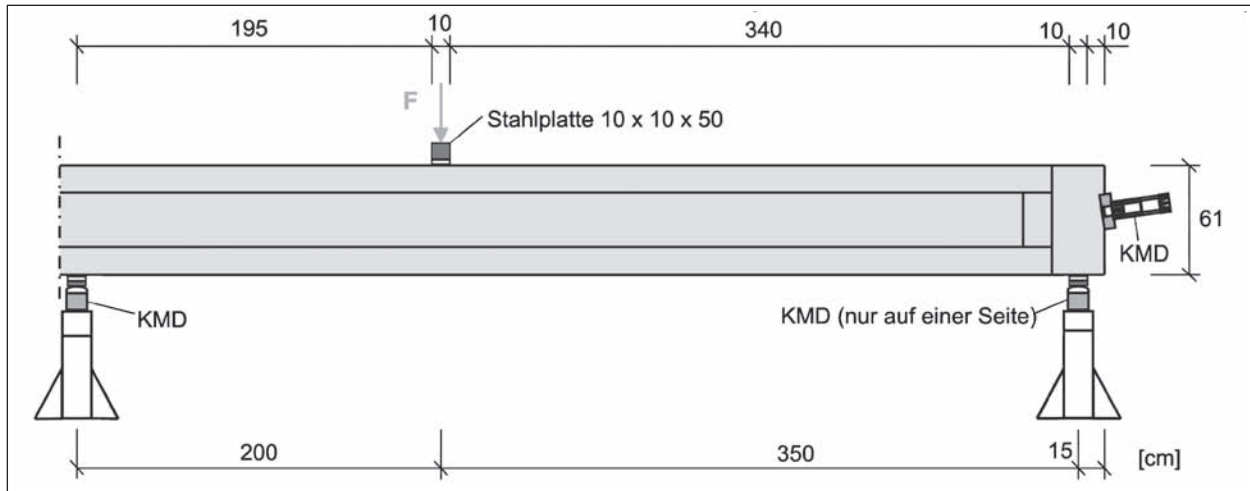


Bild 25: Anordnung der Kraftmessdosen

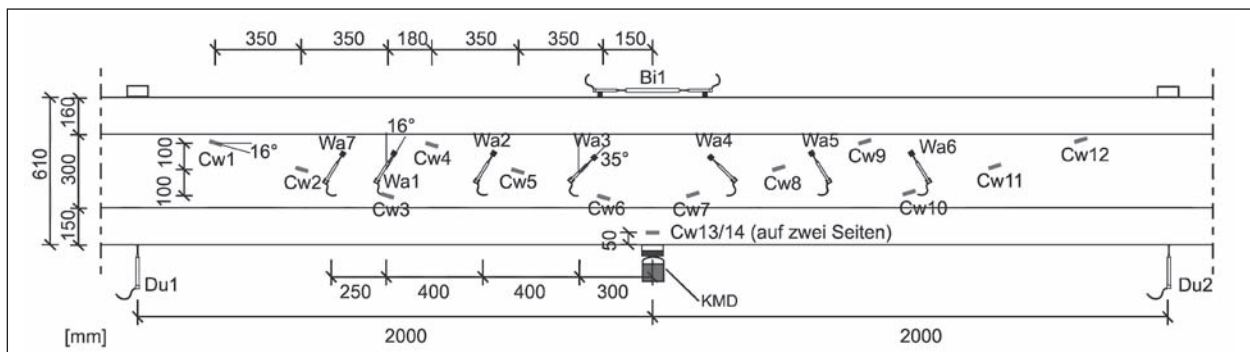


Bild 26: Anordnung der Wegaufnehmer und der Beton-DMS



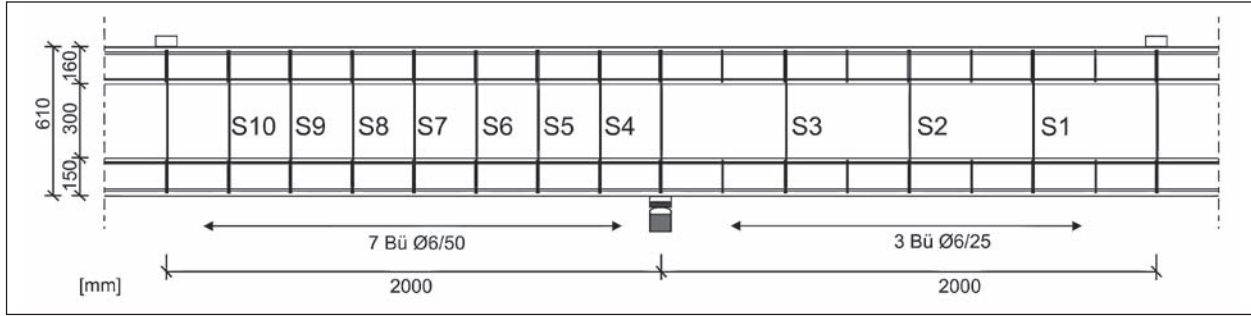


Bild 27: Bezeichnung der Bügel

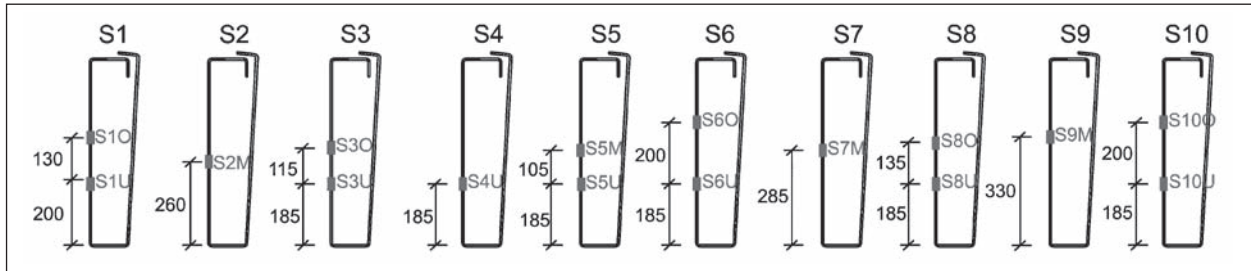


Bild 28: Anordnung der Stahl-DMS in VT1 (Maße in mm)

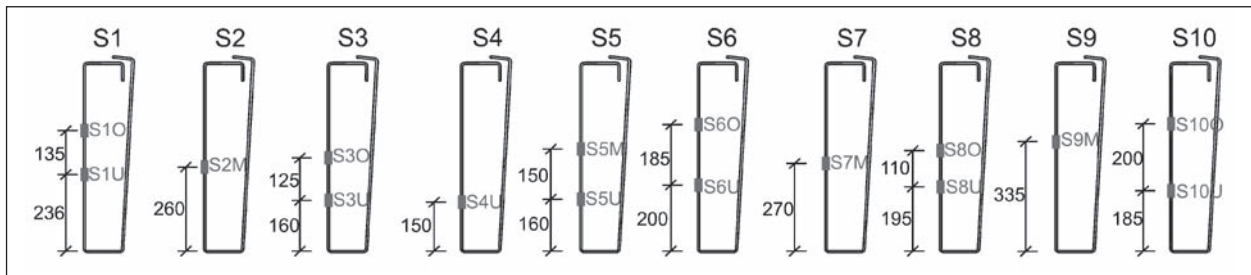


Bild 29: Anordnung der Stahl-DMS in VT2 (Maße in mm)

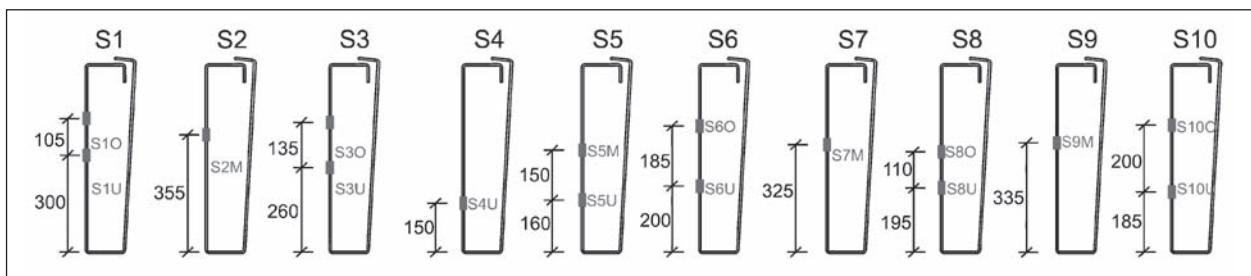


Bild 30: Anordnung der Stahl-DMS in VT3 (Maße in mm)

sätzlich wurden Beton-DMS auf der Unterseite des Trägers im Bereich der Mittelstütze angeordnet (Cw13/14).

Die Stahl-DMS wurden im Bauteilversuch an den Bügel im Schubfeld angebracht um die Dehnungen des Betonstahls während des Versuchs zu messen. Die Position der Stahl-DMS wurde im Vorfeld anhand von FE-Berechnungen so festgelegt, dass die DMS sich in der Nähe von Rissen befinden sollten. Die Positionen der DMS auf den Bü-

geln im Schubfeld in den drei Versuchen sind in den Bildern 28 bis 30 dargestellt. Die Bügelnummerierung ist in Bild 27 dargestellt.

### 3.7.5 Setzdehnungsmesspunkte

Vom Zeitpunkt des Ausschalens bis zur Versuchsdurchführung (14d nach dem Betonieren) wurden die Betondehnungen mittels Setzdehnungsmessungen (SDM) ermittelt. Die relative Genauigkeit

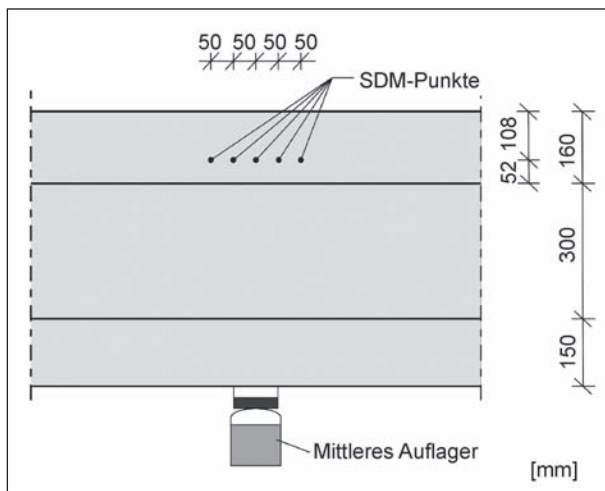


Bild 31: SDM-Messpunkte am Mittellauger

der Messungen beträgt  $10^{-5}$ . Über die Messung der Relativverschiebung der SDM-Punkte ist es möglich, das elastische und zeitabhängige Materialverhalten des Betons zu bestimmen.

Eine SDM-Messreihe mit fünf Messpunkten wurde über dem Mittellauger auf Höhe des Spanngliedes angeordnet, um die Spannkraftverluste an dieser Stelle zu ermitteln (Bild 31). Mit den fünf Messpunkten konnten jeweils drei SDM-Messungen bei einer Messstrecke von 10 cm vorgenommen werden, deren Werte anschließend gemittelt wurden. Eine weitere Messreihe am Randauflager mit fünf Punkten diente zur Messung des Spannkraftverlustes nach Ablassen, deren Messwerte im vorliegenden Bericht nicht weiter verfolgt werden.

## 3.8 Experimentelle Ergebnisse

### 3.8.1 Spannkraftverluste

Die Ergebnisse der SDM-Messungen zur Ermittlung der Spannkraftverluste sind in Bild 32 dargestellt. Der Zeitpunkt der Messung auf der horizontalen Achse bezieht sich auf den Tag der Betonage ( $d = 0$ ) des jeweiligen Trägers. Auf der vertikalen Achse sind die jeweiligen Betondehnungen dargestellt, wobei sich das Nullniveau auf den Zeitpunkt unmittelbar vor dem Vorspannen des internen Spanngliedes bezieht, sodass in den Messwerten sowohl elastische als auch Kriech- und Schwinddehnungen enthalten sind. Der Verlauf der Dehnungen infolge Kriechen und Schwinden ist bei allen Trägern in etwa gleich. Den wesentlichen Unterschied machen die elastischen Dehnungen aus externer Vorspannung aus. Die aus den Betondeh-

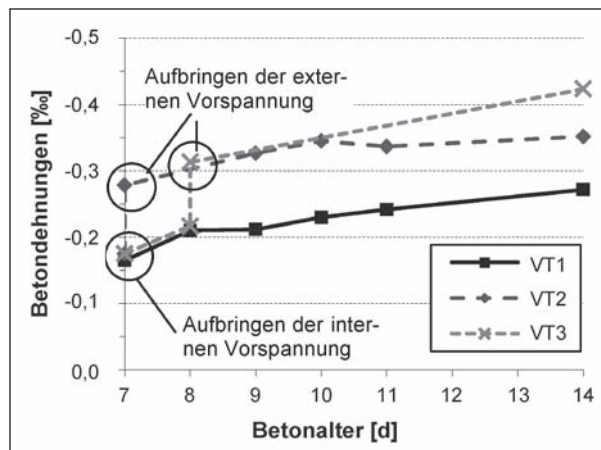


Bild 32: Betondehnungen auf Höhe des Spanngliedes

nungen berechneten Spannkraftverluste des internen Spanngliedes sind in Tabelle 2 zusammengefasst. Ein Vergleich der berechneten Spannung des internen Spanngliedes aus den SDM-Messungen mit dem direkt gemessenen Spannkraftverlust der Kraftmessdose bei VT2 ergab eine gute Übereinstimmung. Da die internen Spannglieder alle mit der gleichen Kraft vorgespannt wurden, ergeben sich zum Versuchszeitpunkt etwas unterschiedliche Spannkraftverluste wegen der unterschiedlich hohen Vorspannung. Die Spannkraftverluste des internen Spanngliedes betragen 2,0 % (VT1) bis 4,6 % (VT3). Insgesamt sind diese Abweichungen aber sehr gering, sodass keine Auswirkungen auf die Versuchsergebnisse zu erwarten sind.

### 3.8.2 Versagensform und Bruchbilder

Die Rissbilder wurden während der Versuche nach Erreichen der verschiedenen Laststufen dokumentiert. An ausgewählten Stellen wurden die Rissbreiten während des Versuchs mit einem Risslineal gemessen. Als Versagensform stellte sich bei allen Versuchen ein Schubzugversagen ein. Zunächst bildeten sich bei allen Versuchsträgern Biegerisse unter der Lasteinleitung und über dem Mittellauger aus. Die Biegerisse waren beim ersten Versuchsträger bei einer Last von etwa 50 % der Maximallast in den Trägersteg vorgedrungen. Die ersten Schubrisse traten bei einer Last von etwa 70 % der Maximallast auf. Nach dem Auftreten von ersten Schubrisen war ein deutlicher Steifigkeitsabfall in der Last-Verformungskurve erkennbar (Kapitel 3.8.6).

Das Rissbild des ersten Versuchsträgers ohne externe Vorspannung ist in Bild 33 dargestellt. Im Versuch wurde die Prüflast zunächst bis kurz vor Ver-

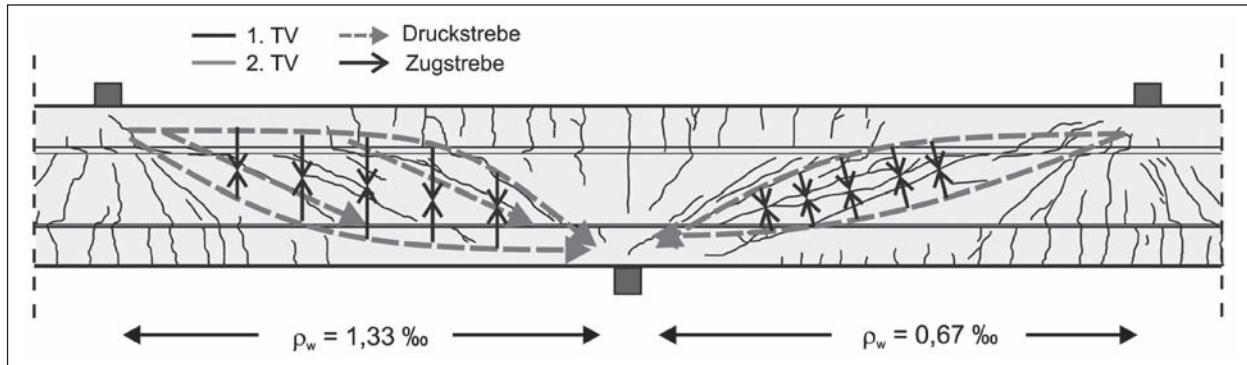


Bild 33: Rissbild Versuchsträger VT1 nach dem 2. Teilversuch

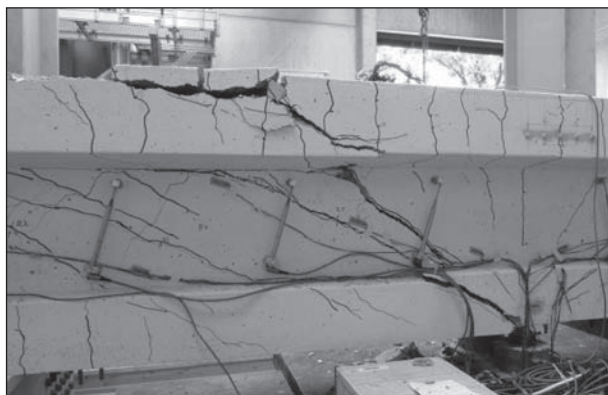


Bild 34: Bruchzone von VT1 im stärker bewehrten Bereich nach dem 2. Teilversuch

sagen der schwächer bewehrten Hälfte gesteigert. Nach Anbringen der Verstärkung wurde der Träger bis zum Bruch belastet. Die im zweiten Teilversuch entstandenen Risse sind in hellgrau eingezeichnet. Im Rissbild ist zu erkennen, dass der Schubriss auf der rechten, schwächer bewehrten Seite von der Druckzone unter der Lasteinleitung bis zur Druckzone am Mittellager reicht. Demnach würde ein Teil der Querkraft in Form einer direkten Druckstrebe zum Auflager abgetragen werden. Auf der linken Seite des Trägers ( $\rho_w = 1,33 \text{ ‰}$ ) bildete sich dagegen aufgrund des höheren Querkraftbewehrungsgrades zusätzlich eine Fachwerkwirkung aus, wie am Rissbild zu erkennen ist. Die Druck- und Zugstreben sind ebenfalls exemplarisch in Bild 33 dargestellt. Das Versagen von VT1 trat im zweiten Teilversuch schlagartig durch ein Schubzugversagen ein (Bild 34). Durch die Verdübelungswirkung der Längsbewehrung wurde nach dem Versagen der Druckzone am Mittellager ein Teil des in der Zugzone liegenden Betons abgesprengt.

Die Rissbilder von VT2 und VT3 mit externer Vorspannung sind in den 35 und 36 dargestellt. Durch die externe Vorspannung traten die Biegerisse im ersten Teilversuch für  $\rho_w = 0,67 \text{ ‰}$  deutlich später

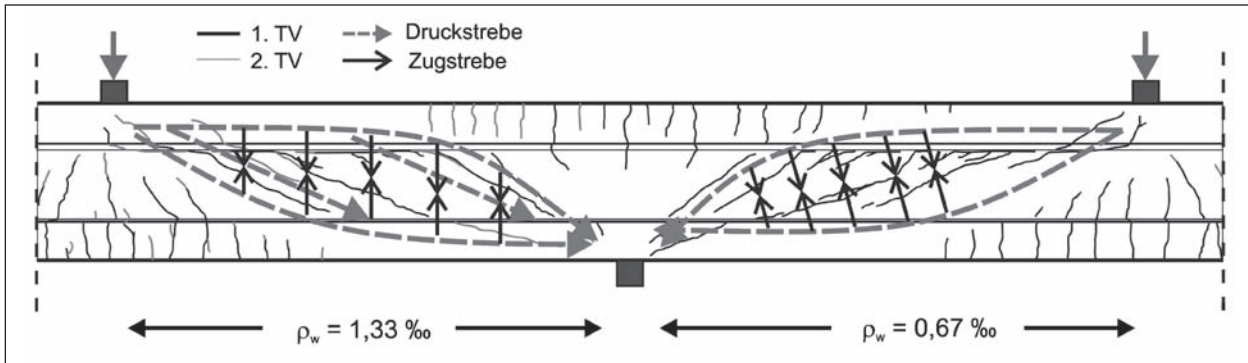
Bewehrungsgrad	$\rho_w = 0,67 \text{ ‰}$		$\rho_w = 1,33 \text{ ‰}$	
Versuch	Biegerisslast	Schubrisslast	Biegerisslast	Schubrisslast
VT1	~50 %	~70 %	~50 %	~60 %
VT2	~70 %	~70 %	~65 %	~50 %
VT3	~75 %	~80 %	~60 %	~70 %

Tab. 7: Verhältnis von Biege- und Schubrisslast zur maximalen Last

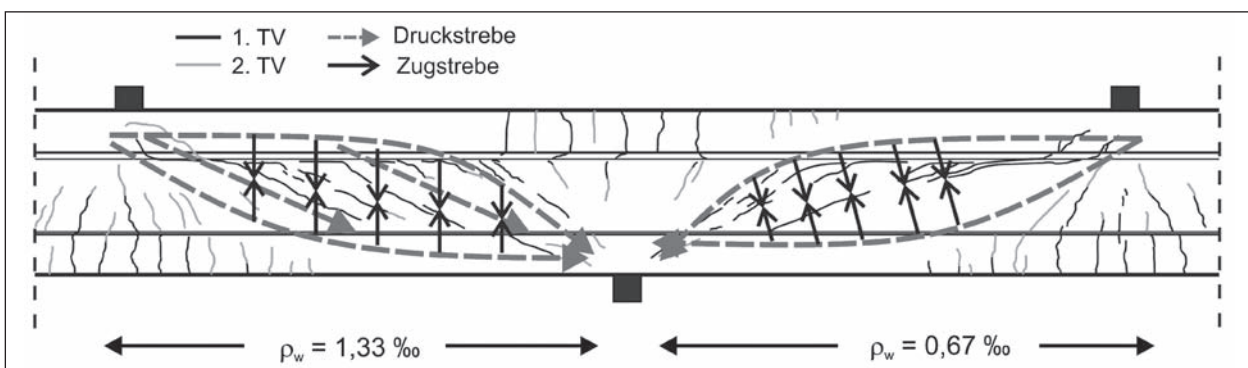
auf als beim unverstärkten Träger VT1, sodass Biege- und Schubrisse fast gleichzeitig auftraten. Für einen Bügelbewehrungsgrad von  $\rho_w = 1,33 \text{ ‰}$  steigerte sich ebenfalls die Biegerisslast, von 50 % auf etwa 60 % der Maximallast. Die Schubrisslast steigerte sich bei allen Versuchsträgern durch die zusätzliche externe Vorspannung, jedoch erreichte VT2 nur eine geringe Bruchlast. Die Verhältnisse von Biege- und Schubrisslast zur maximalen Last sind in Tabelle 7 zusammengefasst.

Der Tragmechanismus in den schwächer bewehrten Hälften bildete sich ähnlich aus wie beim ersten Versuchsträger ohne externe Vorspannung. Die im Versuch beobachtete Rissbildung deutet darauf hin, dass sich auch bei den Versuchen mit einer externen Vorspannung eine direkte Druckstrebe von der Lasteinleitung zum Auflager ausbildet. Durch die externe Vorspannung vergrößert sich allerdings der überdrückte Bereich im Bauteil, wie anhand der Darstellung der Druckstreben zu erkennen ist (Bild 36). In der stärker bewehrten Trägerhälfte bildete sich dagegen nach wie vor ein Fachwerkmechanismus mit einer zusätzlichen Druckstrebe zum Auflager hin aus. Ein deutliches Abflachen der Rissneigungen durch die externe Vorspannung konnte allerdings nicht festgestellt werden

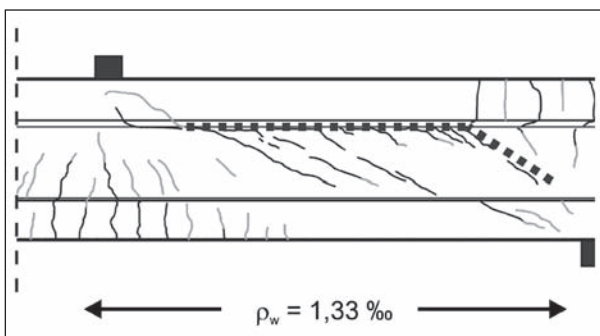
Der Vergleich der Rissbilder des Versuchs ohne externe Vorspannung mit den Versuchen mit



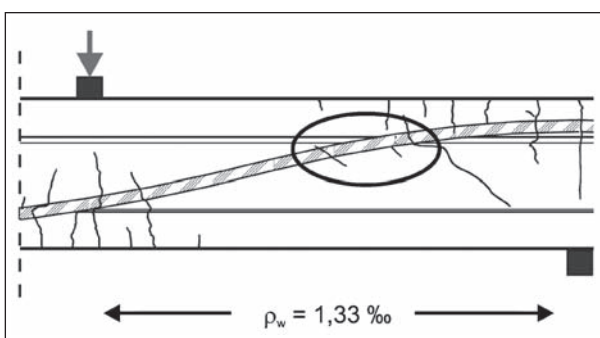
**Bild 35:** Rissbild Versuchsträger VT2 nach dem 2. Teilversuch



**Bild 36:** Rissbild Versuchsträger VT3 nach dem 2. Teilversuch



**Bild 37:** Rissbildung zwischen Balkensteg und Gurt bei VT3



**Bild 38:** Schubrissbildung VT1 (Laststufe 286 kN)

zusätzlicher externer Vorspannung zeigt, dass durch die externe Vorspannung deutlich weniger Risse entstanden. Darüber hinaus waren auch

die Rissbreiten bei VT2 und VT3 geringer (Kapitel 3.8.3). Während bei VT1 ( $\rho_w = 1,33\text{ ‰}$ ) die Schubrissbreiten bei einer Querkraft von 300 kN in etwa 0,5 mm betragen, waren es bei VT2 zwischen 0,2 und 0,5 mm und bei VT3 zwischen 0,1 und 0,5 mm. Die Träger versagten außerdem nicht spröde wie VT1, sondern rissen sukzessive entlang der Fuge zwischen Steg und Obergurt (Bild 37) auf, bis keine weitere Laststeigerung mehr möglich war.

Auffällig bei der Rissbildung war, dass bei allen Versuchsträgern die ersten Schubrisse im Trägersteg auf Höhe des Spanngliedes entstanden, wie z. B. für VT1 in Bild 38 dargestellt. Zum Zeitpunkt der Rissbildung müssen an dieser Stelle also die Hauptzugspannungen infolge der Prüflast größer gewesen sein als die Betonzugfestigkeit. Da der Steg auf Höhe des Spanngliedes geschwächt ist, liegt es nah, dass die Schubrisse auch von dieser Stelle ausgehen. Das gleiche Bild ergibt sich beispielsweise auch bei den Versuchsträgern VT2 und VT3 mit externer Vorspannung (Bilder 39 und 40). Hier bildeten sich die ersten Schubrisse ebenfalls auf Spanngliedhöhe.



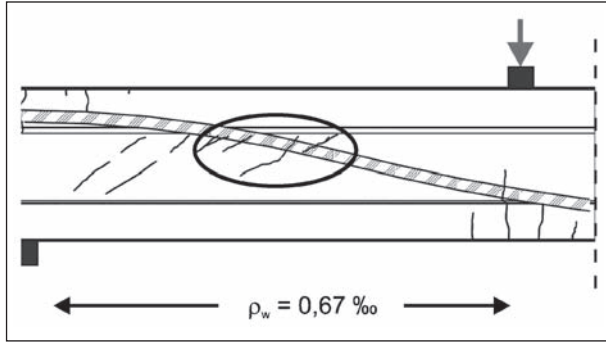


Bild 39: Schubrissbildung VT2 (Laststufe 346 kN)

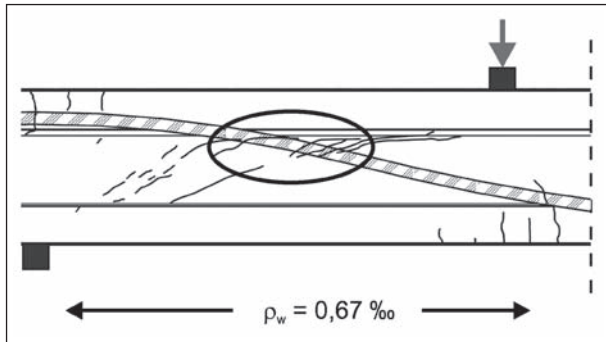


Bild 40: Schubrissbildung VT3 (Laststufe 371 kN)

### 3.8.3 Rissbreiten

Während der Versuchsdurchführung wurden die Rissbreiten ausgewählter Risse mit einem Risslineal gemessen. Von den gemessenen Rissbreiten wurden drei Positionen ausgewählt, bei denen sich in allen Versuchen Risse an ähnlichen Stellen bildeten. Die Positionen der Rissbreitenmessung sind in Bild 41 dargestellt. Die Risswinkel der Messstellen in den verschiedenen Versuchen sind in Tabelle 8 zusammengefasst.

In Bild 42 sind die Rissbreiten und Querkräfte von VT1 ohne externe Vorspannung im zweiten Teilversuch für die stärker bewehrte Hälfte dargestellt. Die Querkräfte beziehen sich auf den Bemessungsschnitt im Abstand  $d$  vom Auflager. Da der Träger bereits zu Versuchbeginn gerissen war, kann die Erstrissbildung nicht aus dieser Rissbreitenmessung abgelesen werden. Eine Rissbreitenmessung aus dem ersten Teilversuch liegt für diesen Versuchsträger nicht vor. Es ist zu erkennen, dass die Rissbreiten ab einer Querkraft von 300 kN stark zunehmen. Die gemessene Rissbreite bei dieser Last betrug im Mittel 0,55 mm. Unterhalb dieser Rissbreite besteht ein annähernd linearer Zusammenhang zwischen Querkraft und Rissbreite.

Die Rissbreiten im ersten Teilversuch von VT2 mit externer Vorspannung sind in Bild 43 dargestellt.

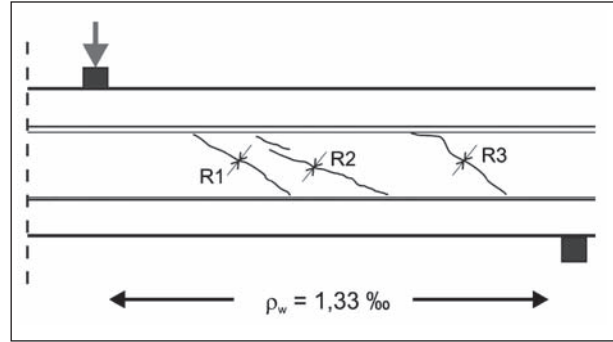


Bild 41: Qualitative Positionen der Rissbreitenmessung bei VT1-VT3

Versuch	R1 [°]	R2 [°]	R3 [°]
VT1	30	22	22
VT2	20	18	29
VT3	24	28	33

Tab. 8: Risswinkel der ausgewählten Messstellen

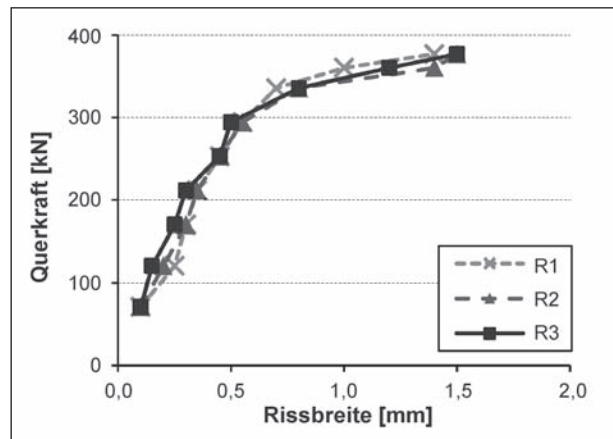


Bild 42: Rissbreiten VT1, 2. Teilversuch ( $\rho_w = 1,33 \text{ ‰}$ )

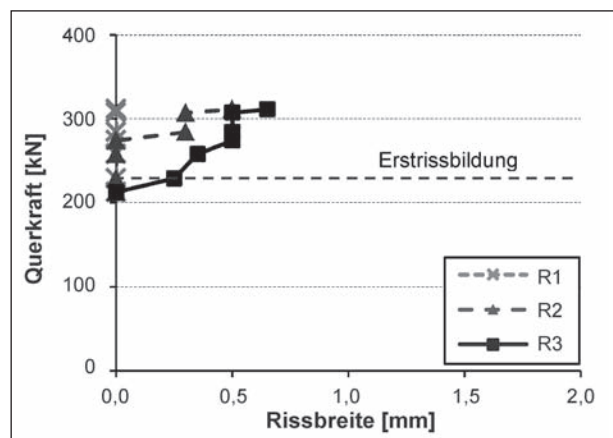
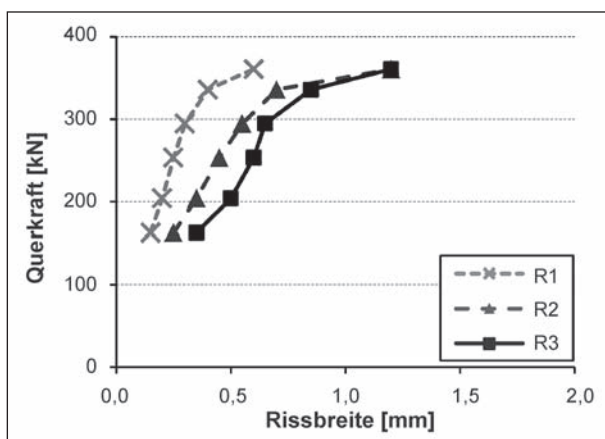
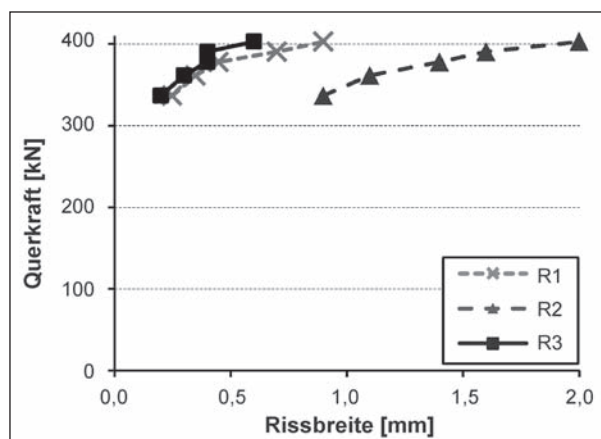
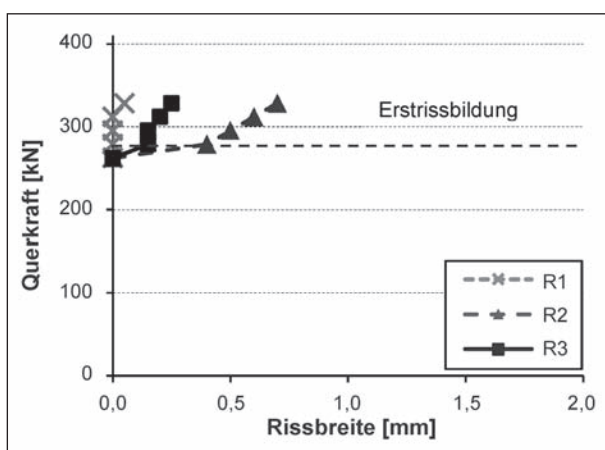
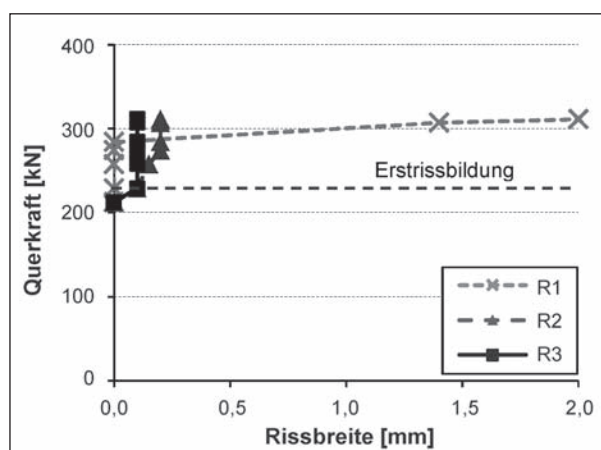


Bild 43: Rissbreiten VT2, 1. Teilversuch ( $\rho_w = 1,33 \text{ ‰}$ )

Bei einer Querkraft von etwa 230 kN konnte ein plötzliches Öffnen der Risse beobachtet werden,

Bild 44: Rissbreiten VT2, 2. Teilversuch ( $\rho_w = 1,33 \text{ ‰}$ )Bild 46: Rissbreiten VT3, 2. Teilversuch ( $\rho_w = 1,33 \text{ ‰}$ )Bild 45: Rissbreiten VT3, 1. Teilversuch ( $\rho_w = 1,33 \text{ ‰}$ )Bild 47: Rissbreiten VT2, 1. Teilversuch ( $\rho_w = 0,65 \text{ ‰}$ )

sodass die Rissbreiten direkt bis zu 0,25 mm betragen. Weitere Risse öffneten sich erst bei einer größeren Prüflast. Die Rissbreiten des zweiten Teilversuchs von VT2 sind in Bild 44 dargestellt. Unterhalb einer Querkraft von 160 kN waren die Rissbreiten aus dem ersten Teilversuch noch unverändert. Die Rissbreiten im Bereich von R1 waren dann im Versuchsverlauf deutlich geringer als im Versuch VT1, während sich die Rissbreiten an den beiden anderen Messstellen vergrößerten.

Die Rissbreiten im ersten Teilversuch von VT3 mit externer Vorspannung sind in Bild 45 dargestellt. Auch hier öffneten sich die Risse plötzlich mit Rissbreiten von bis zu 0,4 mm bei einer Querkraft von etwa 280 kN. Die Rissbreiten im zweiten Teilversuch sind in Bild 46 dargestellt. Im Vergleich zum Versuchsträger VT1 ohne externe Vorspannung verhält sich der Versuchsträger VT3 im Bereich der Messstellen R1 und R3 deutlich steifer. Bei Messstelle R2 liegt VT3 allerdings auf einem ähnlichen Niveau wie VT1 und weist bei Erreichen der Bruchlast breitere Risse auf als VT1.

Insgesamt lassen die Messergebnisse erkennen, dass sich die Schubrissbreiten durch die zusätzliche externe Vorspannung insgesamt reduzieren. Vor allem die Erstrisslasten steigen stark an. Durch eine externe Vorspannung ließe sich erreichen, dass bei einem verstärkten Bauwerk unter Gebrauchslasten entweder gar keine Risse auftreten oder die Rissbreiten so gering sind, dass Teile der Querkraft noch über Rissreibung übertragen werden können. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind allerdings auch bei Trägern mit externer Vorspannung so breite Risse vorhanden, dass keine wesentlichen Anteile der Querkraft mehr über die Rissreibung übertragen werden können.

Zum Vergleich sind die Rissbreitenmessungen von VT2 und VT3 für die schwächer bewehrte Hälfte in den Bildern 46 und 47 dargestellt. Die Positionen der Risse entsprechen spiegelbildlich den Positionen der Risse in Bild 41. Bei VT2 erfolgt im Riss R1 ein schnelles Anwachsen des Risses auf 2,0 mm unmittelbar nach Entstehung. Der Zeitpunkt der Rissbildung ist in beiden Trägerhälften identisch.

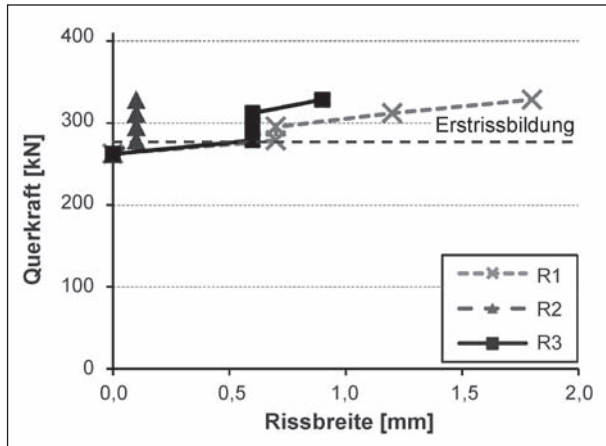


Bild 48: Rissbreiten VT3, 1. Teilversuch ( $\rho_w = 0,65 \text{ ‰}$ )

Zwischen Rissbildung und einem starken Anwachsen der Risse ist noch eine Steigerung der Querkraft von 35 % möglich.

Bei Versuch VT3 erfolgt die Rissbildung ebenfalls in beiden Trägerhälften zum gleichen Zeitpunkt. Unmittelbar nach der Rissbildung liegen die Rissbreiten bereits bei 0,6 mm. Nach einer Steigerung der Querkraft um 20 % wachsen die Rissbreiten bis zum Versagen sehr schnell auf bis zu 1,8 mm an. Aufgrund der fehlenden Mindestquerkraftbewehrung findet nach der Rissbildung ein deutlich schnelleres Risswachstum statt. Dennoch sind bei beiden Versuchen noch Tragreserven nach Rissbildung bis zum Versagen vorhanden.

### 3.8.4 Schubrisslast und Bruchlast

Die Querkräfte, bei denen in den Versuchsträgern die ersten Schubrisse auftraten, sind in Tabelle 9 zusammengefasst.

Zur Bestimmung der Schubrisslasten wurden bei der Auswertung die Messwerte der im Schubfeld angeordneten Wegaufnehmer und der Stahl-DMS herangezogen. Demnach ergeben sich in den Feldern mit niedrigerem Querkraftbewehrungsgrad etwas höhere Schubrisslasten. Die Schubrisslasten steigen mit zunehmendem Längsvorspannungsgrad annähernd linear an, sodass zwischen VT1 und VT3 eine Zunahme der Erstrisslast von bis zu 44 % gemessen wurde. Die in den Versuchen erreichten maximalen Querkräfte sind in Tabelle 10 zusammengefasst.

Bis auf den Versuch VT2 mit  $\rho_w = 1,33 \text{ ‰}$  haben sich bei allen Versuchen Steigerungen der maximalen Querkrafttragfähigkeit durch die zusätzliche

Versuch	$V_{crack}$ [kN] ( $\rho_w = 0,67 \text{ ‰}$ )	$V_{crack}$ [kN] ( $\rho_w = 1,33 \text{ ‰}$ )
VT1	208	195
VT2	240 (+15 %)	214 (+10 %)
VT3	265 (+27 %)	253 (+30 %)

Tab. 9: Schubrisslasten im Versuch

Versuch	$V_{max}$ [kN] ( $\rho_w = 0,67 \text{ ‰}$ )	$V_{max}$ [kN] ( $\rho_w = 1,33 \text{ ‰}$ )
VT1	314	403
VT2	328 (+4,4 %)	366 (-9,2 %)
VT3	337 (+7,3 %)	418 (+3,7 %)

Tab. 10: Querkräfte bei Bruchlast im Versuch

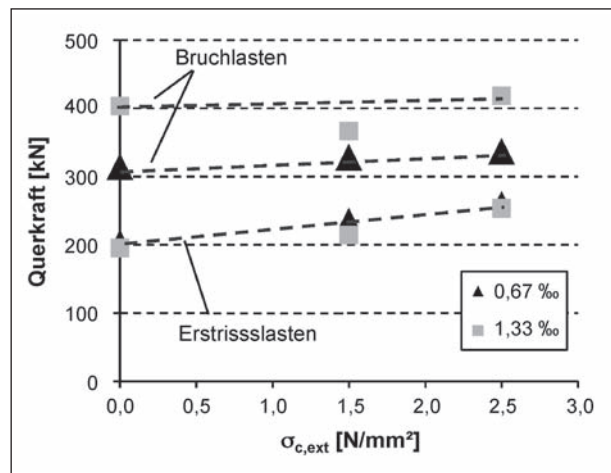


Bild 49: Einfluss der externen Vorspannung auf die Erstriss- und Bruchlasten

externe Vorspannung ergeben. Die Steigerungen sind mit rund 4 bis 7 % allerdings relativ gering. Die Steigerung der Erstrisslasten und der Bruchlasten in Abhängigkeit von der externen Längsvorspannung  $\sigma_{c,ext}$  sind in Bild 49 veranschaulicht. Danach steigen die Erstrisslasten infolge zusätzlicher externer Längsvorspannung stärker an als die Bruchlasten.

Tendenziell könnte also ein Nachweis für ungerissene Querschnitte nach dem Hauptzugspannungskriterium deutlich höhere Steigerungen der rechnerischen Querkrafttragfähigkeiten durch zusätzliche externe Längsvorspannung liefern als ein Nachweis für gerissene Querschnitte. Da mit zunehmender externer Längsvorspannung die Bruchlasten gegenüber den Erstrisslasten nur unterproportional zunehmen, wird das Verhältnis von Bruch- zu Erstrisslasten geringer (Bild 50). Bei einem hohen Grad

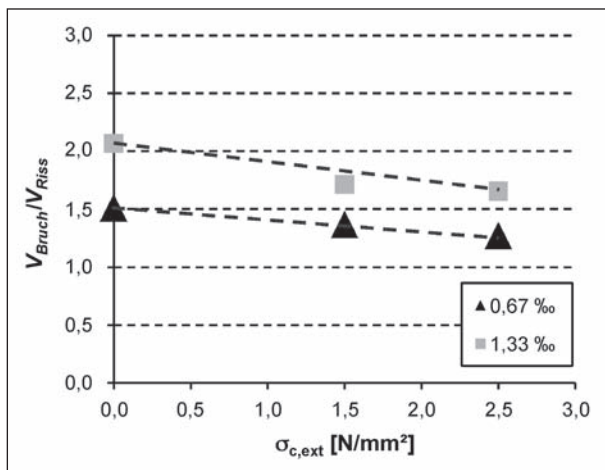


Bild 50: Einfluss der externen Längsvorspannung auf das Verhältnis von Bruch- und Erstrisslasten

an zusätzlicher externer Längsvorspannung kommt es also nach der Rissbildung schneller zum Versagen des Bauteils als bei Trägern ohne externe Vorspannung.

### 3.8.5 Auflagerkräfte

Durch die Messung der Auflagerkräfte und den Vergleich mit den Prüflasten könnten Schnittgrößenumlagerungen während des Versuchs festgestellt werden. Hierzu wurde in der Auswertung der Quotient der mit den Kraftmessdosen gemessenen experimentellen Auflagerkraft am Mittelauger  $B_{exp}$  und der aus den Prüflasten berechneten Auflagerkraft  $B_{calc}$  gebildet. Für ein System mit voller Durchlaufwirkung ist die Auflagerkraft  $B_{calc} = 0,826 \cdot F_{ges}$  und für ein System aus zwei Einfeldträgern ist  $B_{calc} = 0,636 \cdot F_{ges}$ . Im Falle einer vollständigen Umlagerung wäre dann das Verhältnis von  $B_{exp}/B_{calc} = 0,636/0,826 = 0,77$ , was einer Umlagerung von 23 % entspricht. Die im ersten Versuchsträger VT1 gemessene Umlagerung der Auflagerkraft in den beiden Teilversuchen TV1 und TV2, bezogen auf die Summe der von den Prüfmaschinen aufgebrachtten Last  $F_{ges}$ , ist in Bild 51 dargestellt. In beiden Teilversuchen findet nur eine geringe Umlagerung von 3-5% statt. Beim Anfahren des 2. Teilversuchs ergab sich eine etwas stärkere Umlagerung aufgrund der fehlenden Mitwirkung des Betons auf Zug und dem sich daraus ergebenden Steifigkeitsverlust. Die Umlagerungen für die beiden Versuchsträger mit externer Vorspannung VT1 und VT2 sind in den Bildern 51 und 52 dargestellt. Hier ergeben sich beim Anfahren der zweiten Teilversuche ebenfalls stärkere Umlagerungen, die jedoch mit zunehmender Last wie-

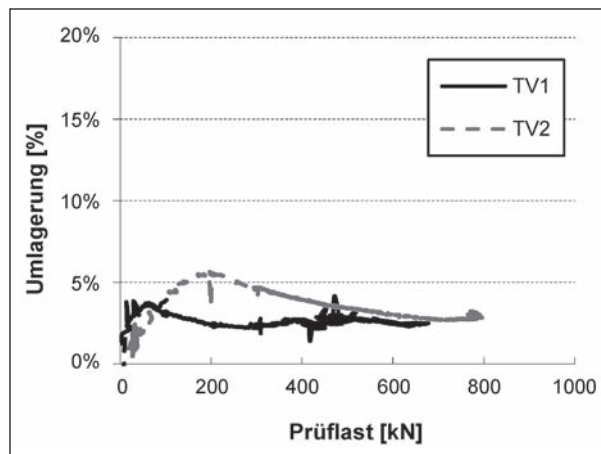


Bild 51: Umlagerung VT1 für beide Teilversuche

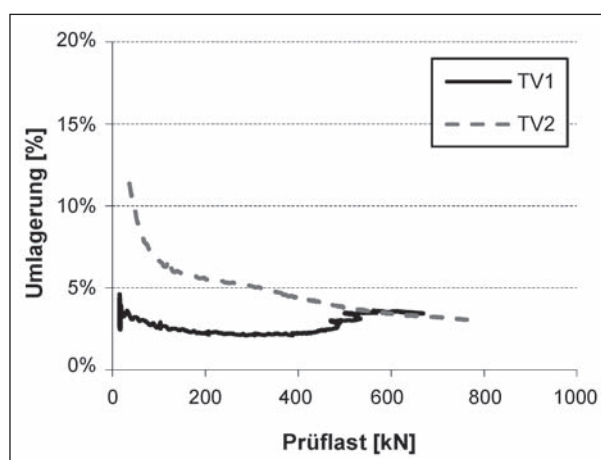


Bild 52: Umlagerung VT2 für beide Teilversuche

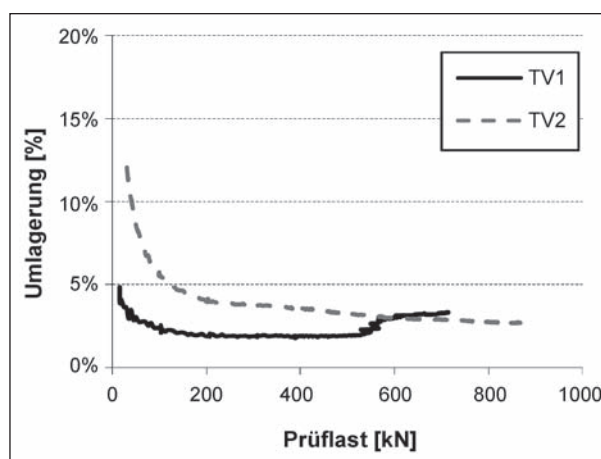


Bild 53: Umlagerung VT3 für beide Teilversuche

der abfallen. Die mittlere Umlagerung bei allen Versuchsträgern beträgt bei Maximallast etwa 3 %. Demnach kann näherungsweise von einer vollständigen Durchlauftragwirkung ausgegangen werden.



### 3.8.6 Durchbiegung

Die gemessenen Durchbiegungen geben Aufschluss über die Steifigkeit der Versuchsträger. Zusätzlich können die Messwerte mit den Beobachtungen der Rissentwicklung verglichen werden. Auf der vertikalen Achse ist die Querkraft im Bemessungsschnitt im Abstand  $d$  vom Auflager aufgetragen. Die statische Nutzhöhe wurde dabei mit  $d = 0,61 - 0,05 = 0,56$  m angenommen. Die Querkraft in diesem Schnitt wurde nach folgender Gleichung bestimmt:

$$V_1 = 0,731 \cdot F_1 + 0,095 \cdot F_2 + V_g - V_{P,t}$$

$F_1$  ist hierbei die Prüflast im untersuchten Feld und  $F_2$  die Prüflast des jeweils anderen Feldes. Die Querkraft  $V_{P,t}$  infolge Vorspannung (statisch bestimmter und statisch unbestimmter Anteil) unter Berücksichtigung der Spannkraftverluste und die Querkraft infolge Eigengewichts  $V_g$  sind in Tabelle 11 zusammengefasst. Aufgrund des unterschiedlichen Spannkraftverlusts wird zwischen den einzelnen Feldern der Versuchsträger unterschieden, wobei die Unterschiede sehr gering ausfallen. Die Kräfte wurden mit dem linearen Finite-Elemente-Programm InfoCAD berechnet.

Die Last-Verformungskurven der schwächer querkräftbewehrten Seite ( $\rho_w = 0,67$  ‰) sind für alle drei Versuchsträger in Bild 54 dargestellt.

Versuch	$V_{p,t}$ ( $\rho_w = 0,67$ ‰)	$V_{p,t}$ ( $\rho_w = 1,33$ ‰)	$V_g$
	kN	kN	kN
VT1	-47,1	-49,2	12,9
VT2	-46,5	-48,5	12,9
VT3	-45,9	-47,9	12,9

Tab. 11: Querkräfte im Bemessungsschnitt

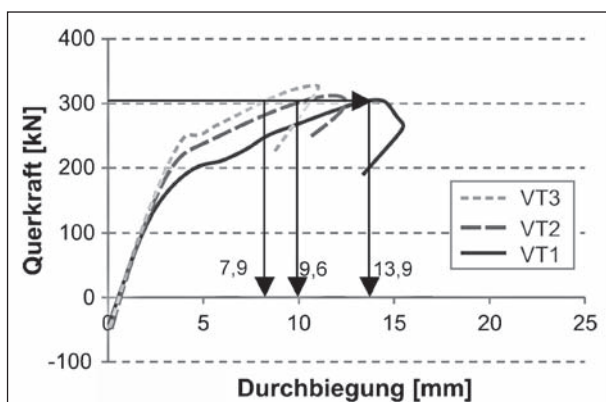


Bild 54: Durchbiegungen der Versuchsträger ( $\rho_w = 0,67$  ‰)

Bei allen drei Versuchsträgern setzt nach der Schubrissbildung ein deutlicher Steifigkeitsverlust ein. Auch nach dieser Auswertung ist die Schubrisslast bei den Trägern mit zusätzlicher externer Vorspannung größer als beim Träger ohne externe Vorspannung. Nach der Schubrissbildung waren bei allen Trägern noch deutliche Laststeigerungen möglich, obwohl die hier diskutierte Trägerhälfte nur etwa die Hälfte der nach DIN-FB 102 erforderlichen Mindestquerkräftbewehrung besaß. Die Träger mit externer Vorspannung wiesen im Versuch eine höhere maximale Querkrafttragfähigkeit auf als der Träger ohne externe Vorspannung bei gleichzeitig geringerer Durchbiegung. Die Durchbiegung des Trägers VT2 war beispielsweise bei  $V = 300$  kN um 31 % ( $u_{VT2} = 9,6$  mm) geringer als bei VT1 ( $u_{VT1} = 13,9$  mm) und die des Trägers VT3 war sogar ca. 43 % ( $u_{VT3} = 7,9$  mm) geringer.

Die Trägerhälften mit geringer Querkraftbewehrung konnten nicht bis zum endgültigen Bruch belastet werden, um später nach der Verstärkung den zweiten Teilversuch durchzuführen. Es ist daher nicht auszuschließen, dass noch eine weitere Laststeigerung möglich gewesen wäre. Allerdings war aufgrund der genauen Beobachtung des Risswachstums in der Druckzone keine signifikante Laststeigerung mehr zu erwarten.

Die Last-Verformungskurven für die stärker querkräftbewehrte Seite ( $\rho_w = 1,33$  ‰) für alle drei Versuche sind in Bild 55 dargestellt. Genau wie bei der schwächer querkräftbewehrten Seite ist auch hier ein deutlicher Steifigkeitsverlust zum Zeitpunkt der Schubrissbildung zu erkennen, wobei die Träger mit externer Vorspannung wieder eine höhere Schubrisslast aufweisen. Der Träger VT2 erreichte mit einer Maximaltragfähigkeit von ca. 360 kN eine kleinere Bruchlast als der unverstärkte Träger VT1.

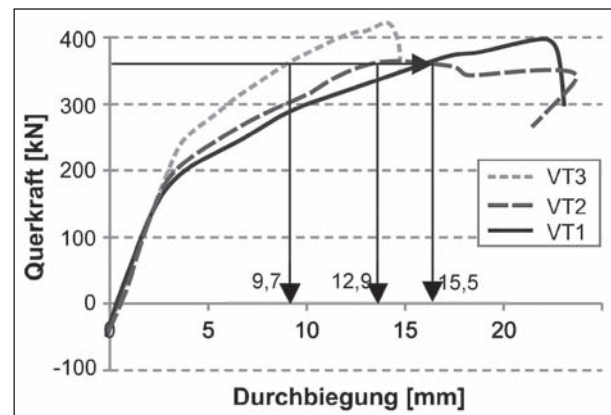


Bild 55: Durchbiegungen der Versuchsträger ( $\rho_w = 1,33$  ‰)

Ursache hierfür ist vermutlich, dass ein Riss entlang der Fuge zwischen Steg und Obergurt bei VT2 zu einem beträchtlichen Steifigkeitsverlust führte. Vergleicht man die Durchbiegung bei einer Querkraft von  $V = 360$  kN, weisen die Träger mit externer Vorspannung ebenfalls geringere Werte auf. Während es für den ersten Versuchsträger eine Durchbiegung (mit  $\rho_w = 1,33$  ‰) von  $u_{VT1} = 15,5$  mm ist, sind es für VT2  $u_{VT2} = 12,9$  mm (-17 %) und für VT3  $u_{VT3} = 9,7$  mm (-37 %).

### 3.8.7 Wegaufnehmer im Schubfeld

Durch die im Schubfeld angeordneten Wegaufnehmer wurden Schubrissbreiten bzw. Schubverformungen im Schubfeld gemessen. Um verwertbare Ergebnisse zu erhalten, müssen die Schubrisse zwischen den Festpunkten der Wegaufnehmer verlaufen. Nachfolgend wird exemplarisch jeweils eine Messstelle je Feld dargestellt. Die ausgewerteten Messstellen WA1 und WA6 waren jeweils 1,03 m vom Mittelaufleger entfernt (Bild 26). In Bild 56 sind die Rissbreiten der Versuche VT1-VT3 für die Trägerseite mit einem niedrigen Bewehrungsgrad

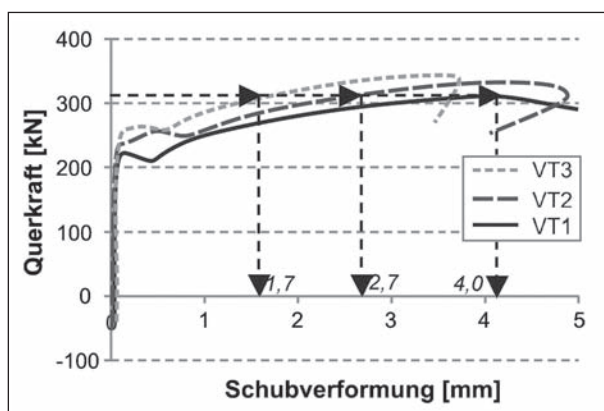


Bild 56: Messstelle WA6 ( $\rho_w = 0,67$  ‰) (VT1-VT3)

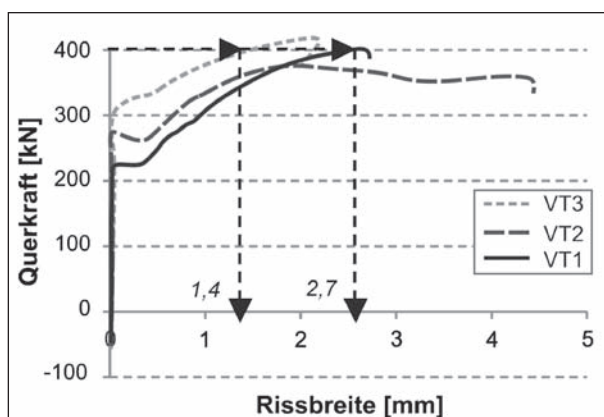


Bild 57: Messstelle WA1 ( $\rho_w = 1,33$  ‰) (VT1-VT3)

( $\rho_w = 0,67$  ‰) zu sehen. Die Messungen bestätigen die Ergebnisse der Rissbreitenmessung mit dem Risslineal, wonach sich die Schubrissbreiten durch die externe Vorspannung deutlich verringern. Bei den Versuchen mit geringem Querkraftbewehrungsgrad ( $\rho_w = 0,67$  ‰) reduzierten sich die Schubrissbreiten bei einer Querkraft von  $V = 310$  kN zwischen VT1 und VT3 um mehr als die Hälfte infolge nachträglicher externer Vorspannung.

Die Rissbreiten der Versuche VT1-VT3 für die Trägerseite mit dem höheren Bewehrungsgrad sind in Bild 57 dargestellt. Abgesehen vom zweiten Versuchsträger bewirkt die nachträgliche externe Vorspannung im Versuch auch hier deutlich geringere Schubrissbreiten. Bei einer Querkraft von  $V = 400$  kN waren die Schubrissbreiten von VT3 ungefähr halb so groß wie die von VT1.

### 3.8.8 Betondehnungen/Beton-DMS

Über die Messung der Betondehnungen können Rückschlüsse über die in Betondruckstreben wirkenden Spannungen und die Tragmechanismen gezogen werden. Die Betondehnungen einer in Druckstrebenrichtung nahe der Lasteinleitung angeordneten Messstelle der drei Versuchsträger ist in Bild 58 dargestellt. Bei Erreichen der Schubrisslast lagern sich die Spannungstrajektorien vom Zustand I in Betondruckstreben des Zustands II um, weshalb die Betondehnungen überproportional ansteigen. Zur Bestimmung der Betondehnungen wurden die gemessenen E-Moduln verwendet (Tabelle 12).

Die Betondehnungen wurden für verschiedene Laststufen zwischen Schubrissbildung und Maximallast ausgewertet. Die Spannungen für die schwächer bewehrte Seite des ersten Versuchs-

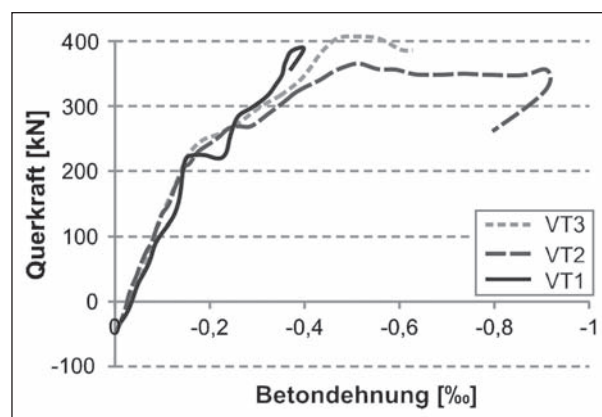


Bild 58: Messstelle cw1 ( $\rho_w = 1,33$  ‰) (VT1-VT3)

	$f_{cm}$	$E_{cm}$
	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
VT1	36,9	25.800
VT2	38,6	25.100
VT3	39,6	24.500

Tab. 12: Parameter für die Spannungsberechnung

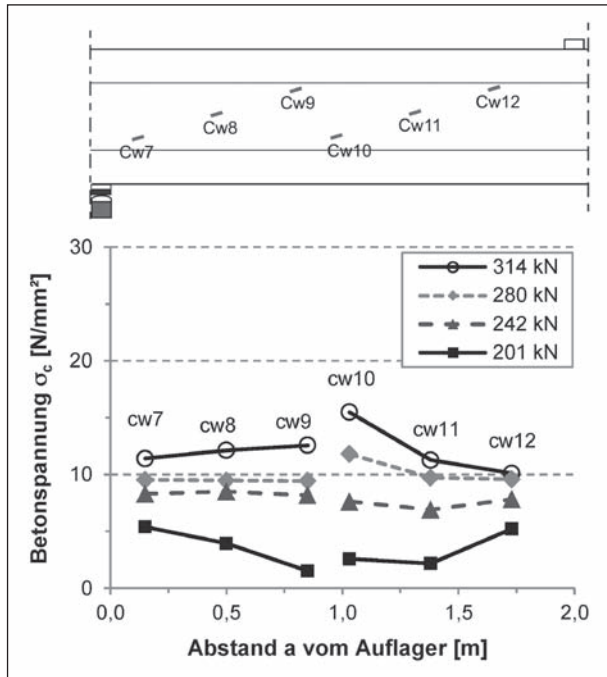


Bild 59: Betonspannungen aus den Beton-DMS für Träger VT1 mit  $\rho_w = 0,67 \text{ ‰}$

trägers VT1 ( $\rho_w = 0,67 \text{ ‰}$ ) sind in Bild 59 dargestellt. Die einzelnen Messstellen sind entsprechend des Messstellenplans in Bild 26 in Abhängigkeit ihrer Entfernung vom Mittellager dargestellt. Die Betonspannungen betragen auch unter der Maximallast in etwa ein Drittel der Druckfestigkeit, d. h. die Druckstreben­tragfähigkeit des Betons war nicht ausgenutzt. Der Vergleich der Betondruckspannungen in der stärker bewehrten Hälfte ( $\rho_w = 1,33 \text{ ‰}$ ) von VT1 in Bild 60 zeigt, dass im linken Messbereich (cw1-cw3) die Betondruckspannungen ebenfalls relativ niedrig sind ( $< 12 \text{ N/mm}^2$ ). Die Messstelle cw4 im rechten Bereich gibt allerdings nach der Schub­rissbildung überproportional anwachsende Betonspannungen von über  $25 \text{ N/mm}^2$  bei Maximal­last an. Dies deutet darauf hin, dass sich nach der Schub­rissbildung größere Traganteile in eine Druckstrebe an dieser Stelle umlagerten.

Zum Vergleich sind die Messwerte des dritten Versuchsträger VT3 für den ersten ( $\rho_w = 0,67 \text{ ‰}$ ) und zweiten ( $\rho_w = 1,33 \text{ ‰}$ ) Teilversuch in den Bildern 61

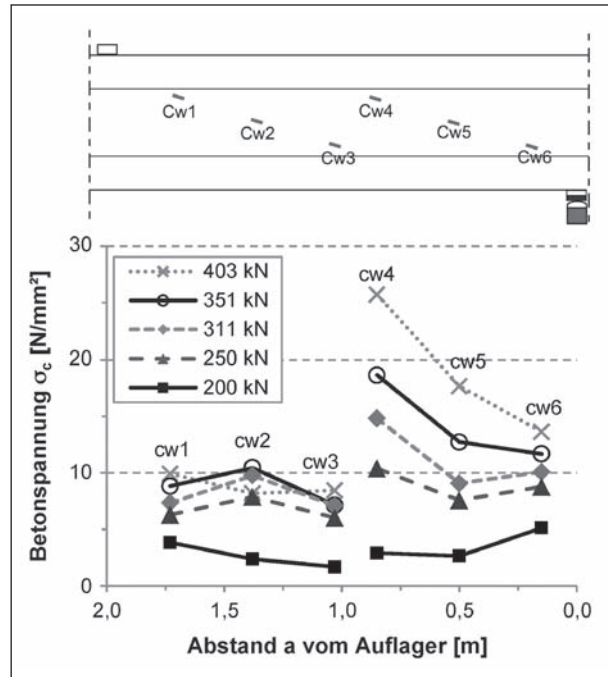


Bild 60: Betonspannungen aus den Beton-DMS für Träger VT1 mit  $\rho_w = 1,33 \text{ ‰}$

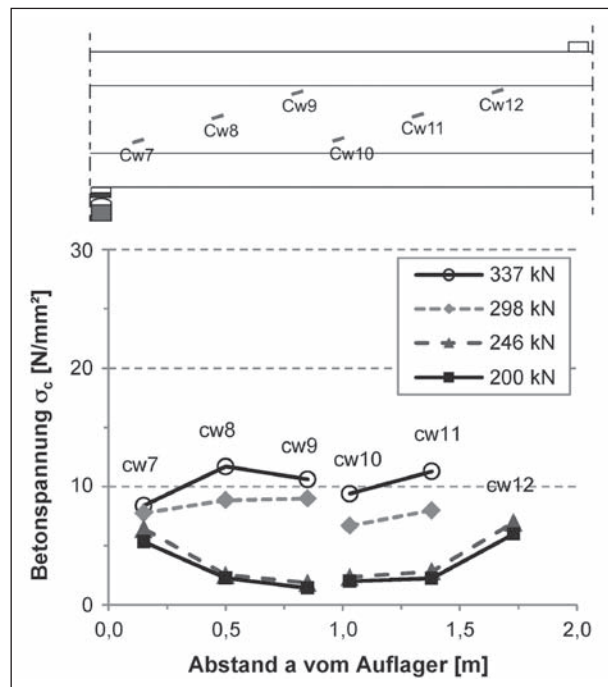


Bild 61: Betonspannungen aus den Beton-DMS für Träger VT3 mit  $\rho_w = 0,67 \text{ ‰}$

und 62 dargestellt. Im ersten Teilversuch ergaben sich keine deutlichen Unterschiede zum Versuchsträger VT1, wobei die Messstelle cw12 im Versuchsverlauf ausfiel. Im zweiten Teilversuch, mit höherem Querkraftbewehrungsgrad, fielen die Messstellen cw3 und cw6 aus. Auch hier ähnelt der Spannungsverlauf dem des ersten Versuchs-

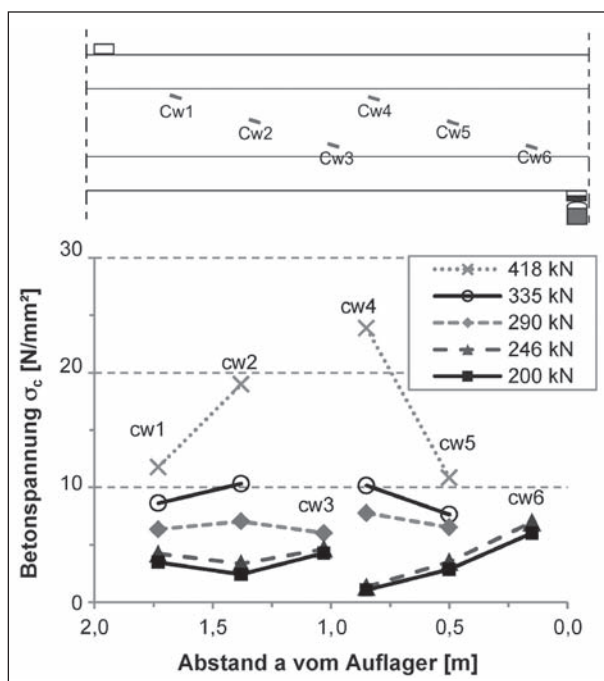


Bild 62: Betonspannungen aus den Beton-DMS für Träger VT3 mit  $\rho_w = 1,33 \%$

trägers, mit einem überproportionalen Anwachsen der Betonspannungen bei Messstelle cw4.

### 3.8.9 Betonstahldehnungen/Stahl-DMS

Die während der Versuche von den Bügeln aufgenommenen Kräfte können durch die Messung der Stahldehnungen ermittelt werden, um den Fachwerktraganteil zu bestimmen. Allerdings sind die auf den Stahlbügeln aufgeklebten Dehnungsmessstreifen empfindlich, was zur Folge hat, dass die Messergebnisse des DMS durch Ablösen vom Bügel oder durch starke Reibung zwischen Beton und Bügel beeinflusst oder verfälscht werden können. Darüber hinaus muss ein Stahl-DMS in der Nähe eines Risses liegen, da hier die maximalen Bügeldehnungen vorliegen. Niedrige gemessene Bügeldehnungen bedeuten daher nicht zwangsläufig, dass im Bügel nicht an anderer Stelle höhere Dehnungen vorhanden waren.

Die Stahl-DMS besitzen einen Messbereich von 20 ‰, wobei die Streckgrenze der Bügel bei 2,9 ‰ lag ( $f_{y0,2} = 595 \text{ N/mm}^2$ ,  $E_s = 203.800 \text{ N/mm}^2$ ). In Bild 63 sind exemplarisch die Dehnungsverläufe von drei Messstellen des ersten Teilversuchs des ersten Versuchsträgers VT1 ohne externe Vorspannung dargestellt. Nach der Schubrissbildung stiegen die Bügeldehnungen sprunghaft auf über 1 ‰ an. Um die Bügeldehnungen in Spannungen umzu-

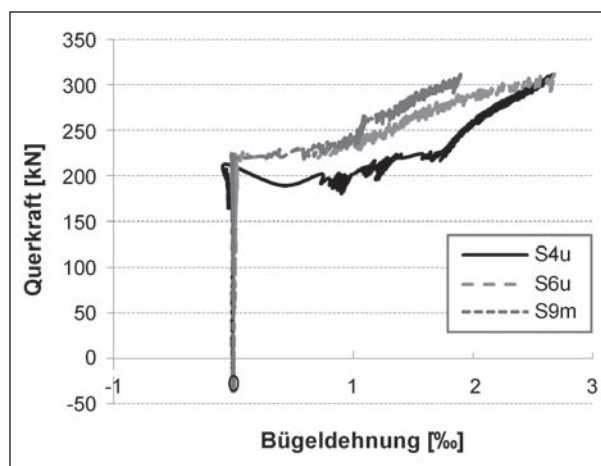


Bild 63: Bügeldehnungen VT1 ( $\rho_w = 1,33 \%$ )

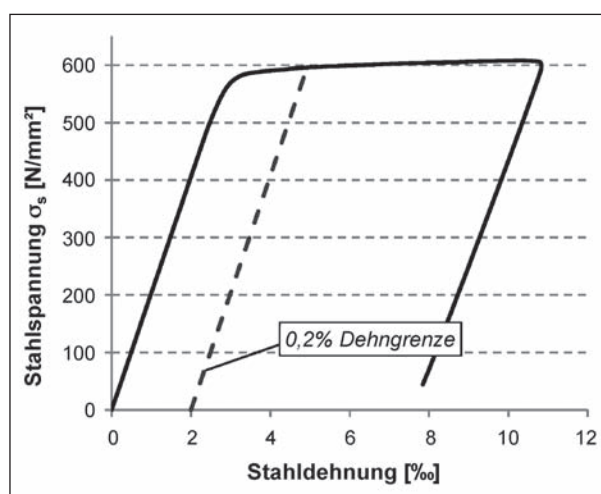


Bild 64: Zugversuch an Betonstahl BS500 Ø6

$\sigma_s$	$\epsilon_s$
N/mm <sup>2</sup>	‰
575	2,82
595	4,92
633	84,0

Tab. 13: Spannungs-Dehnungswerte des Betonstahls

rechnen, wurde das Spannungsdehnungsdiagramm des für die Bügel verwendeten Betonstahls verwendet (Bild 64).

Der Verlauf wurde für die Berechnung linearisiert. Bis zu einer Spannung von 575 N/mm<sup>2</sup> wird von einem ideal-elastischen Materialverhalten ausgegangen mit einem E-Modul von  $E_s = 203.800 \text{ N/mm}^2$ . Die Wertepaare sind in Tabelle 13 zusammengefasst. Aus den gemessenen Bügeldehnungen wurden für die einzelnen Versuche die Bügelspannungen für verschiedene Laststufen berech-



net. In den Bildern 65 bis 67 sind die Bügelspannungen der Versuchsträger VT1-VT3 für beide Teilversuche dargestellt.

In den oberhalb der Diagramme gezeigten Rissbildern sind die Positionen der Stahl-DMS eingezeichnet, um bei der Auswertung beurteilen zu können, ob eine Messstelle in der Nähe eines Risses lag. Wenn zwei Messstellen bei einem

Bügel existierten, wurde der maximale Messwert dargestellt. An mit Kreisen versehenen Stellen im Spannungsdiagramm fiel die entsprechende Messstelle aus, was verschiedene Gründe haben konnte, wie z. B. ein Ablösen des DMS vom Stahl oder eine Beschädigung durch Reibung oder starke Dehnungen. An der Entwicklung der Bügelspannungen für die verschiedenen Laststufen ist zu erkennen, dass viele Bügel nach der Aktivie-

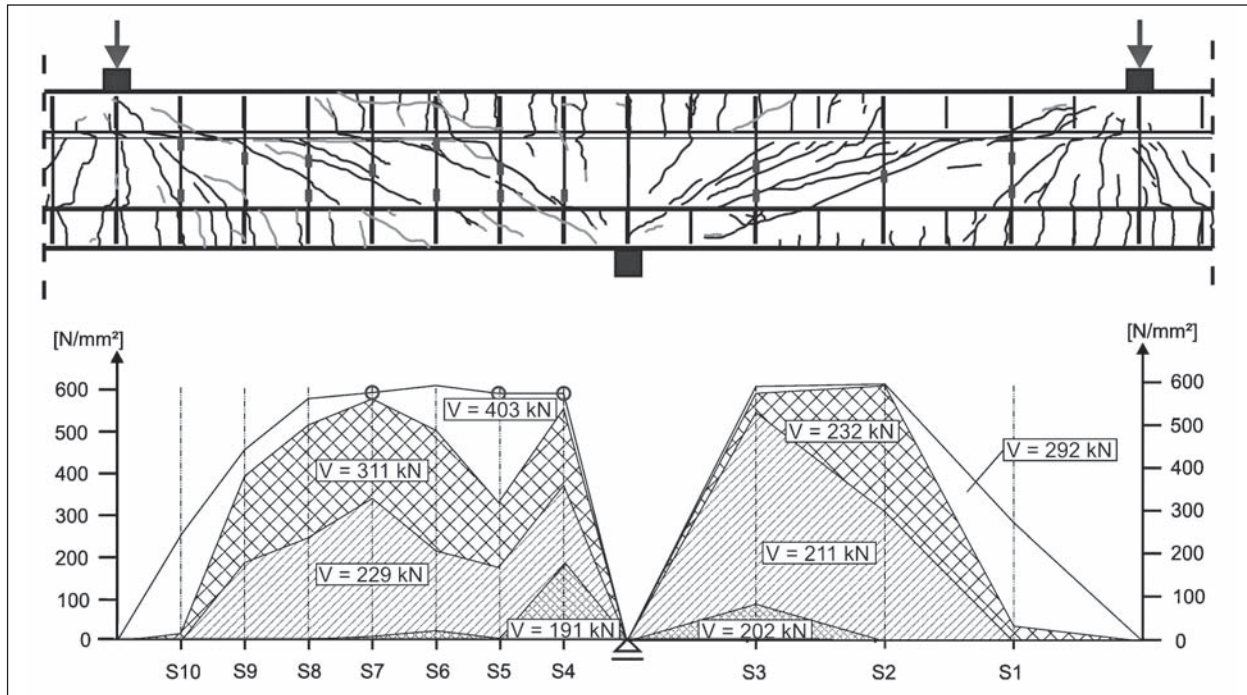


Bild 65: Bügelspannungen im Versuch VT1 ohne externe Vorspannung bei verschiedenen Laststufen

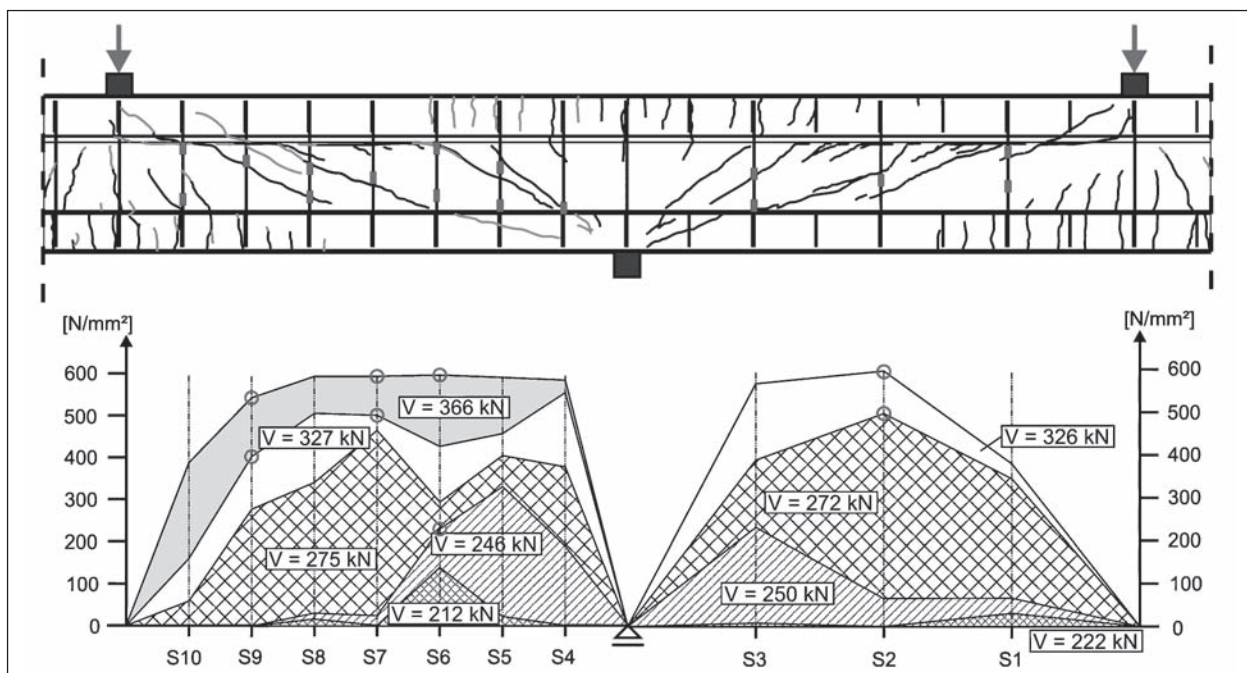


Bild 66: Bügelspannungen im Versuch VT2 mit externer Vorspannung bei verschiedenen Laststufen

rung bereits sehr schnell vollständig ausgenutzt waren.

Der Bügel S1 auf der geringer querkraftbewehrten Trägerseite wurde bei allen Versuchsträgern nicht ausgenutzt, obwohl Risse in der Nähe der Messstellen lagen. Dies ist auf die fächerförmige Ausbreitung der Prüflast zurückzuführen, sodass an dieser Stelle noch keine volle Fachwerkwirkung aktiviert werden konnte. Dagegen erreichten die Bügel S2 und S3 im Versuch VT1 nach der Schubrissbildung sehr schnell die Fließgrenze. Die beobachtete Laststeigerung kann demnach nur auf den Betontraganteil und die Rissreibung zurückgeführt werden. Da die Rissreibung sich aber durch die größer werdenden Rissbreiten auch verringerte, musste der Betontraganteil sowohl die zusätzlichen Kräfte aus der höheren Prüflast als auch die Kräfte der abnehmenden Rissreibung abtragen. Beim Versuch VT3 wurde auf der schwächer bewehrten Seite nur der Bügel S3 vollständig aktiviert. Durch die zusätzliche externe Vorspannung vergrößerte sich der überdrückte Bereich zwischen Lasteinleitung und Mittelaugler, sodass der Lastabtrag ins Auflager überwiegend direkt und über den Bügel S3 erfolgte.

Bei den Versuchen mit höherem Querkraftbewehrungsgrad zeigte sich ebenfalls, dass der Bügel S4, der sich unmittelbar am Auflager befand, in allen Versuchen besonders stark beansprucht wurde.

Die Aktivierung der weiteren Bügel erfolgte bei einer höheren Laststufe. Bei Erreichen der Maximallast waren die Bügel im Schubfeld bei allen Versuchen annähernd vollständig ausgenutzt. Im Bereich der Lasteinleitung wurde wie auf der schwächer bewehrten Seiten (Bügel S1) Bügel S9 und S10 nicht bis zur Fließspannung beansprucht. Insgesamt sind die Bügel im Schubfeld der Träger aber in der Regel vollständig ausgenutzt. Der Fachwerkanteil ist somit auch bei Ausnutzung der Streckgrenze der Bügel noch vollständig vorhanden.

### 3.9 Versuchsnachrechnung

#### 3.9.1 Allgemeines

In diesem Kapitel werden die in den Versuchen ermittelten Querkrafttragfähigkeiten mit verschiedenen Ansätzen zur Ermittlung der rechnerischen Querkrafttragfähigkeiten verglichen. Als Grundlage für einen Vergleich nach verschiedenen Ansätzen sind in den Bildern 86 bis 70 die Querkräfte der Versuchsträger VT1-VT3 bei Erreichen der Bruchlast in verschiedenen Schnitten für die Versuchslast  $V_{Last}$ , das Eigengewicht  $V_g$  und den Vertikalanteil der Vorspannung  $V_p$  (statisch bestimmter und statisch unbestimmter Anteil) dargestellt. Die Schnitte sind jeweils in einem Abstand von 0,25 m angeordnet und befinden sich zwischen Lasteinleitung und Mittel-

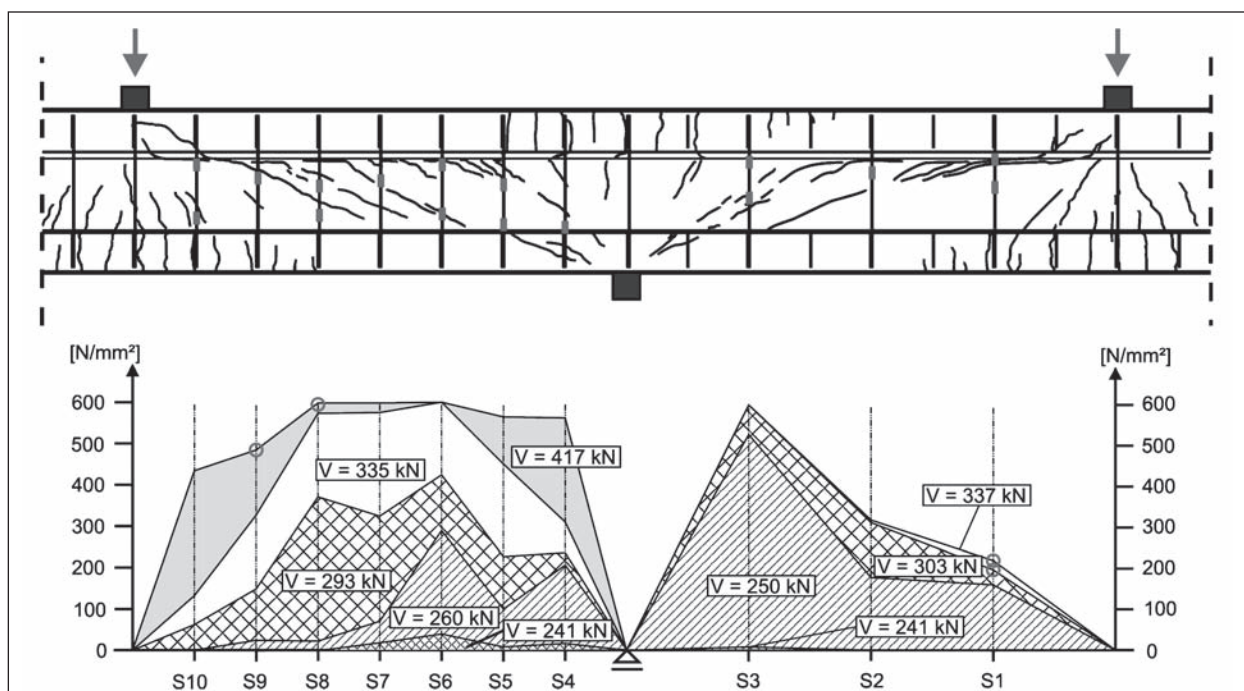


Bild 67: Bügelspannungen im Versuch VT3 mit externer Vorspannung bei verschiedenen Laststufen

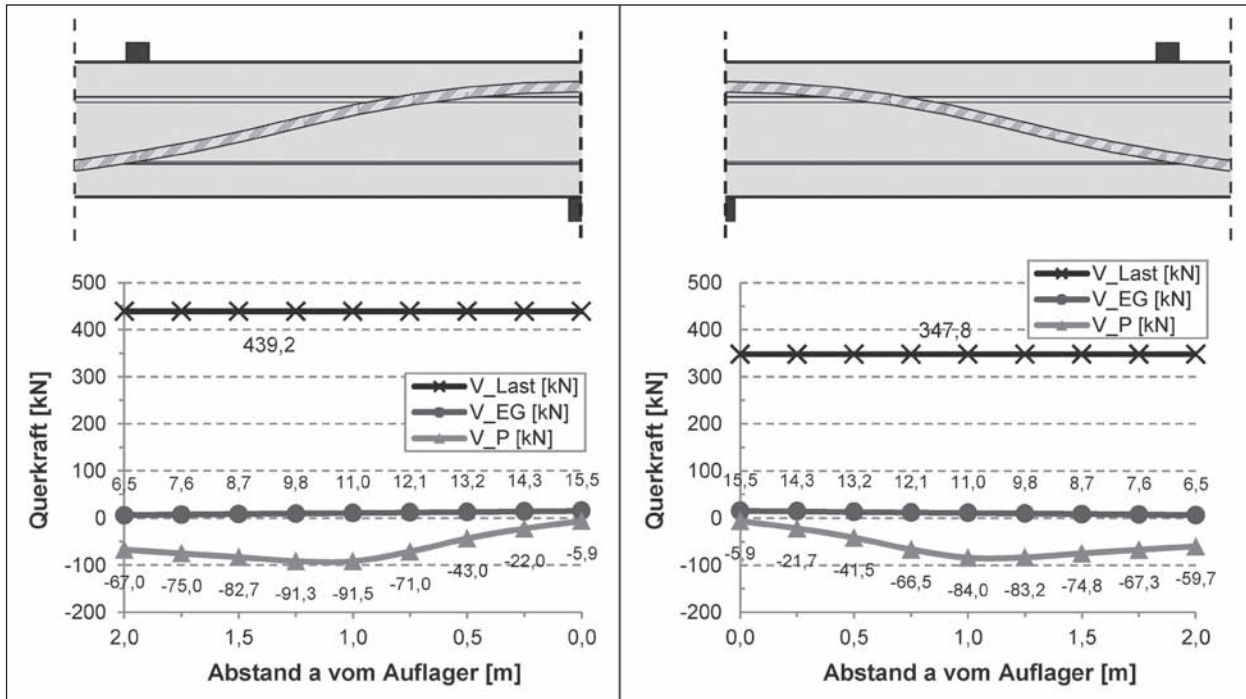


Bild 68: Querkraft im Träger VT1 bei Bruchlast für  $\rho_w = 1,33\text{‰}$  (links) und  $\rho_w = 0,67\text{‰}$  (rechts)

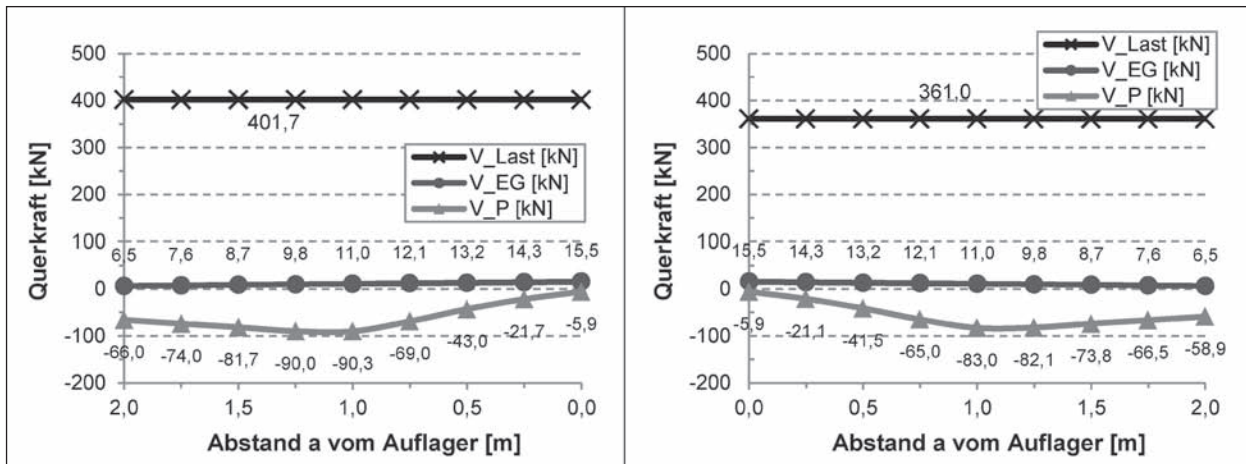


Bild 69: Querkraft im Träger VT2 bei Bruchlast für  $\rho_w = 1,33\text{‰}$  (links) und  $\rho_w = 0,67\text{‰}$  (rechts)

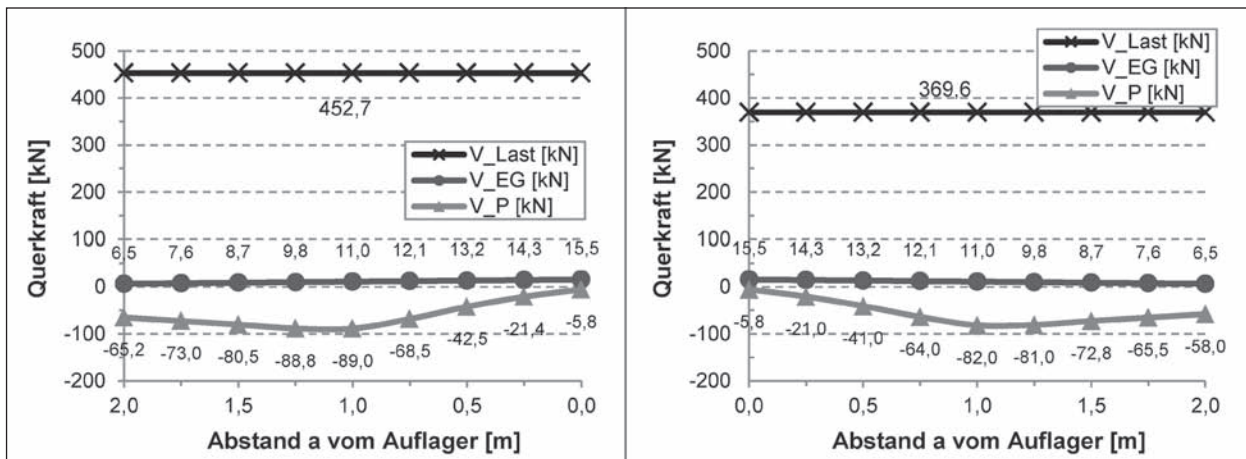


Bild 70: Querkraft im Träger VT3 bei Bruchlast für  $\rho_w = 1,33\text{‰}$  (links) und  $\rho_w = 0,67\text{‰}$  (rechts)



aufleger. Bereiche in einem Abstand von  $\leq d \approx 0,5$  m von der Lasteinleitungsstelle bzw. dem Auflager werden als Diskontinuitätsbereiche betrachtet und im Vergleich der rechnerischen Tragfähigkeiten nicht berücksichtigt, da die Lasten überwiegend direkt über Betondruckstreben abgetragen werden.

Die Auswertung erfolgte nach Ansätzen aus dem DIN-FB 102 und der Modified Compression Field Theory (COLLINS, 1996). Eine Nachrechnung der Versuche mit dem Ansatz nach GÖRTZ ist zunächst nicht möglich, da das Modell für Einfeldträger entwickelt wurde und daher zunächst eine Modifikation des Modells für Zweifeldträger erforderlich ist (Kapitel 4).

### 3.9.2 DIN-FB 102

Aufgrund des geringen Querkraftbewehrungsgrades werden sowohl die Werte für Bauteile ohne Querkraftbewehrung als auch für Bauteile mit Querkraftbewehrung ermittelt. Der Ansatz auf Basis des Hauptzugspannungskriteriums (DIN-FB 102, Gl. 4.119) wird in einem gesonderten Abschnitt behandelt.

#### Bauteil ohne Querkraftbewehrung

Für Bauteile ohne erforderliche Querkraftbewehrung ist die Querkrafttragfähigkeit der größere sich aus den Gleichungen (27) und (28) ergebende Wert.

$$V_{Rd,ct} = \left[ c_d \cdot k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (27)$$

$$V_{Rd,ct,min} = [v_{min} - 0,12\sigma_{cd}] \cdot b_w \cdot d \quad (28)$$

mit

$$v_{min} = \frac{k_1}{\gamma_c} \cdot \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}}$$

$$k_1 = \begin{cases} 0,0525 & \text{für } d \leq 600 \text{ mm} \\ 0,0375 & \text{für } d \geq 800 \text{ mm} \end{cases}$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0$$

Aus der Betondeckung und dem Bügeldurchmesser ergibt sich die statische Nutzhöhe  $d$  zu 576 mm und der Maßstabsfaktor  $k$  zu 1,589. Bei der Berechnung der Querkrafttragfähigkeit als Bauteil ohne Bügelbewehrung muss bei einem Zweifeldträger die Position des Bemessungsschnitts berücksichtigt werden, da der Längsbewehrungsgrad aufgrund des Wechsels der Zugzone variiert. Für Be-

Versuch	Bereich	$\sigma_c$	$f_{ck}$	$V_{Rm,ct,min}$	$V_{Rm,ct}$
		N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	kN	kN
VT1	Feld	2,05	32,9	71	91
	Stütze				105
VT2	Feld	3,52	34,6	89	98
	Stütze				112
VT3	Feld	4,52	35,6	102	102
	Stütze				117

Tab. 14: Querkrafttragfähigkeit als Bauteil ohne Querkraftbewehrung nach DIN-FB 102

Versuch	$\rho_w$	$V_{exp,Feld}$	$V_{exp,Stütze}$	$V_{Rm,ct,Feld}$	$V_{Rm,ct,Stütze}$
	%	kN	kN	kN	kN
VT1	0,67	282	319	91	105
	1,33	365	409	91	105
VT2	0,67	296	333	98	112
	1,33	329	372	98	112
VT3	0,67	306	342	102	117
	1,33	381	423	102	117

Tab. 15: Querkrafttragfähigkeit im Versuch und nach DIN-FB 102 als Bauteil ohne Querkraftbewehrung

reiche mit negativen Stützmomenten ist die Fläche der oberen Längsbewehrung  $A_{sl,oben} = 9,05$  cm<sup>2</sup> (8 Ø 12) zu berücksichtigen und im Bereich positiver Feldmomente ist die untere Längsbewehrung  $A_{sl,unten} = 5,66$  cm<sup>2</sup> (5 Ø 12) zu berücksichtigen. Um die Betontragfähigkeit auf Mittelwertniveau zu berechnen wird, der Mittelwert des empirischen Vorfaktors  $c_m = 0,20$  verwendet (DAFSTB, 2010). Die charakteristische Betondruckfestigkeit wird aufgrund der Laborbedingungen mit  $f_{ck} = f_{cm} - 4$  angesetzt. Die resultierenden Werte der mittleren Querkrafttragfähigkeit sind in Tabelle 14 und Tabelle 15 zusammengefasst. Der statisch bestimmte und unbestimmte Vertikalanteil der Vorspannung ist in diesen Werten nicht enthalten, sondern wird auf der Einwirkungsseite berücksichtigt. Im Stützbereich ist die Querkrafttragfähigkeit aufgrund des höheren Längsbewehrungsgrades größer als im Feld. Die Steigerung der Querkrafttragfähigkeit bei der höchsten externen Vorspannung beträgt etwa 12 %.

Für einen Vergleich der Querkrafttragfähigkeiten im Feld wurde der Schnitt im Abstand von 1,5 m vom Auflager gewählt. Das Verhältnis der experimentellen Bruchlast  $V_{exp}$  und der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit  $V_{calc}$  ist in Bild 71 dargestellt. Die Versuchslasten werden durch das Modell um einen



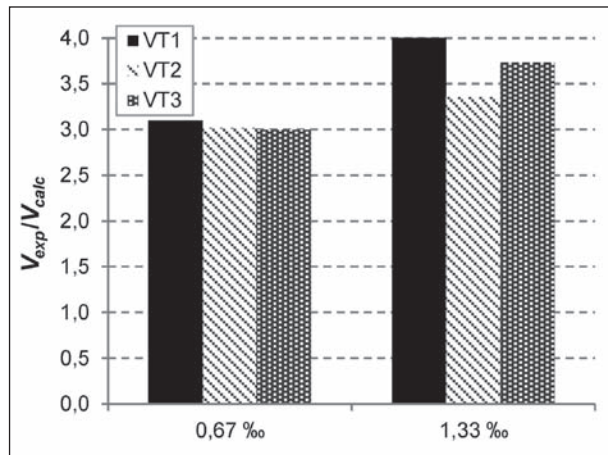


Bild 71: Verhältnis von experimenteller und rechnerischer Bruchlast im Feld ( $a = 1,5$  m)

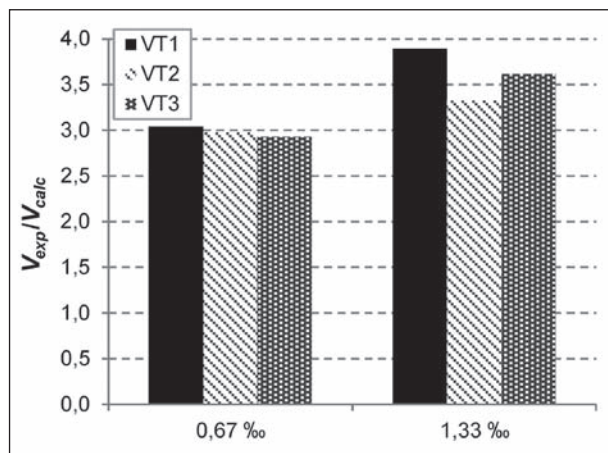


Bild 72: Verhältnis von experimenteller und rechnerischer Bruchlast an der Stütze ( $a = 0,5$  m)

Faktor von 3,0 bis 4,0 unterschätzt. Gleiches gilt für die Auswertung an der Stütze ( $a = 0,5$  m). Das Verhältnis von experimentellen und rechnerischen Querkrafttragfähigkeiten ist in Bild 72 dargestellt. Auch hier werden die Versuchslasten durch das Modell nach DIN-FB 102 um einen Faktor von 2,9 bis 3,9 unterschätzt.

### Bauteil mit Querkraftbewehrung

Für Bauteile mit erforderlicher Querkraftbewehrung kann die Querkrafttragfähigkeit auf Basis der Fachwerkanalogie unter Annahme eines Bügelversagens nach Gl. (29) bestimmt werden.

$$V_{Rd,sy} = a_{sw} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cot\theta \quad (29)$$

Bei einer wirtschaftlichen Bemessung kann der Druckstrebenwinkel  $\theta$  nach Gl. (30) modifiziert werden.

$$4/7 \leq \cot\theta \leq \frac{1,2 - 1,4 \sigma_{cd} / f_{cd}}{1 - V_{Rd,c} / V_{Ed}} \leq 7/4 \quad (30)$$

Hierin beschreibt  $V_{Rd,c}$  die Vertikalkomponente der Reibungskräfte in einem Schrägriss bzw. den Betontraganteil und kann nach Gl. (31) bestimmt werden.

$$V_{Rd,c} = c_j \cdot 0,48 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot \left(1 + 1,2 \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}\right) \cdot b_w \cdot z \quad (31)$$

Neben dem Nachweis der Zugstreben­tragfähigkeit muss die Tragfähigkeit der Druckstrebe nach Gl. (32) nachgewiesen werden.

$$V_{Rd,max} = \frac{b_{w,nom} \cdot z \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}}{\tan\theta + \cot\theta} \quad (32)$$

Um aus den Bemessungsgleichungen eine Gleichung zur wirtschaftlichen Berechnung der Traglast zu erhalten, müssen die Gleichungen (29) und (30) ineinander eingesetzt werden. Das Gleichsetzen von  $V_{Ed} = V_{Rd,sy}$  führt zu Gl. (33).

$$V_{Rd,sy} = a_{sw} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot (1,2 - 1,4 \cdot \sigma_{cd} / f_{cd}) + V_{Rd,c} \quad (33)$$

Statt des Bemessungswertes der Betondruckfestigkeit  $f_{cd}$  wurde in Gl. (33) die charakteristische Betondruckfestigkeit  $f_{ck} = f_{cm} - 4$  verwendet. Zusätzlich ist für den Druckstrebenwinkel nach Gl. (30) und die ausreichende Druckstreben­tragfähigkeit nach Gl. (32) zu überprüfen. In Tabelle 16 werden entsprechend den Bewehrungsgraden Bruchtragfähigkeiten der Versuchsträger angegeben. Die Werte der Vorspannung und der charakteristischen Betondruckfestigkeit sind identisch mit den Werten aus Tabelle 14.

Die Druckstreben­tragfähigkeit ist aufgrund des geringen Querkraftbewehrungsgrades deutlich größer als die Bügeltragfähigkeit  $V_{Rm,sy}$  (siehe auch Tabelle 17). Die Ermittlung von  $V_{Rm,sy}$  erfolgte für zwei verschiedene Begrenzungen des Druckstreben­winkels. Nach EC2 ist der Druckstreben­winkel  $\cot\theta$  auf maximal 3,0 ( $18,4^\circ$ ) begrenzt, während nach DIN-FB 102 ein maximaler Druckstreben­winkel von  $\cot\theta = 1,75$  ( $29,7^\circ$ ) zulässig ist. Bei eingeschränkter Nutzungsdauer und Schrägrissen mit  $w \leq 0,2$  mm (bei Spannbetonbrücken) kann  $\cot\theta$  allerdings auch auf 3,0 erhöht werden (MAURER, 2012; BMVBS, 2011). Im Fachwerkmodell mit Rissreibung wird der Risswinkel allerdings konstant mit  $\cot\beta_r = 1,2$  angenommen, wodurch die minimal möglichen Druckstreben­winkel zum Teil auf Werte unterhalb von  $\cot\theta = 3,0$  begrenzt sind.

Ver- such	$\rho_w$	$V_{exp,Feld}$	$V_{exp,Stütze}$	$V_{Rm,sy}$ (cot $\theta$ )	$V_{Rm,sy}$ cot $\theta = 1,75$
	‰	kN	kN	kN	kN
VT1	0,67	282	319	105 (3,0)	61
	1,33	365	409	153 (2,19)	122
VT2	0,67	296	333	105 (3,0)	61
	1,33	329	372	154 (2,21)	122
VT3	0,67	306	342	105 (3,0)	61
	1,33	381	423	155 (2,22)	122

Tab. 16: Querkrafttragfähigkeit mit Querkraftbewehrung nach DIN-FB 102 und EC2

Ver- such	$\rho_w$	$V_{exp,Feld}$	$V_{exp,Stütze}$	$V_{Rm,sy}$ cot $\theta = 3,0$	$V_{Rm,max}$ cot $\theta = 3,0$
	‰	kN	kN	kN	kN
VT1	0,67	282	319	105	631
	1,33	365	409	209	631
VT2	0,67	296	333	105	660
	1,33	329	372	209	660
VT3	0,67	306	342	105	677
	1,33	381	423	209	677

Tab. 17: Querkrafttragfähigkeit mit Querkraftbewehrung nach Plastizitätstheorie

Für den Vergleich der experimentellen Bruchlasten  $V_{exp}$  und rechnerischen Bruchlasten  $V_{calc}$  im Feld wurde der Schnitt im Abstand von 1,5 m vom Auflager gewählt (Bild 73). Die Versuchslasten werden durch das Fachwerkmodell mit Rissreibung um einen Faktor von 2,1 bis 2,9 unterschätzt.

Gleiches gilt für die Auswertung an der Stütze ( $a = 0,5$  m) (Bild 74). Der Versuchslasten werden hier um einen Faktor von 2,4 bis 3,3 unterschätzt.

Gegenüber dem Fachwerkmodell mit Rissreibung sind nach der Plastizitätstheorie noch kleinere Druckstrebenwinkel möglich, da die Druckstreben-tragfähigkeit  $V_{Rm,max}$  noch nicht ausgenutzt wird. Die so ermittelten Tragfähigkeiten sind für eine Begrenzung des Druckstrebenwinkels cot $\theta$  auf 3,0 in Tabelle 17 zusammengefasst.

Bei einem Vergleich der experimentellen und rechnerischen Bruchlasten im Feld ergeben sich unter

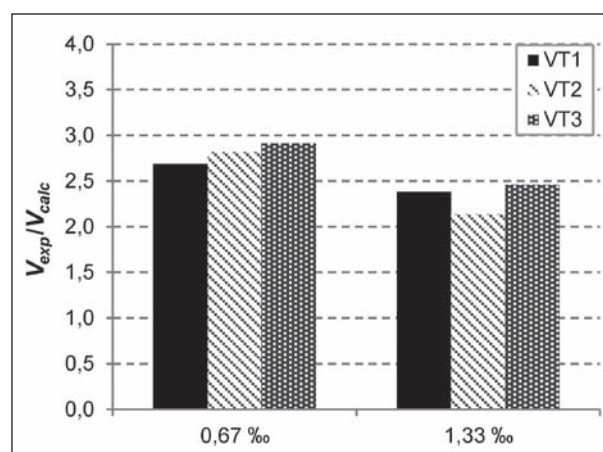


Bild 73: Verhältnis von experimenteller und rechnerischer Bruchlast im Feld ( $a = 1,5$  m)

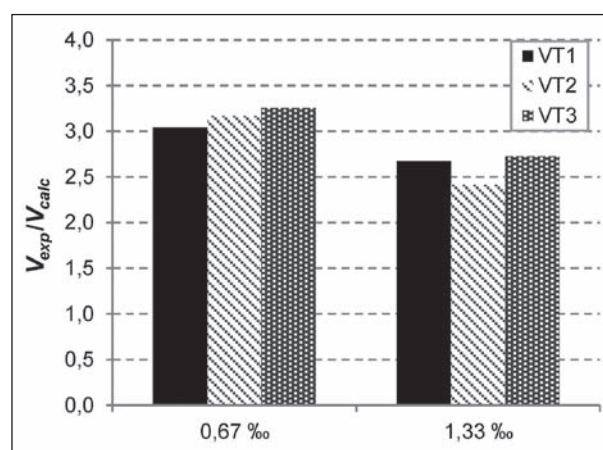


Bild 74: Verhältnis von experimenteller und rechnerischer Bruchlast an der Stütze ( $a = 0,5$  m)

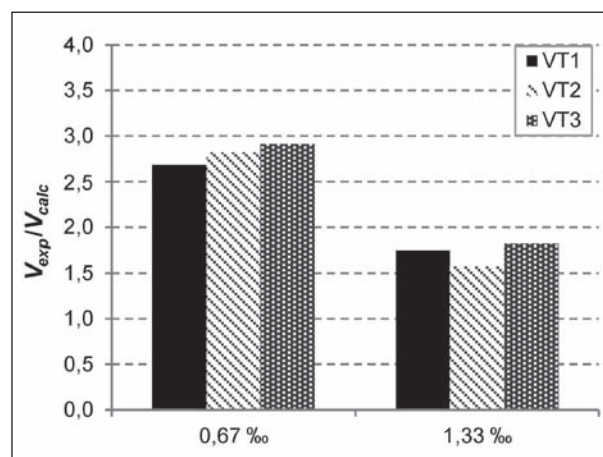


Bild 75: Verhältnis von experimenteller und rechnerischer Bruchlast im Feld ( $a = 1,5$  m)

Anwendung der Plastizitätstheorie nun Verhältniswerte von 1,6 bis 2,9 (Bild 75).

Der Vergleich der experimentellen und rechnerischen Bruchlasten an der Stütze ergibt Verhältniswerte von 1,8 bis 3,3 (Bild 76).

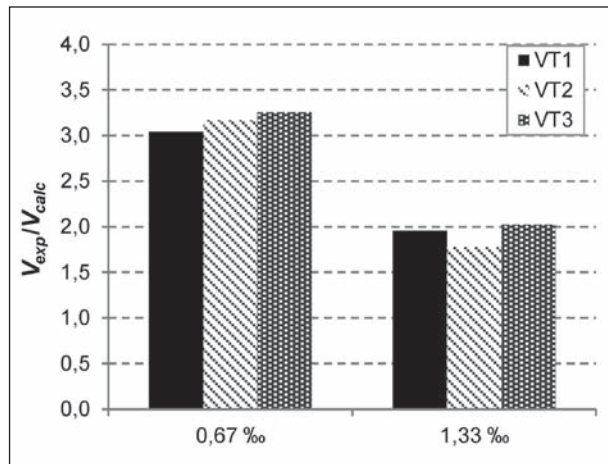


Bild 76: Verhältnis von experimenteller und rechnerischer Bruchlast an der Stütze (a = 0,5 m)

### Fazit DIN-FB 102

Die Querkrafttragfähigkeit der Versuchsträger wird bei Verwendung der Nachweise nach DIN-FB 102 deutlich unterschätzt. Dies bestätigt sowohl die Betrachtung der Träger als Bauteile ohne Querkraftbewehrung als auch als Bauteile mit Querkraftbewehrung. Das Nachweisformat eignet sich somit allein zur Bemessung neuer Spannbetonbrücken. Die Tragfähigkeit bestehender Bauwerke wird stark unterschätzt. Eine zutreffende Berechnung der zu erwartenden Traglast für Bauteile mit sehr geringem Querkraftbewehrungsgrad ist somit nicht möglich.

### 3.9.3 Hauptzugspannungskriterium

In diesem Abschnitt werden die auf Basis des Hauptzugspannungskriteriums ermittelten Versagenslasten mit den experimentellen Schubriss- und Bruchlasten verglichen. Im Zustand I kann die zu erwartende Schubrisslast mit der technischen Biegelehre berechnet werden, wobei ein linear elastisches Materialverhalten vorausgesetzt wird. Die Schubrisslast gilt als erreicht, sobald die Hauptzugspannungen im Trägersteg die Betonzugfestigkeit überschreiten. Die Querkraft, bei der der Bemessungswert der Hauptzugspannung erreicht wird, kann nach Gl. (34) ermittelt werden.

$$V_{Rd,ct} = \frac{l \cdot b_w}{S} \sqrt{\left(\frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c}\right)^2 - \alpha_l \cdot \sigma_{cd} \cdot \left(\frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c}\right)} \quad (34)$$

Der Faktor  $\alpha_l$  berücksichtigt den Einfluss der Verankerungslänge des Spanngliedes im sofortigen Verbund und kann hier vernachlässigt werden ( $\alpha_l = 1,0$ ). Die Gleichung ist außerdem nur geschlossen lösbar,

wenn sich die Stelle der maximalen Hauptzugspannung im Schwerpunkt des Querschnitts befindet, da die Momente aus der Einwirkung hier keinen Einfluss auf die Längsspannungen besitzen. Falls dem nicht so ist, muss die Querkrafttragfähigkeit nach dem Hauptzugspannungskriterium für verschiedene Schnitte und Höhen im Steg iterativ mit Gl. (35) ermittelt werden, wobei der Minimalwert maßgebend ist.

$$V_{Rm,ct} = \frac{l \cdot b_w(z)}{S_{(z)}} \sqrt{f_{ctm}^2 - \sigma_{xx(z)} \cdot f_{ctm}} \quad (35)$$

Die Längsspannung  $\sigma_{xx}$  kann nach Gl. (36) berechnet werden. Hierbei ist z der Abstand des untersuchten Punktes von der Schwerlinie.

$$\sigma_{xx(z)} = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot z}{I} \quad (36)$$

Nach DIN EN 1992-2 (CEN, 2013) ist in Höhenlagen, in denen sich ein Spannglied im Steg befindet, statt der vollen Stegbreite  $b_w$  die reduzierte Breite  $b_{w,nom}$  nach Gl. (37) zu verwenden (mit  $\emptyset_{Hüllrohr} = 47$  mm).

$$b_{w,nom} = b_w - 0,5 \cdot \sum \emptyset_{Hüllrohr} \quad \text{für } \leq C50/60 \quad (37)$$

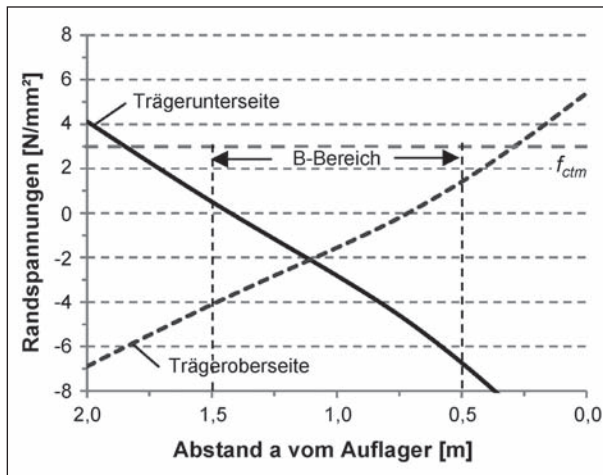
Bei der Verwendung des Hauptzugspannungskriteriums wird vorausgesetzt, dass keine Spannungen senkrecht zur Stabachse existieren, weshalb es nicht in D-Bereichen in der Nähe des Auflagers und der Lasteinleitung nicht verwendet werden darf. Theoretisch können Hauptzugspannungen senkrecht zur Stabachse berücksichtigt werden, wodurch sich der Hauptzugspannungsnachweis zu Gl. (38) erweitern würde.

$$V = \frac{l \cdot b}{S} \sqrt{f_{ct}^2 - f_{ct} \cdot (\sigma_x + \sigma_z) + \sigma_x \cdot \sigma_z} \quad (38)$$

Für Anwendungen im Stahl- oder Spannbetonbau wird jedoch davon ausgegangen, dass in B-Bereichen die Spannungen senkrecht zur Stabachse vernachlässigbar gering sind. Außerdem darf das Kriterium nicht in Bereichen mit Biegerissbildung angewendet werden, was eine Verwendung im Auflager- und Lasteinleitungsbereich eines Durchlaufträgers ebenfalls ausschließt. Streng genommen existieren durch Umlenkkräfte bei einem Träger mit parabelförmiger Spanngliedführung Vertikalspannungen entlang der gesamten Stabachse. Inwieweit dies berücksichtigt werden sollte, wird in folgendem Abschnitt geklärt.

Das Hauptzugspannungskriterium darf nach DIN-FB 102 nur in Bereichen angewendet werden, in



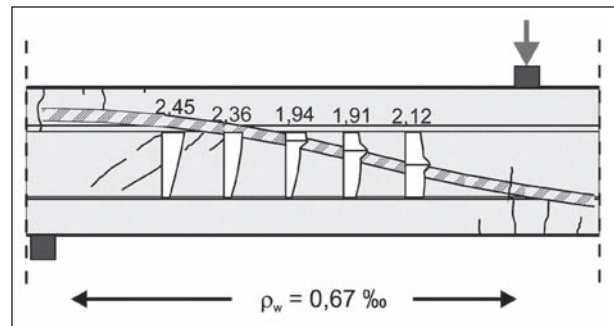


**Bild 77:** Verlauf der Randspannungen (VT1) an der Trägerober- bzw. -unterseite zum Zeitpunkt der Schubrisbildung

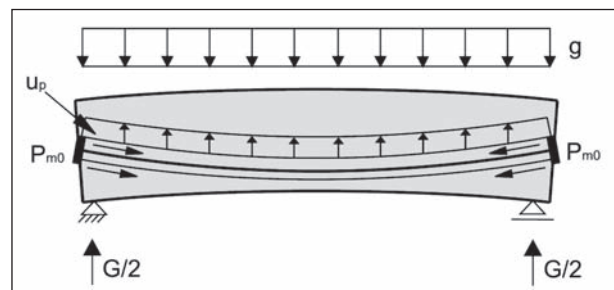
denen die Betonzugspannungen stets kleiner als der Bemessungswert der Betonzugfestigkeit sind. Der Verlauf der Randspannungen des Versuchsträgers VT1 unter Erstrislast ist daher exemplarisch in Bild 77 dargestellt.

Der Bereich, in dem die Randzugspannungen unterhalb der mittleren Betonzugfestigkeit liegen, darf mit dem Hauptzugspannungskriterium nachgewiesen werden. Zusätzlich zählt der Bereich der Lasteinleitung und des Auflagers im Abstand der statischen Nutzhöhe von  $d \approx 0,5$  m zum Diskontinuitätsbereich, sodass der ungestörte Bereich in etwa zwischen  $a = 0,5$  m und  $a = 1,50$  m liegt. Eine Auswertung der Hauptzugspannungen für VT2 zum Zeitpunkt der Schubrisbildung ergibt, dass die Betonzugspannungen noch nicht erreicht sind. Die maximalen Hauptzugspannungen bei dieser Laststufe betragen etwa  $2,45$  N/mm<sup>2</sup> (Bild 78), während die mittlere Betonzugfestigkeit mit  $3,3$  N/mm<sup>2</sup> deutlich größer war. Der Sprung im Verlauf der Hauptzugspannungen auf Höhe des Spanngliedes ergibt sich aus der reduzierten Stegbreite  $b_{w,nom}$ . Bei der Berechnung der Hauptzugspannungen wurde nach DIN-FB 102, II-4.3.2.1 (5)P der volle Vertikalanteil der Vorspannung berücksichtigt.

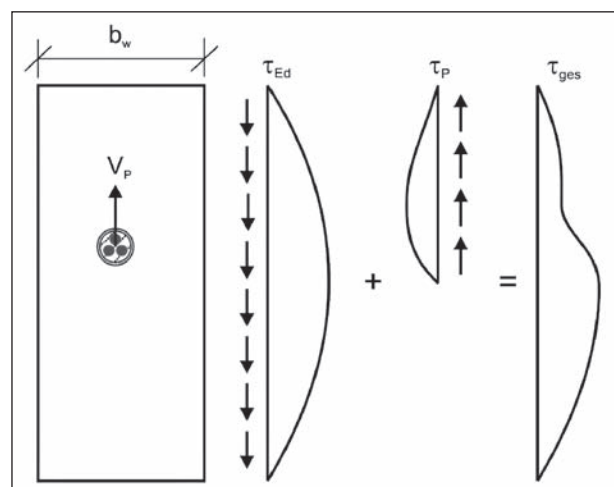
Als Ursache für diese Abweichungen kann der Ansatz des statisch bestimmten Vertikalanteils der Vorspannung in Betracht gezogen werden. Ein voller Ansatz des Vertikalanteils der Vorspannung setzt implizit voraus, dass die Umlenkräfte, die aus der Spanngliedführung resultieren, gedanklich von „außen“ auf den Träger einwirken. Dadurch wird allerdings nicht der Eigenspannungszustand im Betonquerschnitt berücksichtigt. Tatsächlich müs-



**Bild 78:** Hauptzugspannungen im Träger VT2 zum Zeitpunkt der Schubrisbildung



**Bild 79:** Darstellung der Umlenkräfte bei einem Einfeldträger (ZILCH, 2010)



**Bild 80:** Darstellung der qualitativen Schubspannungen infolge äußerer Last und Spannglied

sen die Umlenkräfte im Träger durch die Zugfestigkeit des Betons aufgenommen werden, da sich der Träger sonst entlang des Spanngliedes spalten würde (Bild 79).

Werden bei einer Betrachtung auf der Querschnittsebene die Umlenkräfte in Höhe des Spanngliedes in den Beton eingeleitet, heben sie einen Teil der aus äußeren Einwirkungen resultierenden Schubspannungen wieder auf (Bild 80).

Für den Querschnittsbereich unterhalb des Spanngliedes gibt es allerdings keine entlastende Wirkung,



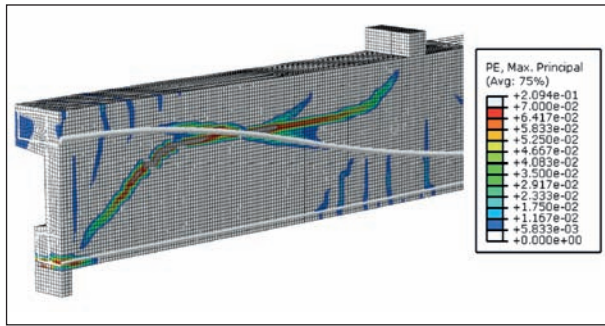


Bild 81: Plastische Betondehnungen im Spanngliedbereich

sondern es muss die volle Schubspannung aus äußerer Last aufgenommen werden. Dadurch entsteht auf Spanngliedhöhe ein Sprung im Verlauf der Hauptzugspannungen. Diese Annahme wurde durch vergleichende Berechnungen mit der FE-Methode bestätigt, bei der im Bereich des Wendepunktes entlang des Spanngliedes große plastische Betondehnungen ermittelt wurden (Bild 81).

Die Hauptzugspannungen zum Zeitpunkt der Rissbildung unter Vernachlässigung des statisch bestimmten Vertikalanteils der Vorspannung unterhalb des Spanngliedes sind in Bild 82 dargestellt. Die nun errechneten Hauptzugspannungen stimmen mit 3,2 N/mm<sup>2</sup> nun annähernd mit der mittleren Betonzugfestigkeit des Versuchsträgers überein. Die experimentell ermittelten Betondruck- und Betonzugfestigkeiten und die für die Auswertung verwendeten rechnerischen Betonzugfestigkeiten sind in Tabelle 18 zusammengefasst.

Die charakteristische Betondruckfestigkeit der Versuche wurde aufgrund der Laborbedingungen mit  $f_{ck} = f_{cm} - 4$  bestimmt. Der Rechenwert der mittleren Betonzugfestigkeit wurde nach DIN-FB 102 mit  $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)}$  bestimmt. Die experimentellen und rechnerischen Werte der Betonzugfestigkeiten ergeben eine gute Übereinstimmung. Bei der Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit mit dem Hauptzugspannungskriterium ergab sich der Minimalwert der rechnerischen Risslast bei allen Versuchsträgern in einem Abstand von  $a = 0,75$  m vom Auflager. Die experimentellen Schubrislasten  $V_{cr,exp}$  und rechnerischen Schubrislasten  $V_{cr,calc}$  sind für diesen Schnitt in Tabelle 19 zusammengefasst. Es wurde nur der statisch unbestimmte Vertikalanteil der Vorspannung  $V_{P,ind}$  auf der Einwirkungsseite berücksichtigt. Die Auswertung zeigt, dass die Erstrislasten mit dem Hauptzugspannungskriterium sehr genau vorausgesagt werden.

In Bild 50 wurde bereits gezeigt, dass auch bei nicht vorhandener Mindestquerkraftbewehrung

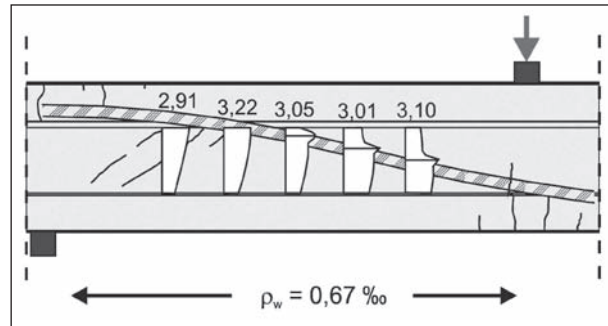


Bild 82: Hauptzugspannungen im Träger VT2 zum Zeitpunkt der Schubrisbildung ( $b_{w,nom} = 146,5$  mm)

Versuch	$f_{ct,sp}$	$f_{ctm,exp}$	$f_{ck,exp}$	$f_{ctm,calc}$
	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
VT1	2,94	2,71	32,9	3,08
VT2	3,09	3,34	34,6	3,19
VT3	2,92	3,14	35,6	3,25

Tab. 18: Experimentelle und rechnerische Betonfestigkeiten

Versuch	$\rho_w$	$V_{cr,exp}$	$V_{cr,calc}$	$V_{cr,exp}/V_{cr,calc}$
	%	kN	kN	-
VT1	0,67	188,0	178,1	1,06
	1,33	173,4	177,7	0,98
VT2	0,67	220,8	219,1	1,01
	1,33	191,5	218,7	0,88
VT3	0,67	246,0	218,0	1,13
	1,33	231,8	216,6	1,07

Tab. 19: Schubrislasten aus Versuch und nach dem Hauptzugspannungskriterium im Schnitt  $a = 0,75$  m

noch ausreichende Reserven bis zum Erreichen der Bruchlast vorhanden sind. Eine Bemessung mit dem Hauptzugspannungskriterium ist somit auch bei geringen Querkraftbewehrungsgraden möglich, da nach der Schubrisbildung eine ausreichende Resttragfähigkeit zur Verfügung steht, die ein plötzliches Versagen des Bauteils verhindert. Zum Vergleich wurden die Querkrafttragfähigkeiten nach dem Hauptzugspannungskriterium unter Berücksichtigung des direkten und indirekten Vertikalanteils der Vorspannung auf der Einwirkungsseite ermittelt (Tabelle 20). Der maßgebende Schnitt lag in einem Abstand von 0,5 m vom Auflager. Die auf diese Weise ermittelten Querkrafttragfähigkeiten wurden mit den Bruchlasten im Versuch  $V_{ult,exp}$  verglichen. Durch die im Versuch vorhandenen Tragreserven nach der Schubrisbildung liegen die Querkrafttragfähigkeiten in allen Fällen auf der Seite (Bild 83).

Ver- such	$\rho_w$	$V_{ult,exp}$	$V_{calc}$	$V_{ult,exp}/V_{calc}$
	‰	kN	kN	-
VT1	0,67	319,5	246,2	1,30
	1,33	409,4	249,0	1,64
VT2	0,67	332,7	290,6	1,14
	1,33	371,9	293,0	1,27
VT3	0,67	341,8	317,5	1,08
	1,33	423,4	319,7	1,32

Tab. 20: Bruchlasten aus Versuch und nach dem Hauptzugspannungskriterium im Schnitt a = 0,50 m

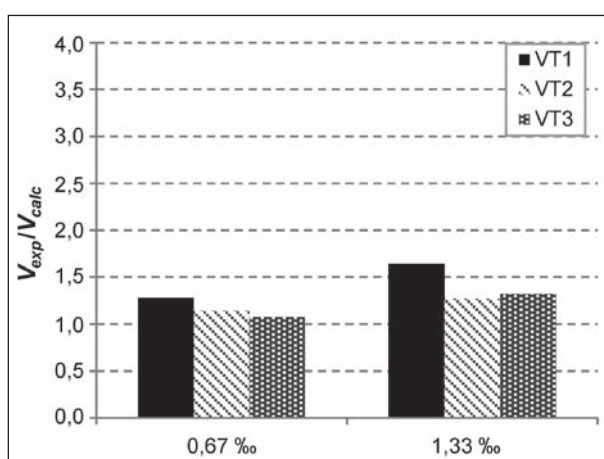


Bild 83: Verhältnis der Querkrafttragfähigkeit im Versuch  $V_{exp}$  und nach Hauptzugspannungskriterium  $V_{calc}$

### Fazit: Hauptzugspannungsnachweis

Im vorigen Kapitel wurde gezeigt, dass mit dem Hauptzugspannungskriterium eine zuverlässige Ermittlung der Schubrislasten möglich ist. Die minimale Querkrafttragfähigkeit muss dazu iterativ über die Steghöhe in verschiedenen Schnitten des B-Bereichs ermittelt werden. Dabei ist der entlastend wirkende statisch bestimmte Querkraftanteil der Vorspannung unterhalb des Spanngebietes zu vernachlässigen.

Da in den Versuchen nach der Erstrissbildung bis zum Erreichen der Bruchlasten aufgrund der vorhandenen Querkraftbewehrung noch weitere Tragreserven vorhanden sind, kann für eine Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach dem Hauptzugspannungskriterium der statisch unbestimmte und der statisch bestimmte Vertikalanteil der Vorspannung berücksichtigt werden. Bei einer Bemessung nach dem Hauptzugspannungskriterium sind die positiven Effekte einer nachträglichen externen Vorspannung ausgeprägter als bei einer Berechnung nach den Gleichungen (27) und (29).

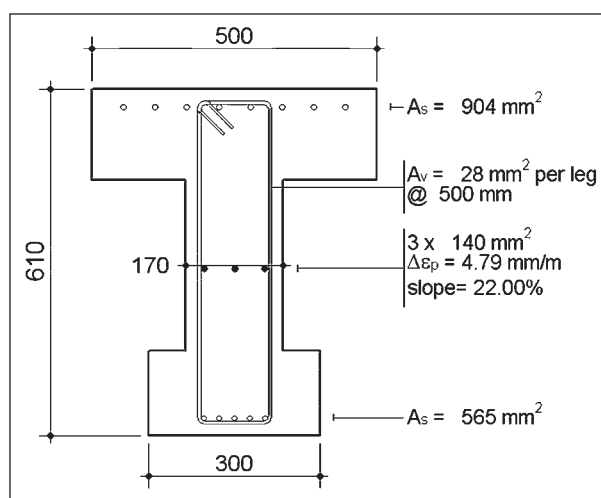


Bild 84: Querschnittseingabe im Programm RESPONSE2000

### 3.9.4 Modified Compression Field Theory

In diesem Kapitel wird die Querkrafttragfähigkeit der Versuchsträger nach der Modified Compression Field Theory (MCFT) (COLLINS, 1996) ausgewertet. Da es sich hierbei um ein Verfahren handelt, dass in seiner ursprünglichen Form nur mithilfe numerischer Iterationen gelöst werden kann, wird hierfür das Programm RESPONSE2000 (BENTZ, 2001) verwendet. Das Programm ermöglicht die Querschnittsanalyse für alle üblichen Stahl- und Spannbetonquerschnitte.

Nach Eingabe der Bewehrung (Bild 84) erfolgt dann eine inkrementelle Auswertung des Dehnungs- und Spannungszustandes im Querschnitt unter einem vorgegebenen Schnittgrößenverhältnis. Das Programm ist somit in der Lage, die Interaktion von Normalkraft, Moment und Querkraft zu berücksichtigen. Die Normalkraft, das Moment und der statisch bestimmte und statisch unbestimmte Querkraftanteil aus Vorspannung wurden als äußere Lasten aufgebracht. Die im Spannstahl vorhandene Vordehnung  $\Delta\epsilon_p$  muss ebenfalls angegeben werden, sowie die Steigung des Spanngebietes im untersuchten Schnitt.

### Berechnung der Bruchlasten

Die experimentellen und rechnerischen Querkrafttragfähigkeiten der Versuchsträger sind in Tabelle 21 zusammengefasst. Der untersuchte Schnitt im Feld liegt in einem Abstand von 1,5 m vom Auflager und der Schnitt an der Stütze in einem Abstand von 0,5 m. Durch das Verfahren der MCFT wird ein Zuwachs der Querkrafttragfähigkeit von etwa 14 % bei einem hohen Grad an nachträglicher externer Vor-

Ver- such	$\rho_w$	$V_{exp,Feld}$	$V_{calc,Feld}$	$V_{exp,Stütze}$	$V_{calc,Stütze}$
	‰	kN	kN	kN	kN
VT1	0,67	282	390	319	335
	1,33	365	390	409	335
VT2	0,67	296	418	333	351
	1,33	329	418	372	351
VT3	0,67	306	445	342	386
	1,33	381	445	423	386

Tab. 21: Experimentelle und rechnerische Querkrafttragfähigkeiten im Feld und an der Stütze

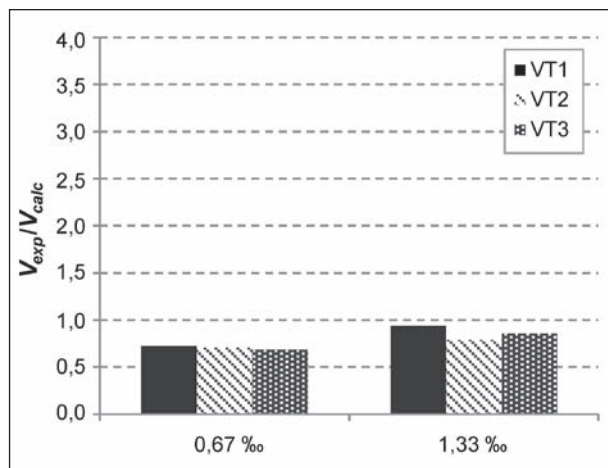


Bild 85: Verhältnis von experimenteller und rechnerischer Querkrafttragfähigkeit im Feld ( $a = 1,5$  m)

spannung vorausgesagt. Bei den Querschnitten mit einem Bügelabstand von 25 cm und 50 cm errechnet das Programm die gleiche Querkrafttragfähigkeit.

Dies deutet darauf hin, dass nach der MCFT die Tragfähigkeit von Spannbetonträgern mit sehr geringen Querkraftbewehrungsgraden eine Erhöhung der Querkraftbewehrung als nicht maßgebend erachtet.

Das Verhältnis von rechnerischen und experimentellen Bruchlasten im Feld ist in Bild 85 dargestellt. Alle Werte liegen hier unterhalb von 1,0 und damit deutlich auf der unsicheren Seite. Die Überschätzung der Querkrafttragfähigkeit verringert sich für den größeren Querkraftbewehrungsgrad von 1,33 ‰. Das Verhältnis von experimenteller und rechnerischer Querkrafttragfähigkeit an der Stütze ist in Bild 86 dargestellt. Auch hier werden die experimentellen Tragfähigkeiten teilweise überschätzt, sodass sich zum Teil Verhältniswerte unterhalb von 1,0 ergeben.

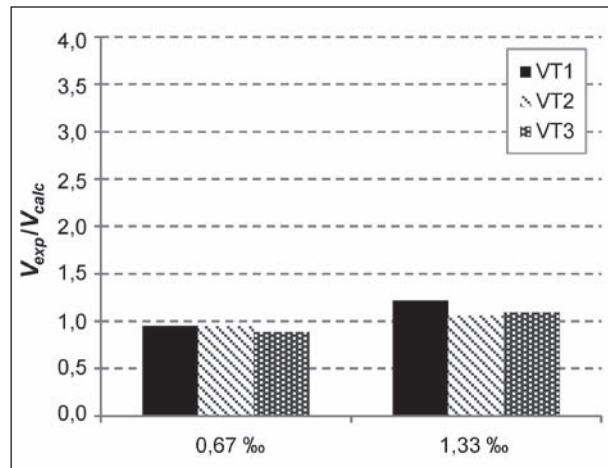


Bild 86: Verhältnis von experimenteller und rechnerischer Querkrafttragfähigkeit an der Stütze ( $a = 0,5$  m)

### Fazit: Modified Compression Field Theory

Die Auswertung zeigt, dass die durch das Programm RESPONSE2000 ermittelten Querkrafttragfähigkeiten die Bruchlasten der Träger zum Teil überschätzen. Dies trifft vor allem auf den Nachweis im Feld zu, wenn breite Druckgurte vorhanden sind. Ist jedoch eine Mindestquerkraftbewehrung vorhanden, liegen die rechnerischen Bruchlasten näher an den Versuchslasten. Die MCFT eignet sich im Zusammenhang mit dem Programm RESPONSE2000 daher eher für Querschnitte, die über eine Mindestquerkraftbewehrung verfügen, als für Bestandsbauwerke mit sehr geringem Querkraftbewehrungsgrad.

## 4 Entwicklung eines Ingenieurmodells

### 4.1 Allgemeines

Im Folgenden wird der Ansatz nach GÖRTZ (HEGGER, 2006; GOERTZ, 2004), der ursprünglich zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von vorgespannten Einfeldträgern entwickelt wurde, für Zweifeldträger erweitert.

### 4.2 Modifikation des Sprengwerkanteils

Grundsätzlich resultiert eine Querkraft  $V$  aus einer Änderung des Biegemomentes, die der Ableitung  $dM/dx$  entspricht. Wenn das Moment am Querschnitt in eine Betondruckkraft  $F_{c,x}$  und eine Stahl-

zugkraft  $F_{s,x}$  mit einem inneren Hebelarm  $z$  aufgeteilt wird (Bild 87), kann das Moment nach der Produktregel zu Gl. (39) differenziert werden (ZINK, 1999).

$$V = \frac{dM}{dx} = \frac{d(F_{s,x} \cdot z_x)}{dx} = \frac{dF_{s,x}}{dx} \cdot z_x + F_{s,x} \cdot \frac{dz}{dx} \quad (39)$$

Im Falle eines vorgespannten Einfeldträgers ist die Stahlzugkraft gleich der Vorspannkraft  $P$ . Wird die Verbundwirkung des Spanngliedes vernachlässigt, ändert sich diese Stahlzugkraft entlang des Trägers nicht. Dadurch vereinfacht sich Gl. (39) zu Gl. (40).

$$V = \frac{dM}{dx} = P \cdot \frac{dz}{dx} \quad (40)$$

Da die Druckkraftresultierende am Trägerende in Höhe des Spannkrafteinleitungspunktes liegt und die Änderung des inneren Hebelarms als konstant angenommen werden kann (Bild 88), ergibt sich der Sprengwerkanteil vereinfachend nach Gl. (41).

$$V_{c,P} = P \cdot \frac{\Delta z_P}{a} \quad (41)$$

Diese Vorgehensweise kann auf Durchlaufträger mit einem parabelförmigen Spanngliedverlauf näherungsweise übertragen werden. In Bild 89 ist die Sprengwerkwirkung des Lastabtrags in der Nähe des Mittelauflegers dargestellt.

Auch hier wird zunächst auf der sicheren Seite liegend davon ausgegangen, dass sich die Vorspannkraft entlang des Spanngliedes nicht ändert, sodass sich die Berechnung des Sprengwerkanteils entsprechend Gl. (40) vereinfacht. Durch den Spanngliedverlauf ändert sich jedoch der innere Hebelarm stärker als beim Einfeldträger. Bei etwa der Hälfte der Strecke  $a$  zwischen Auflager und Lasteinleitung ist der innere Hebelarm gleich null und wechselt dann bezogen auf die Schwerachse das Vorzeichen. Wird die Krümmung des Spanngliedes vernachlässigt, ist die Änderung des inneren Hebelarms konstant, sodass sich der Sprengwerkanteil des Spanngliedes nach Gl. (42) ergibt.

$$V_{c,P} = P \cdot \frac{dz}{dx} = P \cdot \frac{\Delta z_{P1} + \Delta z_{P2}}{a} \quad (42)$$

Dadurch vergrößert sich der Sprengwerkanteil  $V_{c,P}$  gegenüber Einfeldträgern. Die aus der Spanngliedneigung resultierende Querkraft ist in diesem Ansatz bereits enthalten, da die Änderung der Position des Zuggurtes berücksichtigt wird. Berücksichtigt man den Vertikalanteil des Spanngliedes auf der Einwirkungsseite, so kann der Sprengwerkanteil

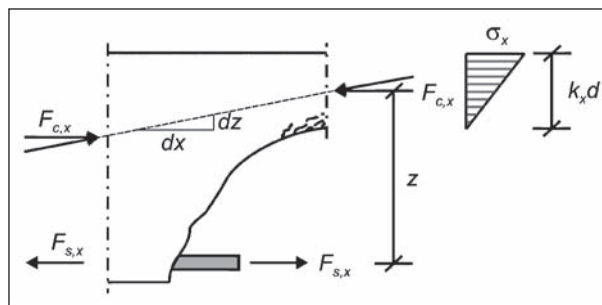


Bild 87: Querkraftabtrag im Sprengwerksystem

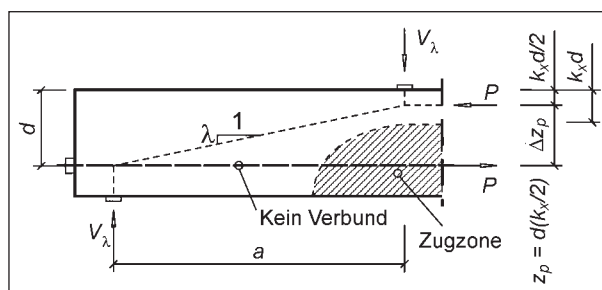


Bild 88: Sprengwerkanteil eines Einfeldträgers

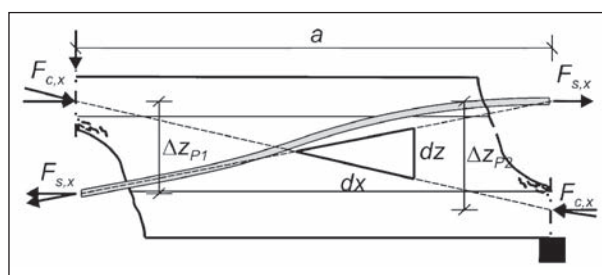


Bild 89: Sprengwerkwirkung eines Durchlaufträgers

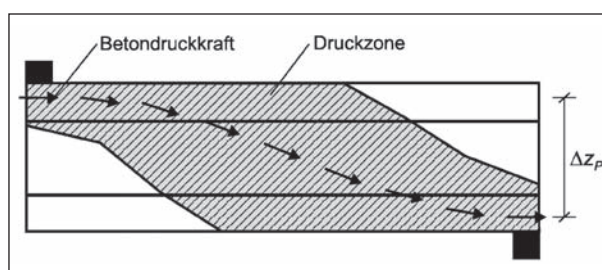


Bild 90: Innerer Hebelarm der resultierenden Betondruckkräfte

teil näherungsweise mit dem inneren Hebelarm  $\Delta z_P$  als Höhendifferenz zwischen der resultierenden Betondruckkraft im Feld und an der Stütze nach Gl. (41) berechnet werden (Bild 90).

Die zentrisch angeordnete externe Längsvorspannung erzeugt nach diesem Modell allerdings nur einen sehr geringen Sprengwerkanteil, da der Hebelarm zwischen resultierender Betondruckkraft und Vorspannkraft sehr gering ist. Die externe Vorspannung führt dennoch zu einer Vergrößerung der



Druckzone, wodurch sich der Querkrafttraganteil dieser vergrößert. Gleichzeitig verringert sich der Risswinkel, was zu einer Vergrößerung des Fachwerktraganteils führt. Im bisherigen Ansatz nach GÖRTZ wird die Vergrößerung des Betontraganteils der ungerissenen Druckzone durch eine Vorspannung vernachlässigt, da diese durch den Sprengwerkanteil berücksichtigt wird.

Zunächst wird die rechnerische Querkrafttragfähigkeit der Versuchsträger mit dem erweiterten Verfahren nach GÖRTZ berechnet und mit den Versuchsergebnissen verglichen. Da es sich beim Versuchsträger um einen Durchlaufträger handelt, muss die Querkrafttragfähigkeit sowohl für den Feldbereich als auch für den Stützbereich bestimmt werden. Für den Nachweis im Feld wurde der Nachweisschnitt im Abstand von 1,5 m vom Auflager gewählt und für den Stützbereich im Abstand von 0,5 m. Für die Berechnung wurden die in den Versuchen gemessenen mittleren Festigkeiten und Vorspannkkräfte verwendet. Die Eingangsparameter waren:

$$b_w = 0,17 \text{ m}$$

$$d = 0,576 \text{ m}$$

$$\rho_{l,Feld} = 5,8 \text{ ‰}$$

$$\rho_{l,Stütze} = 9,2 \text{ ‰}$$

$$\Delta z_P = 0,46 \text{ m}$$

Für den inneren Hebelarm  $\Delta z_P$  des internen Spannglieds wurde die Distanz zwischen den Gurtschwerpunkten angenommen. Die für den Feldbereich berechneten Bruchlasten sind in Tabelle 22 zusammengefasst. Der Vertikalanteil der Vorspannung wurde auf der Einwirkungsseite berücksichtigt.

Die Gesamtquerkrafttragfähigkeit  $V_{ges}$  ergibt sich nach Gl. (43) aus der Summe des Fachwerkanteils  $V_F$ , des Betontraganteils  $V_{c,s}$  und des Sprengwerkanteils  $V_{c,p}$  unter Berücksichtigung der Interaktionsfaktoren  $\kappa_S$  und  $\kappa_P$ .

$$V = V_F + \kappa_S \cdot V_{c,s} + \kappa_P \cdot V_{c,p} \quad (43)$$

Die Verhältnisse von experimenteller und rechnerischer Querkrafttragfähigkeit  $V_{exp}/V_{calc}$  sind in Bild 91 dargestellt.

Insgesamt ergibt sich für beide Querkraftbewehrungsgrade eine zufriedenstellende Übereinstimmung. Der Mittelwert des Verhältnisses von experimentellen und rechnerischen Bruchlasten beträgt 1,33. Für eine Querkraftbewehrung, die der Min-

Ver-such	$\rho_w$	$V_{exp,Feld}$	$V_F$	$V_{c,s}$	$V_{c,p}$	$V_{ges}$
	‰	kN	kN	kN	kN	kN
VT1	0,67	282	75	82	85	227
	1,33	365	117			254
VT2	0,67	296	75	87		232
	1,33	329	125			268
VT3	0,67	306	75	82		227
	1,33	381	128			265

Tab. 22: Rechnerische Querkrafttragfähigkeit nach GÖRTZ im Feld

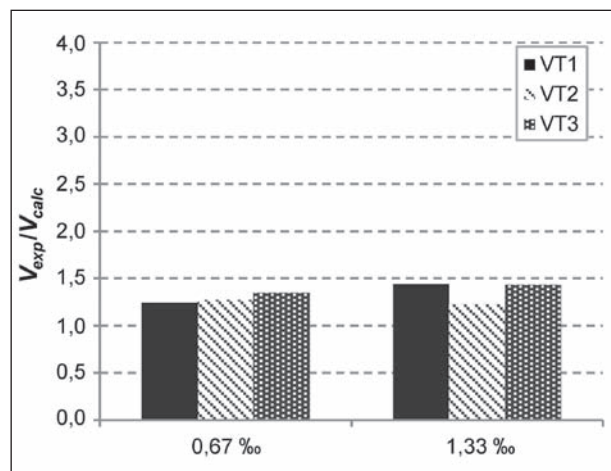


Bild 91: Verhältnis von experimenteller und rechnerischer Querkrafttragfähigkeit im Feld

destbewehrung entspricht ( $\rho_w = 1,33 \text{ ‰}$ ), wird die Tragfähigkeit der Träger VT1 und VT3 um etwa 44 % unterschätzt. Die Steigerung der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit zwischen VT1 und VT3 beträgt allerdings nur 4,3 % für die stärker bewehrte Seite ( $\rho_w = 1,33 \text{ ‰}$ ), bzw. keine Steigerung für die geringer bewehrte Seite ( $\rho_w = 0,67 \text{ ‰}$ ). Im Versuch dagegen war eine Zunahme der Tragfähigkeit von 4,4 % für  $\rho_w = 1,33 \text{ ‰}$  und 8,5 % für  $\rho_w = 0,67 \text{ ‰}$  festzustellen. Dies deutet darauf hin, dass der Einfluss der externen Vorspannung im Modell noch nicht zutreffend erfasst wird.

Die Querkrafttragfähigkeit der Versuchsträger beim Nachweis an der Stütze im Abstand  $a = 0,5 \text{ m}$  sind in Tabelle 23 zusammengefasst.

Die Verhältnisse von experimentellen und rechnerischen Bruchlasten sind in Bild 92 dargestellt.

Auch hier ergibt sich eine zufriedenstellende Übereinstimmung mit einem mittleren Verhältnis von experimenteller und rechnerischer Querkrafttragfähigkeit von 1,42. Dadurch, dass die externe Vorspan-

Ver- such	$\rho_w$	$V_{exp,Stütze}$	$V_F$	$V_{c,s}$	$V_{c,p}$	$V_{ges}$
	‰	kN	kN	kN	kN	kN
VT1	0,67	319	75	96	85	240
	1,33	409	117			267
VT2	0,67	333	75	101		246
	1,33	372	125			281
VT3	0,67	342	75	96		240
	1,33	423	128			277

Tab. 23: Rechnerische Querkrafttragfähigkeit nach GÖRTZ an der Stütze

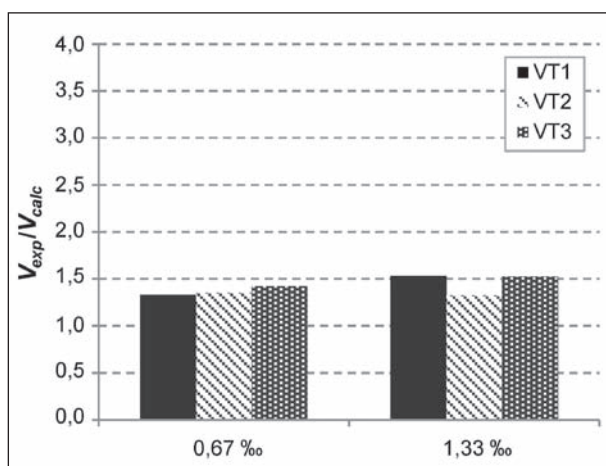


Bild 92: Verhältnis von experimenteller und rechnerischer Querkrafttragfähigkeit an der Stütze

nung nur über die Änderung des Risswinkels bei der Berechnung des Fachwerkanteils erfasst wird, hat sie auf die Querkrafttragfähigkeit des niedrig bewehrten Trägers keinen Einfluss. Daher wird im Folgenden der Ansatz nach GÖRTZ zur Berücksichtigung der externen Vorspannung erweitert.

Die externe Vorspannung wird beim erweiterten Ansatz im Wesentlichen durch die Modifikation der angesetzten Druckzonenhöhe  $k_x$  berücksichtigt. In dem von ZINK entwickelten Ansatz wird die Vergrößerung der Druckzone durch Superposition des Sprengwerkanteils und der Dehnungsverteilung infolge der Betonstahlbewehrung berücksichtigt, d. h. bisherige Ansätze führen die Größe der Druckzone allein auf den Anteil der Längsbewehrung im Querschnitt zurück. Mechanisch betrachtet wird dabei eine normalkraftfreie Dehnungsverteilung nach Bild 93 angenommen.

Bei Annahme linear-elastischer Materialgesetze ergeben sich die resultierende Betondruckkraft und die Stahlzugkraft nach den Gleichungen (44) und (45).

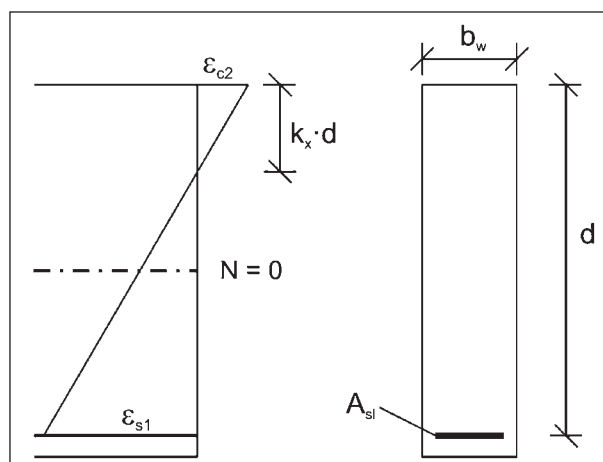


Bild 93: Dehnungsverteilung zur Bestimmung der Druckzonenhöhe

$$F_c = \frac{1}{2} \cdot k_x \cdot d \cdot E_c \cdot \varepsilon_{c2} \quad (44)$$

$$F_s = A_{sl} \cdot E_s \cdot \varepsilon_{s1} \quad (45)$$

Durch Gleichsetzen der Betondruckkraft und der Stahlzugkraft und unter Anwendung der Bernoulli-Hypothese, kann die Gleichung anschließend nach der bezogenen Druckzonenhöhe  $k_x$  aufgelöst werden, sodass sich Gl. (46) ergibt (ZINK, 1999; GOERTZ, 2004).

$$k_x = \sqrt{(\rho n)^2 + 2\rho n} - \rho n \quad (46)$$

mit

$$\rho = A_s / (b_w d)$$

$$n = E_s / E_c$$

Der dargestellte Ansatz wird allerdings in der Bau Praxis kaum verwendet. Da sich der Ansatz affin zu  $(\rho n)^{1/3}$  verhält, wird in der Regel die Formel entsprechend vereinfacht (z. B. Gl. (7)). Auch der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung nach DIN-FB 102 enthält indirekt diese Gleichung. Anhand der Herleitung wird auch deutlich, weshalb der Längsbewehrungsgrad in den Bemessungsformeln begrenzt werden muss. Während für kleine Längsbewehrungsgrade bei Vergrößerung des Momentes die Fließdehnung des Betonstahls maßgebend wird, wird bei hohen Längsbewehrungsgraden die maximale Betondehnung vor dem Fließen der Längsbewehrung erreicht, wodurch es zu einem spröden Bauteilversagen kommen kann.

Zur Berücksichtigung einer zusätzlichen externen Längsvorspannung kann die Beziehung aus Gl. (46) für profilierte Träger mit zusätzlicher Normal-

kraft erweitert werden. Die entsprechende Dehnungsverteilung ist dabei in Bild 94 dargestellt.

Die Bildung des Kräftegleichgewichts und Verwendung der Bernoulli-Hypothese führt nach einigen Umformungsschritten zu den Gleichungen (47) bis (49).

$$k_x = \sqrt{A^2 + B} - A \quad (47)$$

$$A = \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{E_c \cdot \epsilon_{c2}}{f_c \cdot \alpha_R} n (\rho_1 + \rho_2) - \frac{\sigma_c A_c}{\alpha_R \cdot f_c \cdot b_w \cdot d} \right) \quad (48)$$

$$B = \frac{E_c \cdot \epsilon_{c2}}{f_c \cdot \alpha_R} n \cdot \left( \rho_1 + \rho_2 \frac{d_2}{d} \right) \quad (49)$$

mit

$$\rho_1 = A_{s1} / (b_w d)$$

$$\rho_2 = A_{s2} / (b_w d)$$

$$n = E_s / E_c$$

$\alpha_R$  = Völligkeitsbeiwert in Abhängigkeit von der Betondehnung  $\epsilon_{c2}$

Die Völligkeitsbeiwerte können entsprechend dem gewählten Spannungs-Dehnungsgesetz bestimmt werden. In dieser Form ist die Gleichung für die baupraktische Anwendung nicht geeignet. In Bild 95 ist beispielhaft der Verlauf der bezogenen Druckzonenhöhe in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrades für eine lineare (Gl. (46)) und eine nichtlineare (Gl. (47)) Berechnung unter Verwendung des Parabel-Rechteckdiagramms dargestellt. Hierbei wurde angenommen, dass keine Normalkraft und keine Druckbewehrung im Querschnitt vorhanden sind.

Die Unterschiede zwischen den Ansätzen sind bei geringen Längsbewehrungsgraden vernachlässigbar und liegen beim linear-elastischen Ansatz auf der sicheren Seite. Für eine Berücksichtigung der Vorspannung muss die Darstellung um eine Dimension erweitert werden. Hierfür wird der dimensionslose Beiwert  $m$  nach Gl. (50) eingeführt, der die bezogene Vorspannung darstellt.

$$m = \frac{\sigma_c}{f_{cm}} \cdot \frac{A_c}{b_w \cdot d} = \frac{N_P}{b_w d \cdot f_{cm}} \quad (50)$$

Nimmt man eine maximale Betondehnung von  $\epsilon_{cu} = 3,5 ‰$  und eine Streckgrenze des Betonstahls  $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$  an, ergibt sich die Druckzonenhöhe in Abhängigkeit von  $m$  und  $pn$  wie in Bild 96 dargestellt. Durch die größeren Betondehnungen schnürt die Druckzone für niedrige Längsbewehrungsgrade unterhalb der gestrichelten Linie ein.

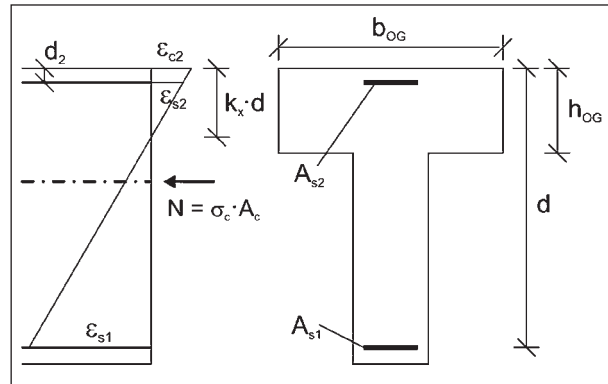


Bild 94: Dehnungsverteilung eines profilierten Querschnitts mit Druckbewehrung

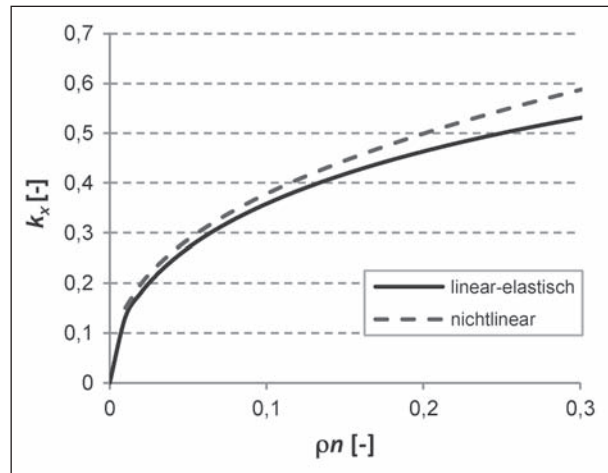


Bild 95: Vergleich der bezogenen Betondruckzonenhöhe bei linearer und nichtlinearer Berechnung

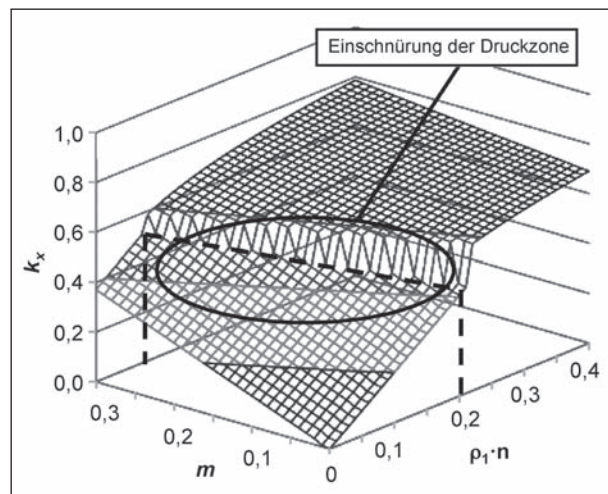


Bild 96: Darstellung der bezogenen Druckzonenhöhe  $k_x$  für eine Betondehnung von  $\epsilon_{cu} = 3,5 ‰$

Wird für  $n$  ein Maximalwert von 10 angenommen ( $E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$ ;  $E_c = 20.000 \text{ N/mm}^2$ ), ist bei einem normalkraftfreien Bauteil ( $m = 0$ ) der Maximalwert des Längsbewehrungsgrades, für den

Stahlversagen maßgebend wird  $\rho_l = 0,2/10 = 0,02$ . Dieser Wert entspricht auch der im DIN-FB 102 vorgegebenen Begrenzung des Längsbewehrungsgrades. Um bei einer Bemessung die maximal zulässige Betondehnung vor Einschnürung der Druckzone nicht iterativ ermitteln zu müssen, wurde dieser Bereich systematisch ausgewertet und zu einer empirischen Funktion nach Gl. (51) zusammenfasst.

$$k_x = 0,95 \cdot (\rho \cdot n)^{0,40 - 0,84 \cdot m} \quad (51)$$

mit

$$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$$

$$n = E_s / E_c$$

$$m = \frac{\sigma_c \cdot A_c}{f_{cm} \cdot b_w \cdot d}$$

Die Funktion gilt für Querschnitte ohne Druckbewehrung und mit einer Streckgrenze des Betonstahls von 500 N/mm<sup>2</sup>. Eine Darstellung findet sich in Bild 97. Der Vergleich Funktion mit einer ebenfalls empirisch hergeleiteten Funktion unter Berücksichtigung einer Druckbewehrung ergab, dass der Einfluss einer Druckbewehrung auf die Druckzonenhöhe in der Regel vernachlässigbar ist.

Soll ein duktiler Bauteilversagen sichergestellt und ein Versagen der Druckzone vor dem Fließen der Längsbewehrung vermieden werden, so kann der Längsbewehrungsgrad entsprechend Bild 96 nach Gl. (52) begrenzt werden.

$$\rho_1 n \leq 0,2 - 0,4 m \quad (52)$$

Bei der Verwendung von Gl. (51) wird davon ausgegangen, dass die Dehnungsnulldlinie im Flansch liegt, was über Gl. (53) kontrolliert werden kann.

$$k_x \leq \frac{h_{OG}}{d} \quad (53)$$

Bei der Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit wird auf die bereits bekannten Gleichungen von GÖRTZ zurückgegriffen. Die rechnerische Querkrafttragfähigkeit nach dem modifizierten Verfahren ist für den Nachweis im Feld in Tabelle 24 zusammengefasst. Gegenüber dem Modell ohne Modifikation der Betondruckzonenhöhe wird nun der Einfluss der externen Vorspannung in der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit. Zwischen den Trägern VT1 und VT3 wird eine Steigerung der Querkrafttragfähigkeit von 6,3 % für  $\rho_w = 0,67 \text{ ‰}$ , bzw. 15,9 % für  $\rho_w = 1,33 \text{ ‰}$  vorausgesagt. Das Verhältnis von rechnerischer Last zur Bruchlast ist in Bild 98 dargestellt. Durch das modifizierte Verfahren wurde die Korrelation verbessert, sodass sich nun mittleres

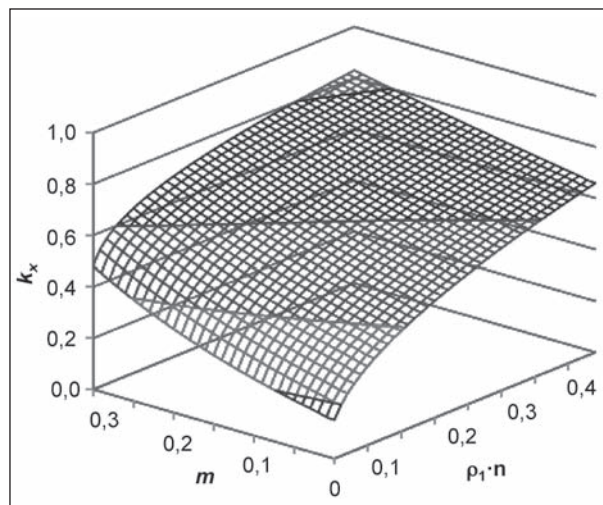


Bild 97: Darstellung der empirisch ermittelten Näherungsfunktion

Ver-such	$\rho_w$	$V_{exp,Feld}$	$V_F$	$V_{c,s}$	$V_{c,p}$	$V_{ges}$
	‰	kN	kN	kN	kN	kN
VT1	0,67	282	75	95	85	239
	1,33	365	117			251
VT2	0,67	296	75	111		255
	1,33	329	125			290
VT3	0,67	306	75	111		254
	1,33	381	128			291

Tab. 24: Rechnerische Querkrafttragfähigkeit im Feld nach modifiziertem Verfahren

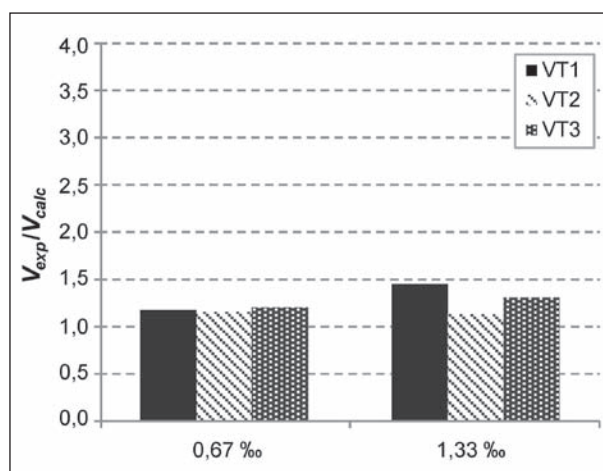


Bild 98: Verhältnis von Bruchlasten zu rechnerischen Lasten für den Nachweis im Feld

Verhältnis von experimentellen und rechnerischen Bruchlasten von 1,24 ergibt.

Die rechnerischen Querkrafttragfähigkeiten des Stützquerschnitts sind in Tabelle 25 zusammenge-



Ver- such	$\rho_w$	$V_{exp,Stütze}$	$V_F$	$V_{c,s}$	$V_{c,p}$	$V_{ges}$
	‰	kN	kN	kN	kN	kN
VT1	0,67	319	75	108	85	251
	1,33	409	117			277
VT2	0,67	333	75	121		265
	1,33	372	125			299
VT3	0,67	342	75	120		263
	1,33	423	128			299

Tab. 25: Rechnerische Querkrafttragfähigkeit an der Stütze nach modifiziertem Verfahren

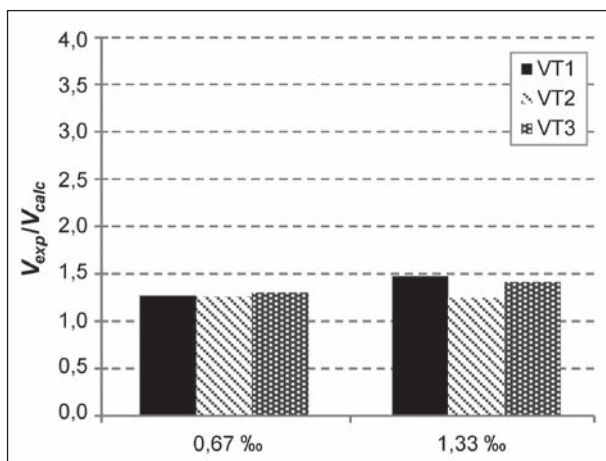


Bild 99: Verhältnis von Bruchlasten zu rechnerischen Lasten für den Nachweis an der Stütze

fasst. Durch das modifizierte Modell wird durch die externe Vorspannung eine Steigerung der Querkrafttragfähigkeit von 4,8 % für  $\rho_w = 0,67$  ‰, bzw. 7,9 % für  $\rho_w = 1,33$  ‰ vorausgesagt.

Das Verhältnis von experimentellen und rechnerischen Bruchlasten ist in Bild 99 dargestellt. Auch hier konnte durch das modifizierte Verfahren die Korrelation verbessert werden, sodass sich ein mittleres Verhältnis von experimentellen und rechnerischen Bruchlasten von 1,33 ergibt.

## Zusammenfassung

In diesem Kapitel wurden die rechnerischen Querkrafttragfähigkeiten mit dem Verfahren nach GÖRTZ ermittelt. Das ursprünglich für Einfeldträger entwickelte Verfahren wurde auf Zweifeldträger übertragen. Das Modell wurde zur Berücksichtigung einer nachträglichen externen Vorspannung modifiziert, sodass diese nun in einem empirischen Ansatz zur Vergrößerung der Druckzonenhöhe berücksichtigt wird. Die mit dieser Modifikation ermittelten rechnerischen Bruchlasten ergeben eine ver-

besserte Übereinstimmung mit den experimentell ermittelten Bruchlasten.

## 5 Numerische Untersuchungen

### 5.1 Ziel und Vorgehen

Zur Untersuchung des Einflusses einer zusätzlichen externen Längsvorspannung auf die Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonträgern wurden nichtlineare numerische Untersuchungen durchgeführt. Die Berechnungen erfolgten mit dem Programmsystem ABAQUS (ABAQUS, 2011), das in der Lage ist, das Materialverhalten von Beton zutreffend abzubilden (HEGGER, 2010). Zunächst erfolgten die Nachrechnung der eigenen Versuche und die Kalibrierung der Modell- und Materialparameter anhand der experimentell ermittelten Versagenslasten, Rissbilder und Bügelspannungen. Im Rahmen einer Parameterstudie wurden zur Erweiterung der Datenbasis die Einflüsse der Betondruckfestigkeit, der Betonzugfestigkeit, des Querkraftbewehrungsgrades, des Vorspanngrades, der Geometrie und des Spanngliedverlaufs auf die maximale Querkrafttragfähigkeit untersucht.

### 5.2 Materialmodelle

#### 5.2.1 Allgemeines

Im Programmsystem ABAQUS stehen verschiedene Materialmodelle zur Abbildung von Beton und Stahl zur Verfügung. Die notwendigen Materialparameter wurden anhand der parallel zu den Versuchen durchgeführten Baustoffproben bestimmt (Tabellen 4 bis 6). Zur Festlegung der Modellparameter wurden Angaben aus der ABAQUS-Dokumentation (ABAQUS, 2011) sowie Referenzwerte aus der Literatur verwendet.

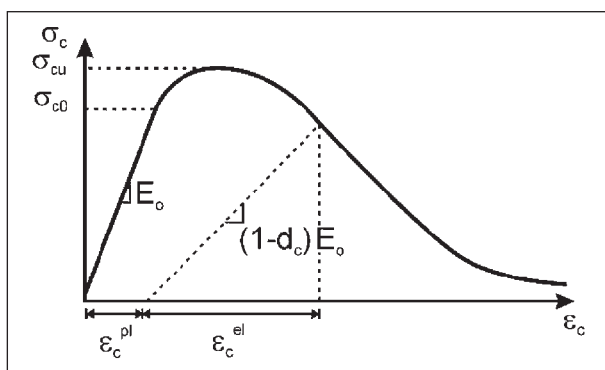
#### 5.2.2 Beton

Das quasi-spröde Materialverhalten des Betons kann in ABAQUS durch unterschiedliche Materialmodelle abgebildet werden. Das Concrete Smeared Cracking-Modell steht nur in ABAQUS/Standard zur Verfügung und das Cracking Model for Concrete nur in ABAQUS/Explicit. Dagegen kann das Concrete-Damaged-Plasticity- (CDP) Modell sowohl in ABAQUS/Standard als auch in ABAQUS/Explicit verwendet werden. Letzteres Materialmodell hat sich bereits bei früheren For-

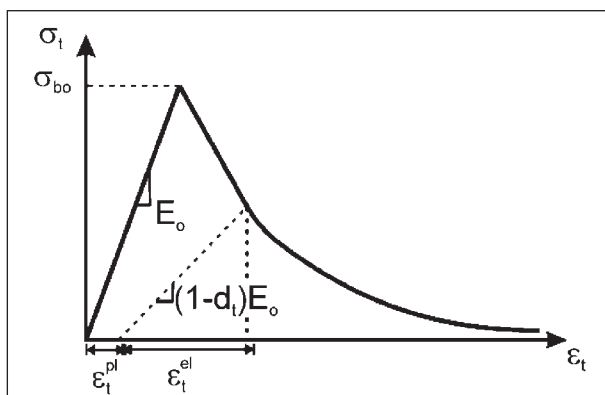
schungsvorhaben des IMB bewährt (RICKER, 2009; ROGGENDORF, 2010) und wurde daher ebenfalls für die folgenden Untersuchungen verwendet.

Zur Beschreibung des plastischen Materialverhaltens sind eine Fließbedingung, ein Ver- bzw. Entfestigungsgesetz und eine Fließregel notwendig. Die Fließbedingung definiert eine Fließfläche im Spannungsraum, sodass für jeden Spannungszustand bestimmt werden kann, ob ein elastisches oder plastisches Materialverhalten vorliegt. Durch das Ver- oder Entfestigungsgesetz wird die Veränderung der Fließfläche und durch die Fließregel werden die Richtungen der plastischen Dehnungen im plastischen Bereich beschrieben. Die Fließfunktion des CDP-Modells wurde von LUBLINER (LUBLINER, 1989) entwickelt und von LEE und FENVES (LEE, 1998) erweitert.

Das Modell basiert auf einaxialen Spannungs-Dehnungsbeziehungen für den Druck- und Zugbereich von Beton. Die Beziehung für den Druckbereich ist in Bild 100 und für den Zugbereich in Bild 101 dargestellt.



**Bild 100:** Spannungs-Dehnungsbeziehung für Beton unter Druckbeanspruchung (ABAQUS, 2011)



**Bild 101:** Einaxiales Materialgesetz für Beton unter Zugbeanspruchung (ABAQUS, 2011)

Die Schädigungshypothese des CDP-Modells geht davon aus, dass die Steifigkeit des Betons mit zunehmender plastischer Dehnung  $\varepsilon^{\text{pl}}$  abnimmt. Die Anfangssteifigkeit  $E_0$  wird daher durch einen Schädigungsparameter  $d_c$  für den Druckbereich, bzw.  $d_t$  für den Zugbereich bei Erreichen von plastischen Dehnungen abgemindert. Die einaxialen Schädigungsparameter sind für Druckbeanspruchungen als Funktion der äquivalenten plastischen Dehnungen und für Zugbeanspruchungen als Funktion der Spannungs-Rissaufweitungsbeziehung definiert. Zur Beschreibung der mehraxialen Schädigung wird zusätzlich ein Spannungsgewichtungsfaktor  $r$  eingeführt, der mit den Hauptspannungen im mehraxialen Spannungszustand berechnet wird.

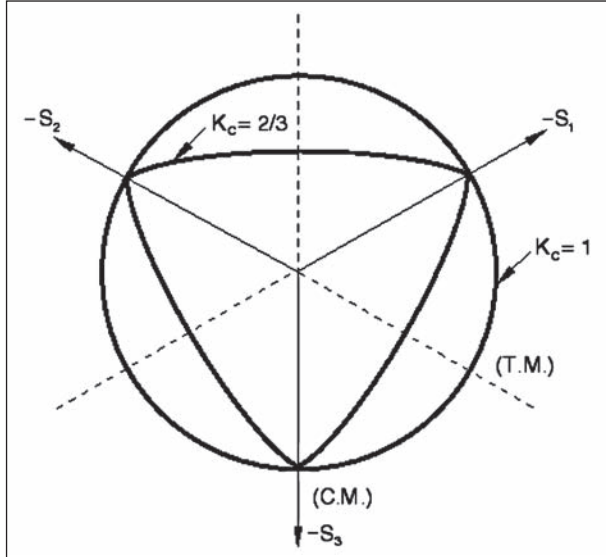
Um die einaxialen Spannungs-Dehnungsbeziehungen auf eine Fließbedingung im mehraxialen Spannungszustand übertragen zu können, muss zusätzlich das Verhältnis von biaxialer zu einaxialer Betondruckfestigkeit  $f_{b0}/f_{c0}$  angegeben werden. Für dreiaxiale Spannungszustände definieren im CDP-Modell die Koeffizienten  $K_c$  und  $K_t$  das Verhältnis von Zugmeridian zu Druckmeridian. Als Zugmeridian TM (tensile meridian) werden alle Spannungszustände bezeichnet, bei denen zwei der drei Hauptspannungen identisch und kleiner sind als die dritte Hauptspannung, die eine Zugspannung sein muss. Umgekehrt gilt das Gleiche für den Druckmeridian CM (compression meridian). Wenn die maximale Hauptspannung eine Druckspannung ist, kann das Verhältnis der Meridiane für Beton als Konstante  $K_c$  mit  $2/3$  angenommen werden. Für eine maximale Hauptzugspannung ergibt sich  $K_t$  aus den effektiven Druck- und Zugspannungen sowie aus dem Verhältnis  $f_{b0}/f_{c0}$ . Die Fließfläche in der Deviator-ebene ist für Druckspannungen in Abhängigkeit des Beiwerts  $K_c$  in Bild 102 dargestellt.

Es ist zu sehen, dass der Beiwert  $K_c$  die Form des Spannungsmeridians und damit das Materialverhalten unter mehraxialer Beanspruchung maßgeblich beeinflusst.

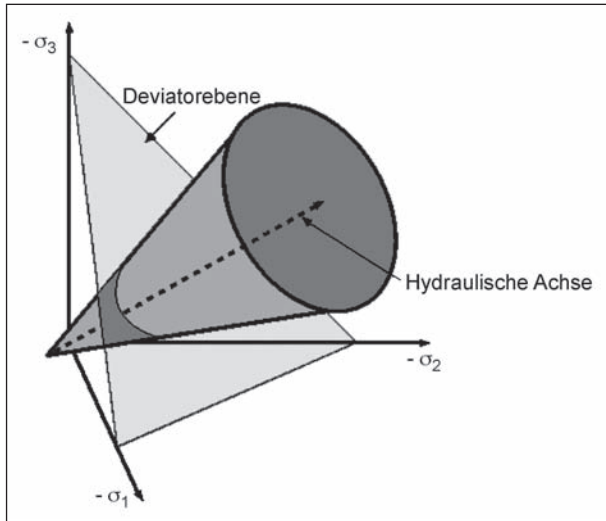
Das Fließgesetz gibt die Richtung Dehnungen im plastischen Bereich wieder und wird durch die hyperbolische Funktion von Drucker-Prager beschrieben (Bild 103).

In der Fließfunktion beschreibt der Dilatanzwinkel  $\psi$  die Volumenzunahme des Betons infolge plastischer Dehnungen und damit die Erhöhung der ertragbaren Schubspannungen bei zugleich wirkender Druckspannung. Die Exzentrizität  $\varepsilon$  beschreibt das dilatante Verhalten des Betons bei niedrigen

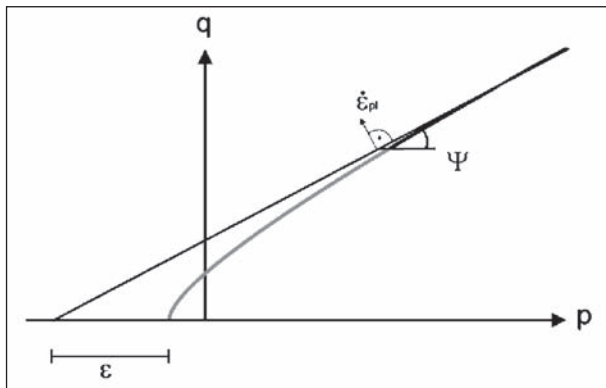
Spannungen und die Annäherung des Fließpotentials an eine um den Winkel  $\psi$  geneigte Asymptote (Bild 104). Wird der Parameter  $\varepsilon$  zu Null gesetzt,



**Bild 102:** Spannungsmereidians bei Hauptdruckspannungen (ABAQUS, 2011)



**Bild 103:** Fließkegel nach Drucker-Prager



**Bild 104:** Darstellung des Fließgesetzes

nimmt der Dilatanzwinkel bei allen Spannungszuständen den gleichen Wert an.

### Wahl der Materialparameter

Zur Beschreibung der einaxialen Spannungs-Dehnungsbeziehung von Beton unter Druckbeanspruchung wurde Gl. (54) nach EC2 (CEN, 2011) verwendet:

$$\frac{\sigma_c}{f_c} = \frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta} \quad (54)$$

mit

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_1$$

$$k = -E_{c0} \cdot \varepsilon_{c1} / \varepsilon_c$$

Der Tangentenmodul  $E_{c0}$  ergibt sich aus dem Sekantenmodul  $E_{cm}$  zu  $E_{c0} = 1,05 \cdot E_{cm}$ . Diese Beziehung ist ein Sonderfall der allgemeinen Gleichung nach Sargin (SARGIN, 1971), in der zusätzlich ein Faktor  $D$  zur Beschreibung des Nachbruchverhaltens definiert ist. Der Faktor  $D$ , der zwischen 0 und 1 variieren kann, wird nach EC2 vereinfachend vernachlässigt.

Das Zugtragverhalten des Betons kann im plastischen Bereich über eine Spannungs-Rissaufweitungsfunktion beschrieben werden. Das Modell mit fiktiver Rissbildung geht auf Hillerborg zurück (HILLERBORG, 1976). Es wird zunächst von einem linear-elastischen Werkstoffverhalten bis zum Erreichen der Zugfestigkeit  $f_{ct}$  ausgegangen. Nach dem lokalen Überschreiten der Zugfestigkeit kommt es zu einer Erhöhung der lokalen Dehnung unter gleichzeitiger Abnahme der übertragbaren Spannungen (Bild 105). Die übertragbare Betonspannung hängt maßgeblich von der Bruchenergie  $G_f$  ab. Die Bruchenergie  $G_f$  entspricht der Fläche unter der Kurve der Spannungs-Rissaufweitungsfunktion. Verschiedene Ansätze für die Gleichung sind u. a. in Model Code 1990 (MC90) (CEB, 1991) und Model Code 2010 (MC10) (CEB, 2011) angegeben. MC90 geht von einer exponentiellen Spannungs-Rissaufweitungsfunktion in Abhängigkeit von der Betonzugfestigkeit  $f_{ct}$ , der Rissbreite  $w$  und der Bruchenergie  $G_f$  aus:

$$\sigma_{ct} = f_{ct} \cdot e^{-\frac{w \cdot f_{ct}}{G_f}} \quad (55)$$

mit

$$G_f = G_{f0} \cdot \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,7}$$

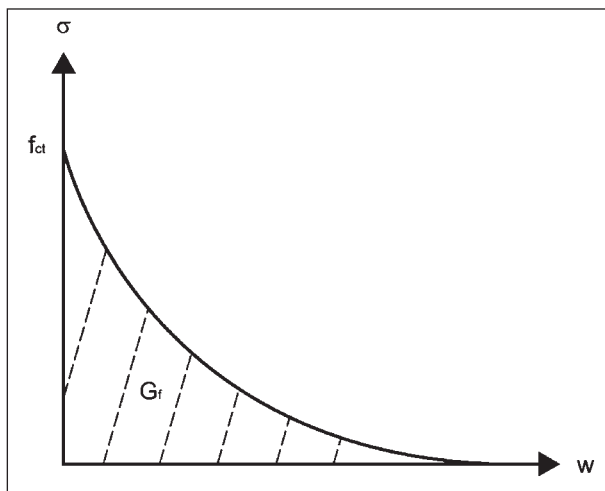


Bild 105: Spannungs-Rissaufweitungsfunktion

Die Bruchenergie  $G_f$  ist hierbei abhängig von der mittleren Zylinderdruckfestigkeit  $f_{cm}$  und dem Parameter  $G_{f0}$ , der den Größtkorndurchmesser des Betons berücksichtigt (Tabelle 26). In der aktuellen Fassung des Model Codes (MC10) wird ein bilinearer Ansatz für die Spannungs-Rissaufweitungsfunktion verwendet. Nach (SCHÜTT, 2005) und (HOFSTETTER, 2006) sind die in MC90 angegebenen Werte der Bruchenergie konservativ für Normalbeton.

Für den in den Versuchen verwendeten Beton ergibt sich nach MC10 eine mehr als doppelt so große Bruchenergie als nach MC90 (Tabelle 27). Es ist daher zu hinterfragen, ob dieser Ansatz nicht zu einer Überschätzung der Tragfähigkeit führt. Zum Vergleich wurde ein zusätzlicher der Ansatz zur Berechnung der Betonzugfestigkeit und der Bruchenergie berücksichtigt. Dieser beruht auf Untersuchungen von REMMEL und GRIMM (REMMEL, 1992; GRIMM, 1996) zu hochfesten Betonen. Die zentrische Betonzugfestigkeit wird hierbei nach Gl. (56) berechnet.

$$f_{ct} = 2,12 \cdot \ln(1 + 0,1 \cdot f_{cm}) \quad (56)$$

Die Bruchenergie  $G_f$  wird für Betone mit einer mittleren Druckfestigkeit von unter 80 N/mm<sup>2</sup> nach Gl. (57) berechnet.

$$G_f = 0,0307 \cdot f_{ct} \quad (57)$$

Der Verlauf der Spannungs-Rissaufweitungsfunktion für die drei zuvor beschriebenen Ansätze ist in Bild 106 dargestellt. Parameterstudien bei der Versuchsnachrechnung ergaben, dass die Spannungs-Rissaufweitungsfunktion nach MC90 mit

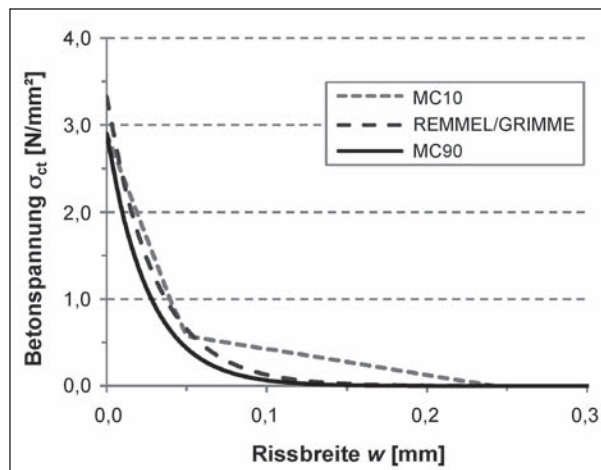


Bild 106: Darstellung der Spannungs-Rissaufweitungsfunktion für verschiedene Ansätze

$d_{max}$	$G_{f0}$
mm	Nmm/mm <sup>2</sup>
8	0,025
16	0,030
32	0,058

Tab. 26: Parameter  $G_{f0}$  nach MC90 in Abhängigkeit des Größtkorns

Ansatz	$f_{cm}$	$f_{ctm}$	$G_f$
	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/m
MC90	38	2,9	63,6
MC10	38	2,9	140,5
REMMEL	38	3,33	102,1

Tab. 27: Ansätze für die Betonzugfestigkeit und die Bruchenergie

$G_{f0} = 0,030$  die Versuchsergebnissen am zutreffendsten beschreibt.

Der Dilatanzwinkel beeinflusst maßgeblich das Tragverhalten des Trägers. In Bild 107 sind exemplarisch die Last-Verformungskurven von Vergleichsrechnungen auf Basis des in Kapitel 5.3 beschriebenen Versuchsträgermodells mit unterschiedlichen Dilatanzwinkeln dargestellt. Eine experimentelle Ermittlung der Werte für den Dilatanzwinkel und die Exzentrizität ist sehr schwierig. In der Literatur wird für Beton ein Dilatanzwinkel von  $\psi = 35^\circ$  und eine Exzentrizität von  $\varepsilon = 0,1$  vorgegeben. Für die numerischen Untersuchungen wurde der Dilatanzwinkel zu  $\psi = 37^\circ$  gewählt. Die letztendlich verwendeten Parameter des CDP-Modells wurden der Literatur bzw. Materialproben entnommen (Tabelle 28).



G	$\psi$	$\varepsilon$	$f_{b0}/f_{c0}$	$K_c$
N/m	°	-	-	-
74,8	37	0,1	1,16	0,66
$E_c$	$\mu$	$f_{cm}$	$f_{ct}$	
N/mm <sup>2</sup>	-	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	
25.100	0,3	39	3,1	

Tab. 28: Einstellungen Concrete Damaged Plasticity

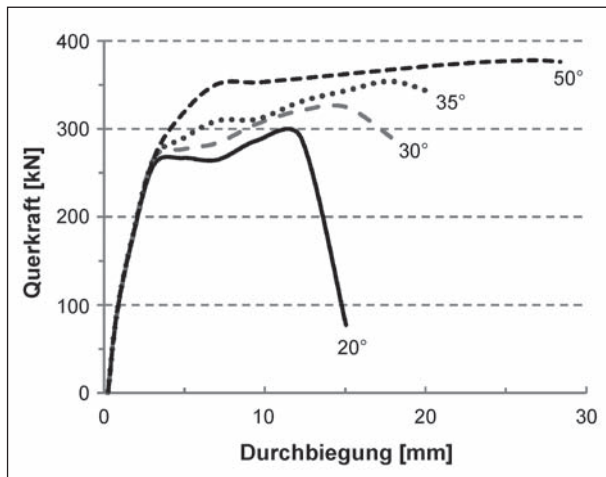


Bild 107: Einfluss des Dilatanzwinkels auf die Lastverformungskurve

Experimentelle Werte für das Verhältnis von biaxialer zu einaxialer Betondruckfestigkeit  $f_{b0}/f_{c0}$  variieren zwischen 1,10 und 1,16 (LUBLINER, 1989). Versuchsergebnisse von Kupfer (KUPFER, 1973) ergaben ein Verhältnis von  $f_{b0}/f_{c0} = 1,16$ . Dieser Wert wurde auch für die weiteren Untersuchungen übernommen.

### 5.2.3 Betonstahl

Die Betonstahlbewehrung wurde durch Fachwerkelemente abgebildet, sodass ein einaxiales elastoplastisches Materialgesetz ausreichend ist. Hierfür wird die Spannungs-Dehnungsbeziehung eines Betonstahlstabes aus einem Zugversuch verwendet (Bild 108). Der E-Modul des elastischen Bereichs betrug  $E_s = 205.000 \text{ N/mm}^2$  und die Poisson-Zahl  $\mu = 0,3$ .

### 5.2.4 Spannstahl

Zur Abbildung des Spannstahls wurde ebenfalls ein einaxiales Materialgesetz verwendet. Die verwendete Spannungs-Dehnungslinie des Zugversuchs ist in Bild 109 dargestellt. Der E-Modul des elasti-

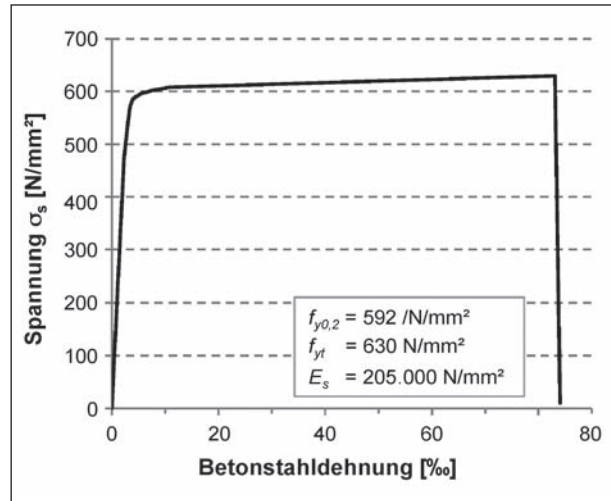


Bild 108: Spannungs-Dehnungsbeziehung des Betonstahls

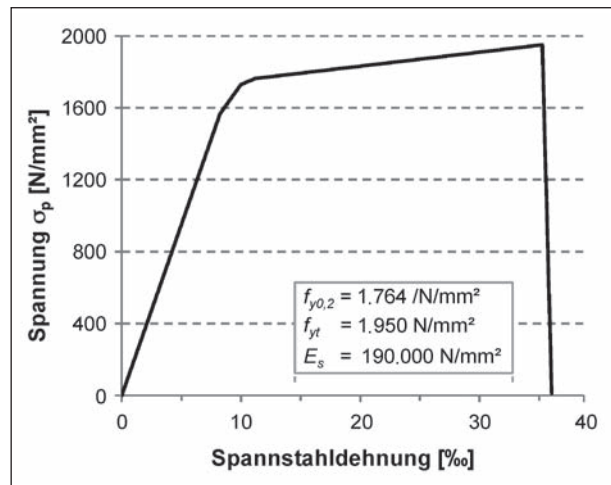


Bild 109: Spannungs-Dehnungsbeziehung des Spannstahls

schen Bereichs betrug  $E_p = 190.000 \text{ N/mm}^2$  und die Poisson-Zahl  $\mu = 0,3$ .

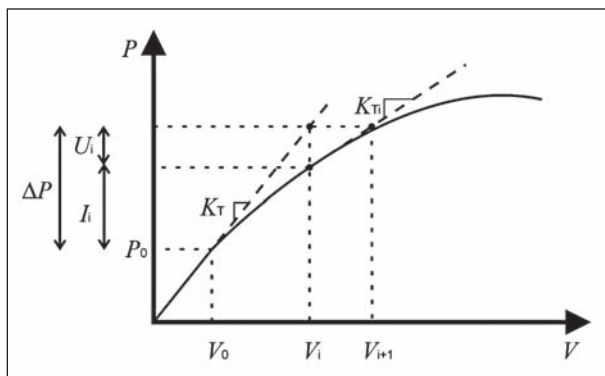
## 5.3 Modellierung

### 5.3.1 Allgemeines

In diesem Kapitel werden die Details zur Modellierung der Versuchsträger erläutert. Diese umfassen das numerische Lösungsverfahren, die verwendeten Elementtypen und die Modellierungstechnik.

### 5.3.2 Lösungsverfahren

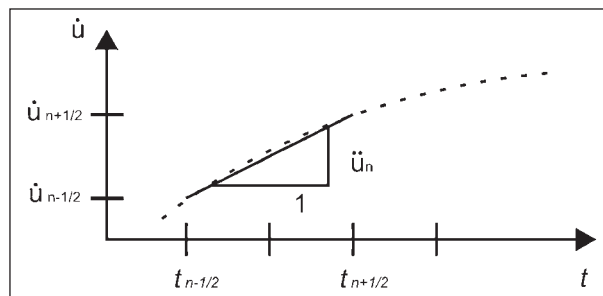
In ABAQUS stehen grundsätzlich zwei unterschiedliche Umgebungen zur Lösung numerischer Problemstellungen zur Verfügung. ABAQUS/Standard verwendet zur Lösung der nichtlinearen Gleichungen das iterative Newton-Rhaphson-Verfahren.



**Bild 110:** Darstellung des inkrementellen Newton-Raphson-Verfahrens

Dabei wird ein Lastinkrement  $\Delta P$  aufgebracht und das Gleichgewicht von äußeren Kräften  $P$  und inneren Kräften  $F$  gesucht. Die Differenz von äußeren und inneren Kräften wird als Residuum bezeichnet. Zu Beginn der Iteration wird in einem im Gleichgewicht stehenden Grundzustand die Tangentensteifigkeitsmatrix  $K_T$  berechnet und das erste Gleichgewicht gesucht (Bild 110). Liegt dieses nicht im Toleranzbereich des Residuums wird die Steifigkeit angepasst und das Gleichgewicht neu gebildet. Dieser Iterationsvorgang wird solange wiederholt, bis die gewünschte Konvergenz erreicht wird. Danach wird das Lastinkrement erhöht und der Iterationsvorgang an dem aktuellen Gleichgewichtszustand wiederholt. Die Inkrementierung der Last erfolgt heuristisch, d. h. wird in einem Iterationsschritt das Gleichgewicht schnell erreicht, wird das nächste Inkrement erhöht und bei Konvergenzproblemen dementsprechend verkleinert. Da nach jedem Lastinkrement das Gleichgewicht mit dem Newton-Raphson-Verfahren hergestellt wird, bezeichnet man dieses Verfahren auch als implizites Verfahren. Aufgrund der schnellen Konvergenz (quadratische Konvergenz) sind nur wenige Iterationsschritte nötig, jedoch erfordert jeder Iterationsschritt eine neue Berechnung der Tangentensteifigkeitsmatrix, was zu hohen Rechenzeiten führen kann.

ABAQUS/Explicit arbeitet mit der Zentralen-Differenzen-Methode, die das einfachste numerische Integrationsverfahren ist. Das Verfahren wird als explizit bezeichnet, da die Beschleunigungen, aus denen die Geschwindigkeiten zum Zeitpunkt  $t+\Delta t/2$  und die Verschiebungen zum Zeitpunkt  $t+\Delta t$  resultieren, zu Beginn des Inkrements (Zeitpunkt  $t$ ) berechnet werden, um vom Grundzustand auf den Nachbarzustand zu extrapolieren (Bild 111). Mit diesen Verschiebungen können die Dehnungen berechnet werden, die schließlich über das Mate-

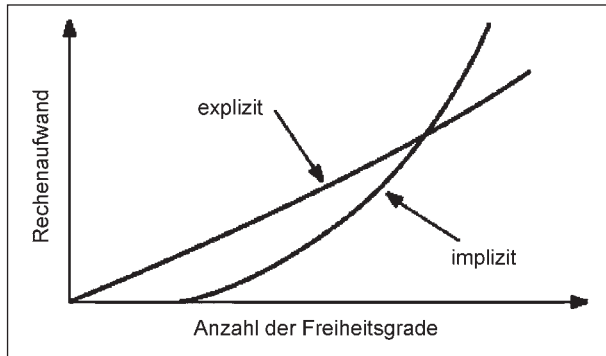


**Bild 111:** Darstellung des Explicit-Verfahrens

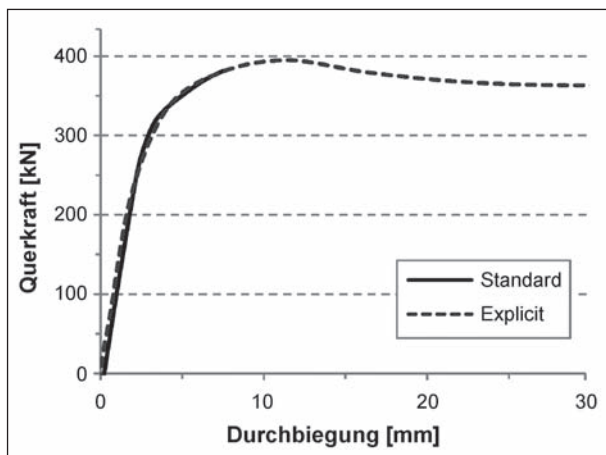
rialgesetz zur Bestimmung der Spannungen verwendet werden. Anders als in ABAQUS/Standard wird bei diesem Rechenverfahren nicht das statische, sondern das dynamische Gleichgewicht gelöst.

Aufgrund der Berechnung der Beschleunigungen im Grundzustand sind bei diesem Verfahren keine Iterationen nötig. Außerdem ist die Massenmatrix eine Diagonalmatrix, deren Invertierung keine hohen Rechenzeiten erfordert. Für eine stabile Berechnung und genaue Ergebnisse müssen die Zeitinkremente jedoch sehr klein sein, sodass die Beschleunigungen innerhalb eines Inkrements nahezu gleich sind. Die Inkrementgröße wird bei diesem Verfahren automatisch unter Berücksichtigung des kritischen Zeitinkrements bestimmt. Dieses hängt von der höchsten Eigenfrequenz eines Elements im System ab. Je höher die Eigenfrequenz ist, desto kleiner wird das Zeitinkrement und umso stabiler die Berechnung. Da das Zeitinkrement von den kleinsten Elementen mit der geringsten Dichte abhängig ist, kann der Rechenprozess deutlich verlangsamt werden. Liegen diese Elemente in einem für die Betrachtung nicht relevanten Bereich, kann die Dichte über die Funktion „Mass Scalling“ künstlich erhöht werden. Dadurch kann die Rechenzeit wesentlich verringert werden, ohne das Ergebnis zu beeinflussen.

ABAQUS/Explicit eignet sich u. a. für dynamische Problemstellungen, Modelle mit hohen Geschwindigkeiten und für Strukturen mit großen Verformungen und komplexem Nachbeulverhalten, aber auch für nichtlineare quasi-statische Berechnungen. Bei quasi-statischen Problemstellungen sollte sichergestellt werden, dass das Verhältnis von kinetischer zu innerer Energie nicht größer als 5 % und die Gesamtenergie zu jedem Zeitpunkt konstant sind (ABAQUS, 2011). Dadurch können dynamische Prozesse, wie Schwingungen einzelner Elemente, weitgehend ausgeschlossen werden. Ein Vorteil des Explicit-Verfahrens ist, dass bei größeren Mo-



**Bild 112:** Rechenaufwand der verschiedenen Lösungsverfahren (ABAQUS, 2011)

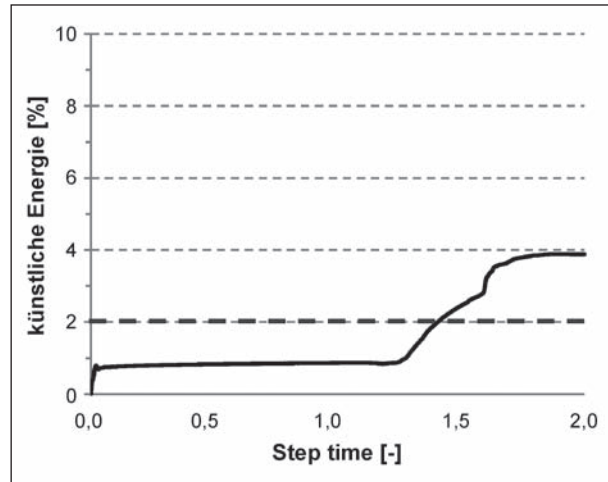


**Bild 113:** Vergleichsrechnung ABAQUS/Standard und ABAQUS/Explicit

dellen mit vielen Freiheitsgraden der Rechenaufwand beim expliziten Verfahren geringer ist als beim impliziten (Bild 112). Ferner können mit dem Explicit-Verfahren Konvergenzprobleme vermieden werden, was bei nichtlinearen Problemstellungen von Vorteil ist. Eine Vergleichsrechnung eines Versuchsträgers mit dem Standard und dem Explicit-Verfahren ist in Bild 113 dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die Kurvenverläufe bis zu einer Querkraft von etwa 380 kN nahezu identisch sind. Anschließend ist es im Standard-Verfahren nicht mehr möglich das Gleichgewicht zu bilden, weshalb die Berechnung abbricht. Im Explicit-Verfahren ist es eher möglich, solche Punkte zu überwinden und das Nachbruchverhalten abzubilden. Aufgrund der hohen Anzahl an Freiheitsgraden der Modelle und den Konvergenzproblemen in ABAQUS/Standard-Materialmodellen wurde bei den Berechnungen das ABAQUS/Explicit-Verfahren verwendet.

### 5.3.3 Elemente

Da bei einer Berechnung mit ABAQUS/Explicit nur eine begrenzte Auswahl an Elementen zur Verfü-

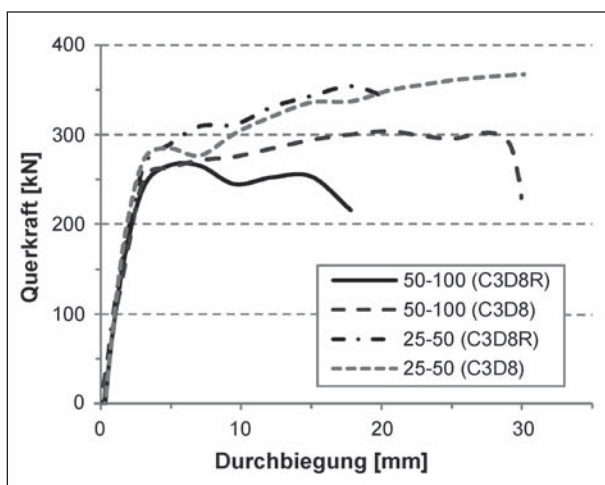


**Bild 114:** Darstellung des Anteils der künstlichen an der inneren Energie über den Zeitverlauf

gung steht, wurden zur Abbildung des Versuchsträgers lineare Hexaederelemente verwendet. Statt mit voller Integration, wurde aufgrund der Shear-Locking Problematik mit reduzierter Integration gerechnet. Infolge der reduzierten Integration kann es bei einzelnen Elementen zu großen Verformungen kommen. Verbunden ist dies mit dem Abbruch der Berechnung, da kein Gleichgewichtszustand gefunden werden kann. In ABAQUS wird dieses Problem durch Hourglass Control behoben. Dabei wird künstliche Energie in das System eingebracht, die dieses versteift. Um einen Einfluss auf die Genauigkeit der Berechnung zu vermeiden, sollte das Verhältnis der künstlichen zur inneren Energie nicht größer als 2 % sein (ABAQUS, 2011). Die Werte von künstlicher Energie und innerer Energie wird von ABAQUS zu jedem Zeitschritt der Berechnung ausgegeben, wie anhand der Beispielrechnung in Bild 114 zu sehen ist.

Ein Überschreiten des empfohlenen Grenzwertes von 2 % erfolgt normalerweise erst im Nachbruchbereich des Trägers, nach Erreichen der maximalen Querkrafttragfähigkeit. Dies wurde bei jeder Berechnung kontrolliert.

Es ist sowohl bei der Verwendung von voll integrierten Elementen als auch bei der Verwendung der reduzierten Integration eine Überschätzung der Schubsteifigkeit möglich. Daher wurden Vergleichsrechnungen der Versuchsträger durchgeführt, von denen vier Berechnungen beispielhaft in Bild 115 dargestellt sind. Der erste Wert der Versuchsbezeichnung („25-50“) bezieht sich auf die Kantenlänge der Elemente in mm im Schubfeld des Trägers und der zweite auf die Kantenlänge im restlichen



**Bild 115:** Vergleich zwischen Elementen mit und ohne reduzierter Integration

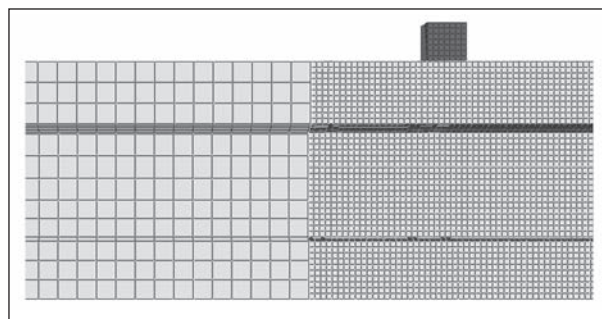
Träger. Für Versuchsträgermodelle führt die Verwendung der reduzierten Integration mit Hourglass Control zu geringeren oder ähnlichen Steifigkeiten nach Schubrissbildung wie die volle Integration. Da sich zusätzlich die Rechenzeit durch die Anwendung der reduzierten Integration verringerte, wurde diese für die weiteren Untersuchungen verwendet.

### 5.3.4 Diskretisierung

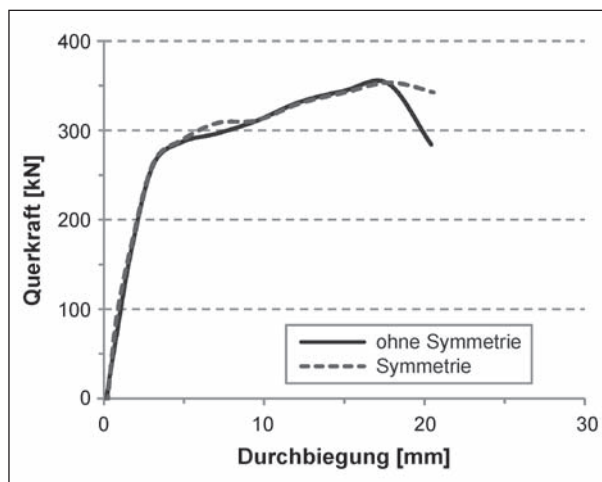
Zur Abbildung des Betons im Schubfeld des Trägers sollte eine möglichst feine Diskretisierung verwendet werden, da hier das Querkraftversagen auftreten sollte. In den anderen Teilen ist dagegen ein gröberes Netz ausreichend. Eine Abstufung der Vernetzungsfineinheit kann mit Tie-Constraints realisiert werden, die eine abschnittsweise Diskretisierung des Versuchskörpers ermöglichen. Eine beispielhafte Darstellung zweier über ein Tie-Constraint verbundener Abschnitte ist in Bild 116 zu sehen. Über ein Tie-Constraint werden die Knotenfreiheitsgrade in der Kontaktfläche starr miteinander gekoppelt. Die Zulässigkeit dieser Kontaktdefinition wurde anhand von Vergleichsrechnungen bestätigt und zeigte bei konstanter Netzweite für den gesamten Träger keine Berechnungsunterschiede zwischen einem System mit oder ohne Tie-Constraints.

### 5.3.5 Modell

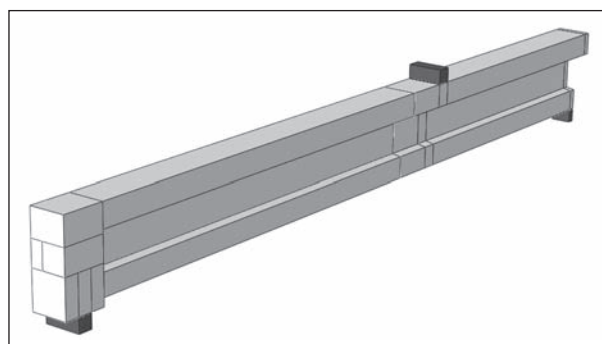
Die Modellierung des Trägers erfolgte unter Ausnutzung der Symmetrieeigenschaften in Längsrichtung und am Mittelaufleger. Die Ausnutzung der doppelten Symmetrie bedeutete eine erhebliche Einsparung an Rechenzeit. Über Vergleichsrech-



**Bild 116:** Darstellung zweier über ein Tie-Constraint verbundener Abschnitte



**Bild 117:** Vergleichsrechnung eines Trägers mit und ohne Ausnutzung der Symmetrie

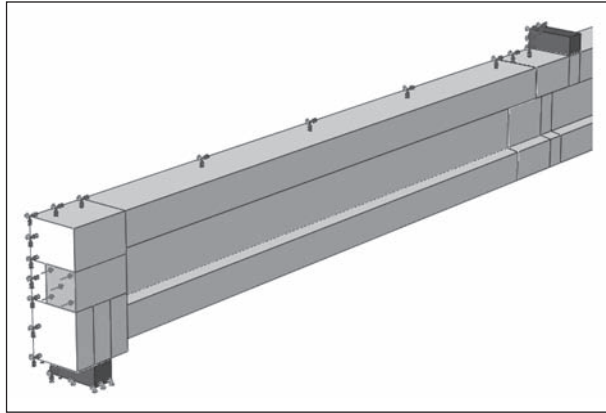


**Bild 118:** Modell des Versuchsträgers

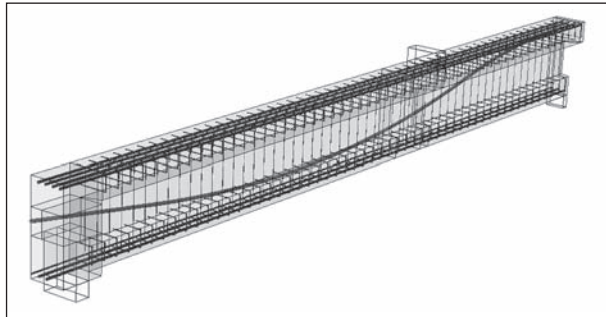
nungen wurde festgestellt, dass dabei kein Verlust an Genauigkeit entstand (Bild 117). Die Ursache für die geringen aber vernachlässigbaren Abweichungen, die sich in der Last-Verformungskurve ergeben, lässt sich darauf zurückführen, dass die Schubrissbildungen in den Trägerhälften im Gesamtsystem konsekutiv und im symmetrischen System simultan stattfinden.

Die Auflager und die Lasteinleitungsplatten wurden über Kontaktreibungsbedingungen mit dem Träger verbunden (Bild 118).





**Bild 119:** Darstellung der Symmetriebedingung und der externen Vorspannkraft



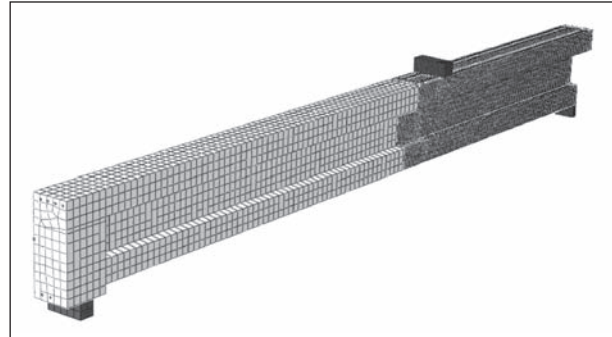
**Bild 120:** Darstellung der Bewehrungselemente

Die Einleitung der externen Vorspannung erfolgte über eine Flächenlast auf der Lasteinleitungsplatte ohne eine diskrete Abbildung des externen Spannriegels, da eventuelle Spannungszuwächse aufgrund der Schwerpunktlage vernachlässigbar klein sind. Die externe Vorspannkraft und die Symmetriebedingungen sind in Bild 119 dargestellt.

Die Betonstahlbewehrung und das interne Spannriegel wurden als Fachwerkelemente idealisiert und in den Beton eingebettet (Bild 120).

Hierbei werden die Elementknoten der Bewehrung mit den mit den Elementknoten des umgebenden Betons verbunden. Die Verschiebungen der eingebetteten Knoten der Bewehrung werden dementsprechend durch die interpolierten Werte der am nächsten liegenden Knoten des Betons berechnet. Diese Vorgehensweise setzt einen perfekten Verbund zwischen Stahl und Beton voraus.

Auf die Modellierung der Spaltzugbewehrung bei der Einleitung der Vorspannkraft wurde verzichtet, da diese keinen Einfluss auf den maßgebenden Bereich des Querkraftversagens nimmt. Damit die hohen, konzentrierten Kräfte aus der externen Vorspannung nicht zum Abbruch der Rechnung führen und die Vorspannkraft übertragen werden kann,



**Bild 121:** Darstellung des Elementnetzes (Mesh)

wurden die Endquerträger durch ein lineares Betonmaterialmodell beschrieben. Als Randlänge bei der Netzgenerierung wurde für den wenig beanspruchten, äußeren Bereich eine Kantenlänge der Elemente von 50 mm und für den inneren Bereich von 15 mm gewählt (Bild 121).

Mit diesem Modell wurden die Vergleichsrechnungen und die anschließende Parameterstudie durchgeführt.

### 5.3.6 Versuchsnachrechnung

Die Versuchsnachrechnung erfolgte mit ABAQUS/Explicit unter Verwendung von linearen Hexaederelementen. Aufgrund der schnelleren Berechnungszeit und der ausreichenden Genauigkeit der Ergebnisse, wurde die reduzierte Integration angewendet. Der maßgebende Schubbereich zwischen Lasteinleitung und Mittelaufleger wurde mit einer Netzweite von 15 mm diskretisiert. Diese sehr feine Elementierung führt zwar zu vielen Systemfreiheitsgraden, jedoch können der Rissverlauf und der Übergang des Trägers von Zustand I in Zustand II besser abgebildet werden. Der Endbereich des Trägers wurde mit einer Netzweite von 50 mm abgebildet. Die Bewehrung wurde im Schubbereich mit einer Elementlänge von 15 mm und im Trägerende mit einer Länge von 50 mm abgebildet. Geometrische Nichtlinearitäten wurden während der Simulation berücksichtigt. Die Lastaufbringung erfolgte weggesteuert über einen Referenzpunkt an der Lasteinleitungsplatte. Die Vorspannung des Spannriegels wurde wegen des real vorhandenen Spannkraftverlustes infolge Reibung in mehreren Bereichen unterschiedlich definiert. Die Modelleinstellungen sind in Tabelle 29 zusammengefasst.

Die Last-Verformungskurven der Versuche mit geringem Querkraftbewehrungsgrad ( $\rho_w = 0,67 \text{ ‰}$ ) mit den zugehörigen Nachrechnungen sind in den

Bildern 122 bis 124 dargestellt. Die FE-Modelle zeigen bei allen Simulationen ein steiferes Verhalten als im Versuch, was zu geringeren Verformungen führt. Diese sind um bis zu 40 % kleiner als die tat-

Berechnungsverfahren	ABAQUS/Explicit
Elemente	C3D8R
Netzweite	Schubbereich: 15 mm; Endbereich: 50 mm; Bewehrung: 15/50 mm
interne Vorspannung	Predefined fields $\sigma_{11} = 857 - 995 \text{ N/mm}^2$ (Initial Step)
externe Vorspannung	über Flächenlast auf Ankerplatte (Step 1)
äußere Last	weggesteuert über Boundary Condition (Step 2)
Step Time	0,5

Tab. 29: Modelleinstellungen der Versuchsnachrechnung

sächlichen Durchbiegungen. Die Querkrafttragfähigkeit wird ebenfalls bei allen Versuchsnachrechnungen unterschätzt. In den numerischen Berechnungen hat die externe Vorspannung kaum Einfluss auf die maximale Traglast, sie verringert hauptsächlich die Verformungen. Wie im Experiment bewirkt die externe Vorspannung eine Erhöhung der Schubrislast, sodass der Übergang vom ungerissenen (Zustand I) in den gerissenen Querschnitt (Zustand II) auf einem höheren Lastniveau erfolgt.

Die Last-Verformungskurven der Versuche mit höherem Querkraftbewehrungsgrad ( $\rho_w = 1,33 \text{ ‰}$ ) mit den zugehörigen Nachrechnungen sind in den Bildern 125 bis 127 dargestellt. Die Bruchlasten werden dabei durch die FE-Modelle ebenfalls unterschätzt.

Der Steifigkeitsverlust des Systems setzt mit zunehmendem Vorspanngrad auch hier erst bei hö-

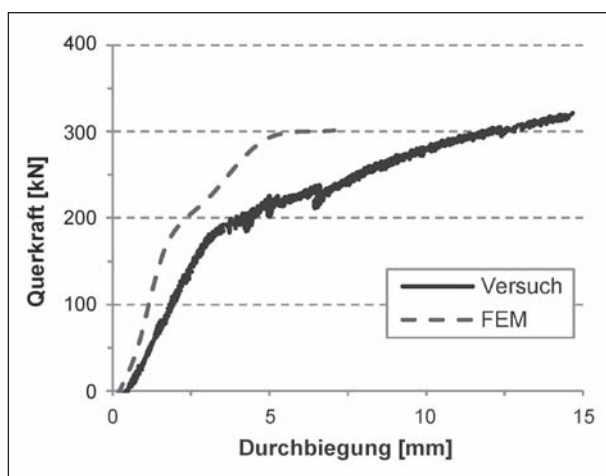


Bild 122: Vergleich der Last-Verformungskurven der FE-Berechnung und des Versuchs VT1 ( $\rho_w = 0,67 \text{ ‰}$ )

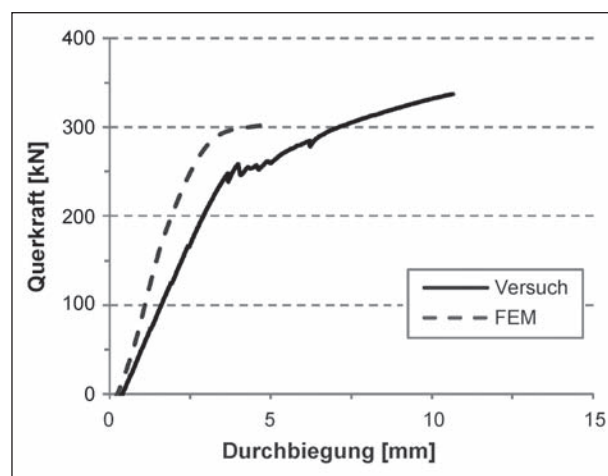


Bild 124: Vergleich der Last-Verformungskurven der FE-Berechnung und des Versuchs VT3 ( $\rho_w = 0,67 \text{ ‰}$ )

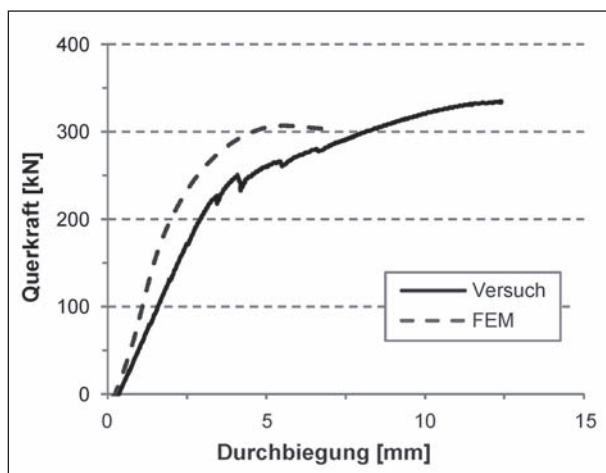


Bild 123: Vergleich der Last-Verformungskurven der FE-Berechnung und des Versuchs VT2 ( $\rho_w = 0,67 \text{ ‰}$ )

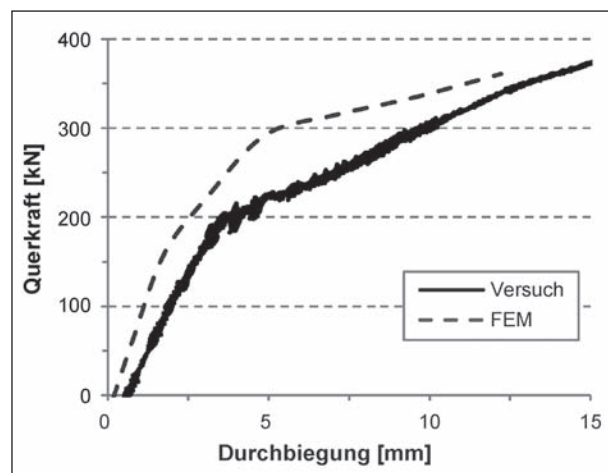
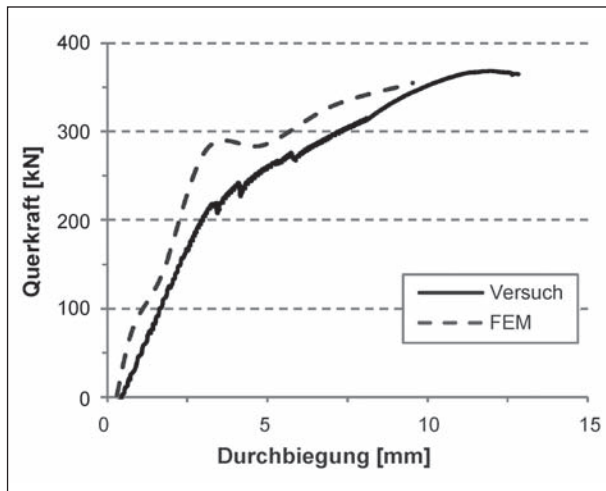
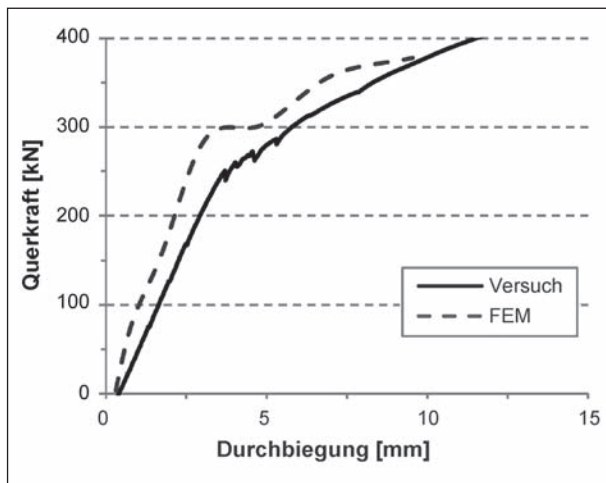


Bild 125: Vergleich der Last-Verformungskurven der FE-Berechnung und des Versuchs VT1 ( $\rho_w = 1,33 \text{ ‰}$ )



**Bild 126:** Vergleich der Last-Verformungskurven der FE-Berechnung und des Versuchs VT2 ( $\rho_w = 1,33 \text{ ‰}$ )



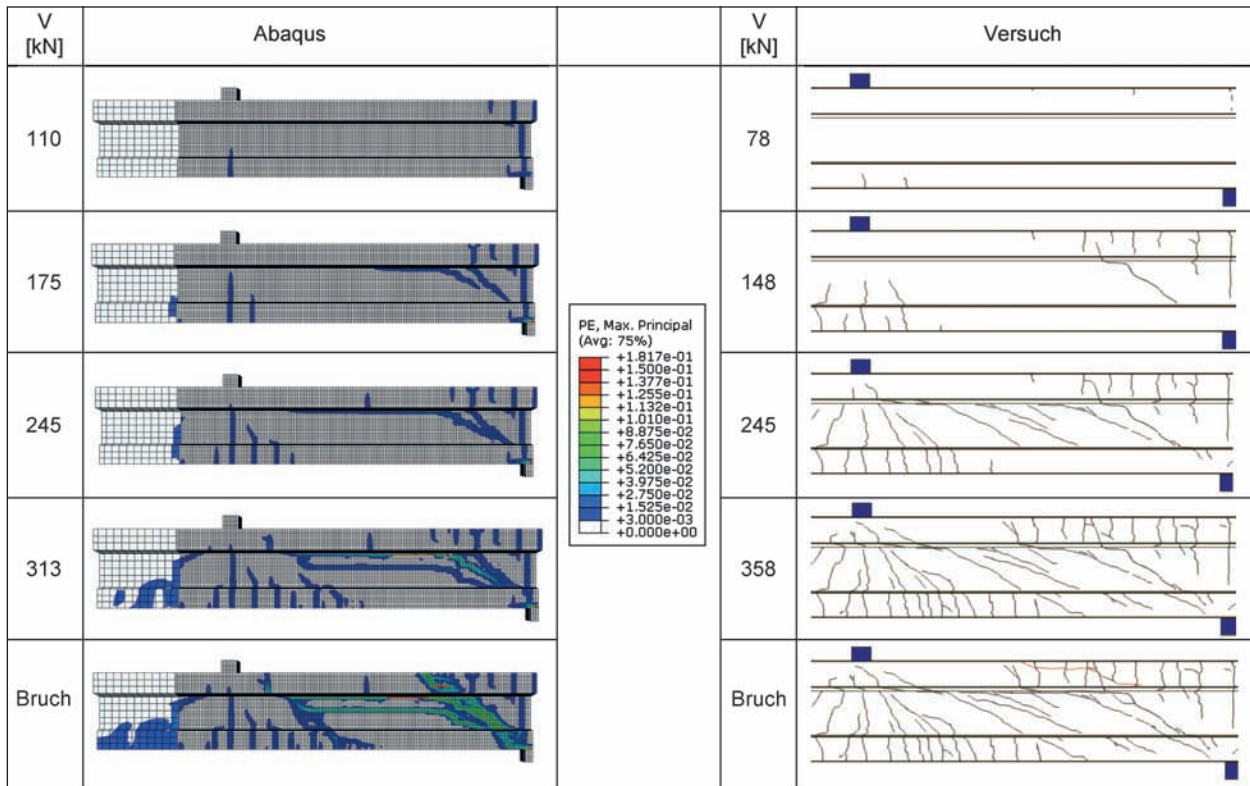
**Bild 127:** Vergleich der Last-Verformungskurven der FE-Berechnung und des Versuchs VT3 ( $\rho_w = 1,33 \text{ ‰}$ )

heren Lasten ein, womit auch hier die Risslast gesteigert wird. Die sich einstellenden Last-Verformungskurven können durch die Numerik für die höheren Querkraftbewehrungsgrade besser abgebildet werden, insbesondere auch bezüglich des Steifigkeitsverlustes beim Übergang in den gerissenen Zustand. Zwar verhält sich das Modell stellenweise nach wie vor steifer als im Versuch, jedoch liegen die Nachrechnungen für die höher querkraftbewehrten Träger näher am Versuch als für die niedrig bewehrten Träger. Das verzögerte Eintreten des Zustands II resultiert aus der verschmierten Rissbildung, wodurch ein Teil der Last im Riss noch vom Beton abgetragen wird und die Rissbildung noch nicht abgeschlossen ist. In der Realität bilden sich dagegen diskrete Risse, die keine Kraftübertragung mehr ermöglichen. Grundsätzlich verdeutlicht die bessere Übereinstimmung der Nachrechnung der

Versuche mit höherem Bewehrungsgrad, dass es in der Numerik schwierig ist, das Tragverhalten von Spannbetonsträgern ohne Querkraftbewehrung oder mit sehr geringen Querkraftbewehrungsgraden abzubilden. Da bei Trägern mit sehr niedrigem Bewehrungsgrad die Tragfähigkeit der ungerissenen Betondruckzone maßgebend ist, ist es schwieriger diese Versuche numerisch abzubilden. Jedoch wurde in der Nachrechnung eine ausreichend genaue Übereinstimmung der Last-Verformungskurven von Versuchen und numerischen Ergebnissen erzielt.

In Tabelle 30 wurde das Risswachstum im numerischen Modell bei verschiedenen Laststufen mit dem im Versuch verglichen. Es sind exemplarisch der Rissverlauf aus der FE-Analyse und die korrespondierenden Rissbilder des Versuchs VT1 mit hohem Bewehrungsgrad ( $\rho_w = 1,33 \text{ ‰}$ ) für unterschiedliche Laststufen gegenübergestellt. Die ersten Biege- und Schubrisse treten im numerischen Modell bei höherer Last als im Versuch auf. Die Ursache hierfür liegt in der Annahme des perfekten Verbunds und der verschmierten Rissbildung. Dennoch ergibt sich eine gute Übereinstimmung der Risswinkel in den ersten beiden Laststufen. Bei einer Laststufe von 245 kN wächst der Schubriss in der FE-Berechnung zwischen Steg und Obergurt weiter, während im Versuch weitere Schubrisse im Steg entstehen. Die Risse am Steganschnitt sind zwar auch bei den Versuchen vorhanden, jedoch werden sie in der Numerik stärker abgebildet. Durch den Steifigkeitsverlust infolge des horizontalen Risses zwischen Steg und Flansch im FE-Modell treten in den numerischen Berechnungen vorerst keine weiteren Risse im Steg auf. Erst mit der Umlagerung der Kräfte sind weitere Schädigungen in diesem Bereich festzustellen. Die Biegerisse wachsen mit der Laststeigerung im Feld bis in den oberen Flansch hinein, was auch im Versuch festgestellt werden kann.

Die Maximallast wird sowohl im Experiment als auch in der Numerik mit dem Fortschreiten des Risses bis zu Lasteinleitungsstelle und dem Mittellaufgänger erreicht. Die weitere Belastung über diesen Punkt hinaus führt ferner zum sekundären Versagen in der Druckzone, was sich im Experiment durch das plötzliche Abscheren des oberen Flansches äußerte. In der Simulation äußert sich dies in den großen plastischen Verformungen in diesem Bereich. Die weiteren Verformungen führen zu einem Verdübelungsrisse der Längsbewehrung im Unterflansch, der auch in der Numerik gut abgebildet wird.



Tab. 30: Risswachstum der FE-Analyse anhand der plastischen Dehnungen und im Versuch für VT1 ( $\rho_w = 1,33 \text{ ‰}$ )

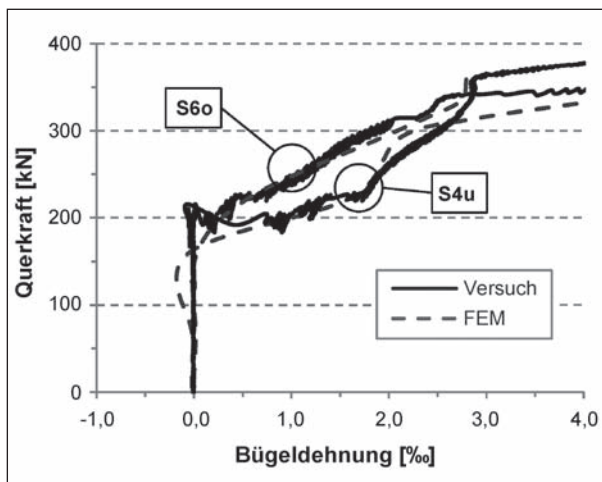


Bild 128: Vergleich der Bügelspannungen von VT1 ( $\rho_w = 1,33 \text{ ‰}$ ) und FE-Berechnung

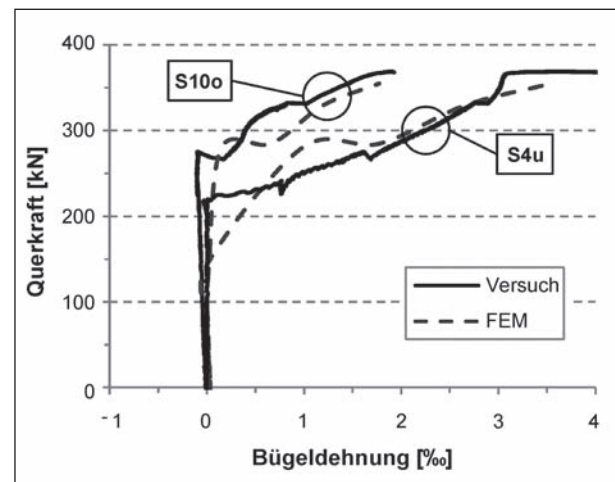


Bild 129: Vergleich der Bügelspannungen von VT2 ( $\rho_w = 1,33 \text{ ‰}$ ) und FE-Berechnung

Ein Vergleich der Bügeldehnungen im Versuch und in der Numerik lässt eine weitgehend gute Übereinstimmung erkennen. Die im Versuch an zwei Bügeln gemessenen Bügeldehnungen von VT1 und VT2 ( $\rho_w = 1,33 \text{ ‰}$ ) im Vergleich mit den Bügeldehnung im FE-Modell an der gleichen Stelle sind exemplarisch in den Bildern 128 und 129 dargestellt.

Da einige Stahl-DMS im Versuchsverlauf ausfielen, konnten nicht alle Stahldehnungen miteinander ver-

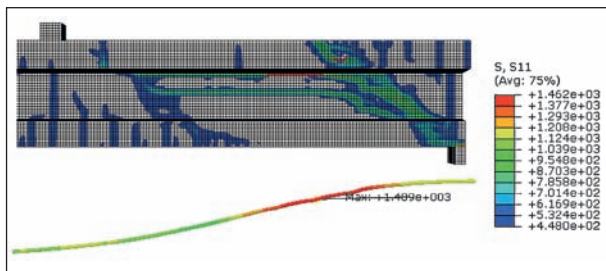
glichen werden. Auch ist ein Vergleich der absoluten Dehnungen der Stahl-DMS im Versuch und im Modell schwierig, da unterschiedliche Bruchlasten erreicht wurden und die Lage der Risse teilweise voneinander abweicht. Tendenziell wurde die Querkraftbewehrung des FE-Modells später aktiviert als im Versuch. Bei den Trägern mit einem höheren Querkraftbewehrungsgrad ist grundsätzlich eine bessere Übereinstimmung der Versuchskurven festzustellen.



Zusätzlich zu den Bügelspannungen wurde der Spannungszuwachs des Spanngliedes im numerischen Modell ausgewertet. Im Versuch war keine direkte Messung des Spannungszuwachses möglich. Dieser stellt jedoch eine signifikante Größe bei der Ermittlung der Traglasten dar. Zum Beginn der Berechnung lagen die Spannungen im numerischen Modell im Bereich zwischen 857 und 995 N/mm<sup>2</sup> im Spannglied vor. Bei Erreichen der Bruchlast waren deutliche Spannungszuwächse von bis zu 400 N/mm<sup>2</sup> zu beobachten, sodass Maximalspannungen von  $\sigma_P = 1.300-1.400$  N/mm<sup>2</sup> im Bereich des Wendepunkts des Spanngliedverlaufs im Schubfeld erreicht wurden (Bild 130).

Dies entspricht einer Steigerung des Querkraftanteils der Vorspannung in diesem Schnitt um 40 %, was die große Resttragfähigkeit der Querschnitte nach der Schubrissbildung zum Teil erklärt. Die maximalen Querkrafttragfähigkeiten der Versuche und der FE-Nachrechnungen sind in Tabelle 31 gegenübergestellt.

In der letzten Spalte ist die Abweichung der Numerik gegenüber dem Versuch in Prozent angegeben. Die Abweichungen liegen zwischen -3,8 und -12,8 %. Die Ergebnisse der Versuchsnachrechnungen liegen demnach auf der sicheren Seite.



**Bild 130:** Spannstahlspannungen bei Bruchlast für VT1 ( $\rho_w = 1,33$  ‰)

Ver-such	$\rho_w$	$V_{FEM}$	$V_{exp}$	Abweichung
	‰	kN	kN	
VT1	0,67	293	314	-6,7
	1,33	359	403	-10,9
VT2	0,67	296	328	-9,8
	1,33	352	366	-3,8
VT3	0,67	294	337	-12,8
	1,33	373	418	-10,8

**Tab. 31:** Bruchlasten der Numerik und der Versuche im Vergleich

### 5.3.7 Zusammenfassung

Auf Grundlage von Erfahrungen aus früheren Forschungsvorhaben wurden die Versuche mit dem numerisch nichtlinearen Programm ABAQUS nachgerechnet. In der Nachrechnung konnten das Tragverhalten, die Rissbildung und die Stahlspannungen der Bügelbewehrung zufriedenstellend abgebildet werden. Die jeweils ermittelten Traglasten waren geringer als die in den Versuchen bestimmten Tragfähigkeiten. Aus diesem Grund erscheint das Modell grundsätzlich geeignet für die Durchführung einer weitergehenden Parameterstudie.

## 5.4 Parameterstudie

### 5.4.1 Allgemeines

Auf Grundlage des erstellten Modells der Versuchsträger wurde eine weiterführende Parameterstudie durchgeführt. Hierbei wurden die Einflüsse der internen Vorspannung, der externen Vorspannung, der Querkraftbewehrung, der Betondruckfestigkeit und -zugfestigkeit und der Geometrie auf die Querkrafttragfähigkeit untersucht. In der Parameterstudie wird insgesamt zwischen vier Kategorien von Trägern und Querschnitten unterschieden:

- 23 doppelt profilierte Querschnitte mit parabel-förmiger Spanngliedführung (I-PBL),
- 20 doppelt profilierte Querschnitte mit polygonaler Spanngliedführung (I-PLY),
- 23 Plattenbalken mit parabel-förmiger Spanngliedführung (T-PBL),
- 17 doppelt profilierte Querschnitte mit parabel-förmiger Spanngliedführung und Ansatz der Bruchenergie und Betonzugfestigkeit nach REMMEL (REMMEL, 1994) (I-PBL-RML).

Der doppelt profilierte Querschnitt und der Plattenbalkenquerschnitt basierten auf den Querschnitt der Versuchsträger (Bild 131). Die Flächen der Längsbewehrung und des Spanngliedes entsprachen ebenfalls denen der Versuchsträger.

Die Spanngliedführung der Versuchsträger ist in Bild 132 dargestellt. Das polygonale Spannglied wurde im Modell über Umlenkkräfte am Träger abgebildet. Dadurch werden eventuelle Spannungszuwächse im Spannglied vernachlässigt, die allerdings bei der Anwendung der Bemessungsansätze zur Berechnung der Traglast auch nicht angesetzt

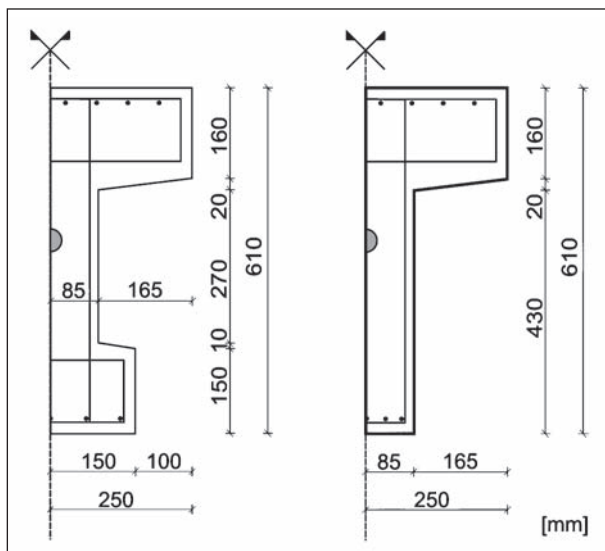


Bild 131: Doppelt profilierter und Plattenbalkenquerschnitt

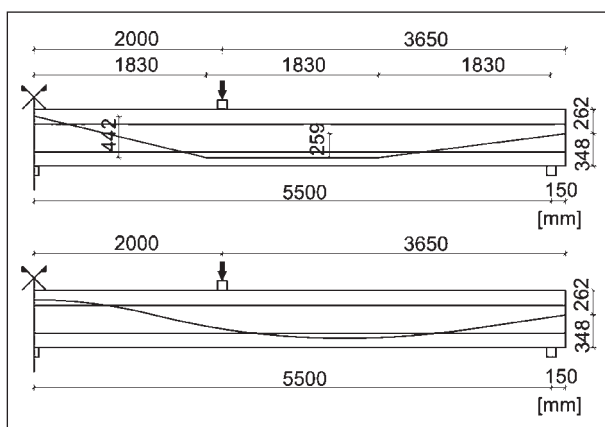


Bild 132: Polygonale und parabelförmige Spanngliedführung

$\sigma_{c,int}$	$\sigma_{c,ext}$	$\rho_w$	$f_{ck}$	$f_{ctm}$
N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	‰	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
2,0	1,5	1,5	35	$0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$

Tab. 32: Grundeinstellung der Parameter

werden. Die Spanngliedführung des parabelförmigen Spannglieds entsprach dem der Versuchsträger (Bild 21).

Bei der Durchführung der Parameterstudie wurden die Parameter von einer Grundeinstellung aus variiert, wobei jeweils nur ein Parameter verändert wurde. Die einzelnen Parameter in der Grundeinstellung sind in Tabelle 32 zusammengefasst.

Im FE-Modell wurde ein konstanter Abstand der Bügelbewehrung von 10 cm gewählt. Der Querkraftbewehrungsgrad wurde über die Veränderung der Bügelfläche variiert. Für die Auswertung wur-

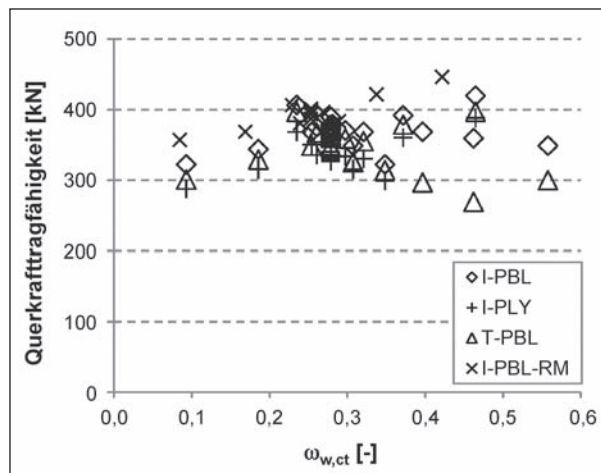


Bild 133: Querkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit des mechanischen Bewehrungsgrades

den die Querkräfte im Schnitt im Abstand von 0,5 m vom Mittelauger unter Berücksichtigung der aufgebrachten Last, des Eigengewichts und dem Vertikalanteil der Vorspannung berechnet. Insgesamt wurden 83 numerische Berechnungen durchgeführt, bei denen die verschiedenen Parameter variiert wurden. Die Ergebnisse der Berechnungen sind in Bild 133 zusammengefasst.

### 5.4.2 Einfluss der Vorspannung

Der Einfluss der internen Vorspannung auf die Querkrafttragfähigkeit der numerischen Modelle ist in Bild 134 dargestellt. Während die im Modell aufgebrachten Lasten zunahm, veränderten sich die aufnehmbaren Querkräfte kaum, da der Vertikalanteil des Spanngliedes bei der Auswertung auf der Einwirkungsseite berücksichtigt wird. Für die Serie I-PBL stieg die aufnehmbare Querkraft von 361 kN auf 389 kN an. Dagegen blieb bei dem gleichen Träger mit Ansatz nach Rimmel I-PBL-RM die Querkrafttragfähigkeit annähernd konstant. Dies ist darauf zurückzuführen, dass durch die höhere Zugfestigkeit und Bruchenergie der Serie I-PBL-RM die zusätzliche Längsvorspannung keinen Einfluss mehr hat.

Der Einfluss der externen Vorspannung auf die Querkrafttragfähigkeit ist im Vergleich dazu in Bild 135 dargestellt.

Ähnlich wie bei der internen Vorspannung hat die zusätzliche externe Längsvorspannung auf die Serie I-PBL-RM keinen nennenswerten Einfluss. In der Serie I-PLY steigt die aufnehmbare Querkraft von 327 kN auf 348 kN um 6,4 % an und in der Serie T-PBL steigt sie von 347 kN auf 370 kN um

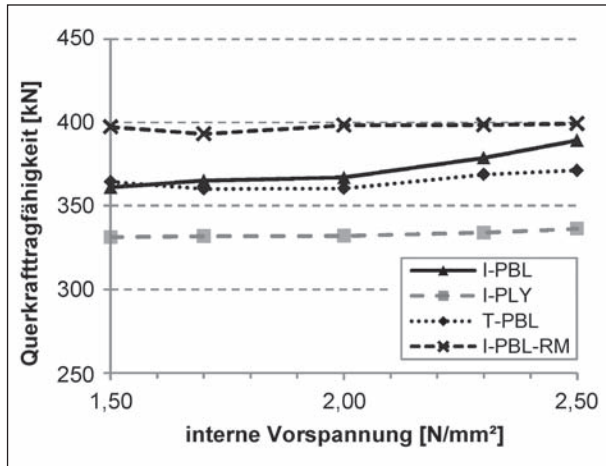


Bild 134: Querkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit der internen Vorspannung

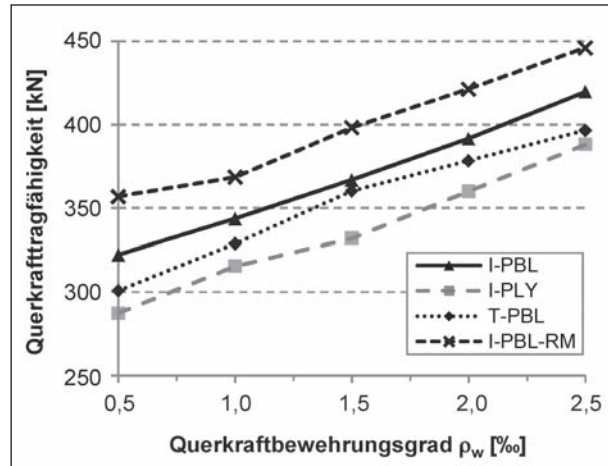


Bild 136: Querkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit des Querkraftbewehrungsgrades

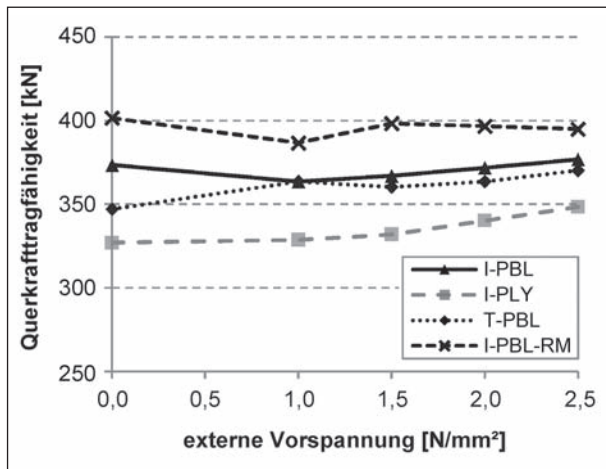


Bild 135: Querkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit der externen Vorspannung

6,6 % an. In der Serie I-PBL nimmt die Tragfähigkeit zunächst leicht ab, steigt dann aber von 364 kN um 3,6 % auf 377 kN an. Derartige Schwankungen in der FE können, ähnlich wie in Versuchen, z. B. aus einer Änderung des Rissverlaufs durch die Veränderung von Parametern resultieren.

#### 5.4.3 Einfluss des Querkraftbewehrungsgrades

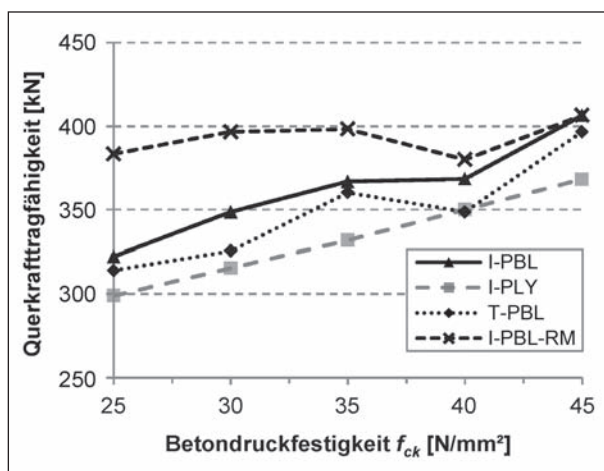
Der Querkraftbewehrungsgrad besitzt in allen Serien den maßgebenden Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit (Bild 136). In den einzelnen Serien beträgt der Anstieg der Querkrafttragfähigkeit zwischen 25 und 35 %. Der geringste untersuchte Querkraftbewehrungsgrad entsprach einem Drittel der nach DIN-FB 102 erforderlichen Mindestquerkraftbewehrung.

#### 5.4.4 Einfluss der Betondruckfestigkeit und Betonzugfestigkeit

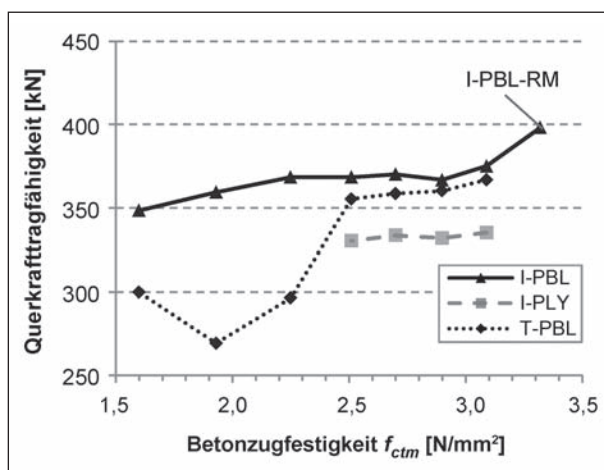
Der Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Querkrafttragfähigkeit ist in Bild 137 dargestellt. In den Serien T-PBL und I-PBL-RM nahm die Tragfähigkeit bei einer charakteristischen Druckfestigkeit von 40 N/mm<sup>2</sup> gegenüber einer geringeren Druckfestigkeit leicht ab. Im Allgemeinen war jedoch ein Anstieg der Tragfähigkeit zu beobachten, der allerdings auch auf die Abhängigkeit der rechnerischen Betonzugfestigkeit von der Betondruckfestigkeit zurückzuführen ist, wie an den Serien I-PBL und I-PBL-RM gut zu erkennen ist.

Beide Serien sind bis auf den Berechnungsansatz der Betonzugfestigkeit und der Bruchenergie identisch, weisen jedoch bei charakteristischen Betondruckfestigkeiten von 25 bis 35 N/mm<sup>2</sup> deutliche Unterschiede in der Querkrafttragfähigkeit von 9 bis 19 % auf. Bei den Modellen mit Plattenbalkenquerschnitt, die gegenüber den doppelt profilierten Querschnitten eine reduzierte Druckzonengröße über der Stütze aufweisen, konnte kein Versagen der Druckzone über dem Mittelaufleger bei niedrigen Betondruckfestigkeiten festgestellt werden. Auch hier wurde ein Schubzugversagen des Betons bzw. der Bügel, vor einem Druckversagen des Betons maßgebend.

Der Einfluss der Betonzugfestigkeit, bei einer konstanten Betondruckfestigkeit von 35 N/mm<sup>2</sup>, ist in Bild 138 dargestellt. In der Serie I-PBL steigerte sich die Querkrafttragfähigkeit bei einer Betonzugfestigkeiten von 1,6 bis 3,1 N/mm<sup>2</sup> um 5 %. Dieser geringe Einfluss ist darauf zurückzuführen, dass die Bruchenergie nach MC90 über die mittlere Beton-



**Bild 137:** Querkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit der charakteristischen Betondruckfestigkeit

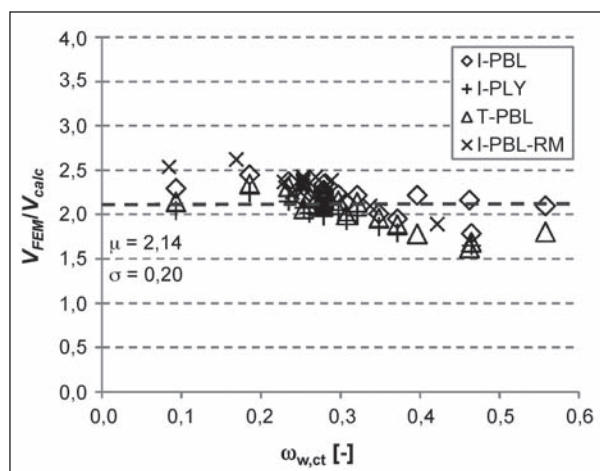


**Bild 138:** Querkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit der Betonzugfestigkeit

druckfestigkeit berechnet wird und somit konstant war. Der letzte in der Serie I-PBL dargestellte Wert stammt aus der Reihe I-PBL-RM. Die größere Betonzugfestigkeit und gleichzeitig größere Bruchenergie führten hier zu einem weiteren Anstieg der Querkrafttragfähigkeit. In der Serie T-PBL kam es bei Betonzugfestigkeiten unterhalb von  $2,5 \text{ N/mm}^2$  zu einem vorzeitigen Ausfall der Verdübelungswirkung der unteren Längsbewehrung, was zu einem früheren Querkraftversagen führte. Bedingt durch die Geometrie gab es diesen Effekt bei den Serien mit I-Profil nicht.

#### 5.4.5 Auswertung

In diesem Abschnitt werden die Versagenslasten der numerischen Untersuchungen mit den rechnerischen Tragfähigkeiten der untersuchten Modelle verglichen. Dazu wurden die rechnerischen Tragfähigkeiten der numerisch untersuchten Träger nach



**Bild 139:** Verhältnis von Querkraften nach FE ( $V_{FEM}$ ) und nach DIN-FB 102 ( $V_{calc}$ ) in Abhängigkeit des mechanischen Bewehrungsgrads  $\omega_{w,ct}$

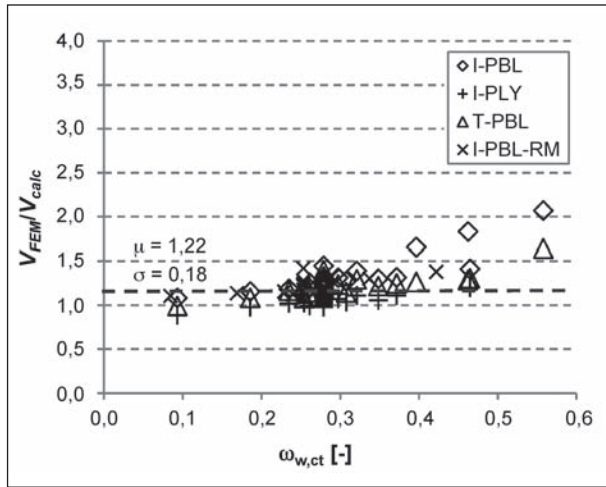
den Ansätzen nach DIN-FB 102, dem Hauptzugspannungskriterium und dem modifizierten Ansatz von GÖRTZ berechnet. Bei der Berechnung der Querkrafttragfähigkeit nach dem Fachwerkmodell mit Rissreibung nach DIN-FB 102, Gl. 4.27 wurde die Druckstrebenneigung auf  $\cot\theta = 3,0$  begrenzt.

Das Verhältnis der Querkrafttragfähigkeit nach FE ( $V_{FEM}$ ) und nach dem Fachwerkmodell mit Rissreibung ( $V_{calc}$ ) ist in Abhängigkeit des mechanischen Bewehrungsgrads  $\omega_{w,ct}$  in Bild 139 dargestellt. Der Ansatz unterschätzt mit einem Mittelwert von 2,16 bei einer Standardabweichung von 0,20 die in der Numerik ermittelten Bruchlasten deutlich. Die hohe Standardabweichung muss durch entsprechend hohe Teilsicherheitsbeiwerte zum Erreichen des erforderlichen Sicherheitsniveaus bei der Bemessung kompensiert werden. Die Auswertung verdeutlicht, dass das Fachwerkmodell mit Rissreibung eher zur Bemessung von Bauteilen mit großer Querkraftbewehrung geeignet sind, da sich die rechnerischen Bruchlasten mit größer werdendem Bewehrungsgrad den Bruchlasten der FE annähern.

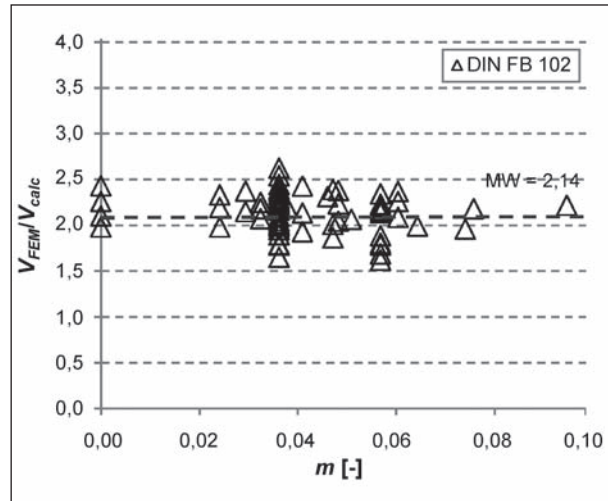
In Bild 140 wurden die Modelle der Parameterstudie mit dem Hauptzugspannungskriterium nach DIN-FB 102, Gl. 4.119 ausgewertet. Der Vertikalanteil der Vorspannung wurde für die Auswertung vollständig angesetzt. Des Weiteren wurde die volle Stegbreite  $b_w$  angesetzt, da das Spannglied in der Numerik als volumenloses Fachwerkelement abgebildet wird.

Die nach dem Hauptzugspannungskriterium ermittelten Bruchlasten liegen mit einem Mittelwert von 1,21 und einer Standardabweichung von 0,20 deutlich näher an den Bruchlasten der FE als das Fachwerkmodell mit Rissreibung.

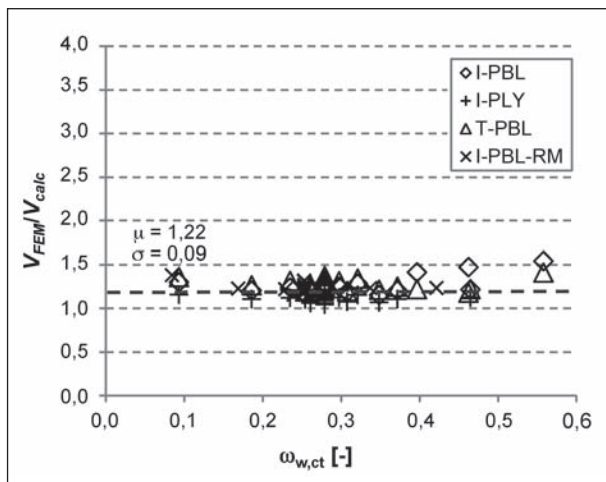




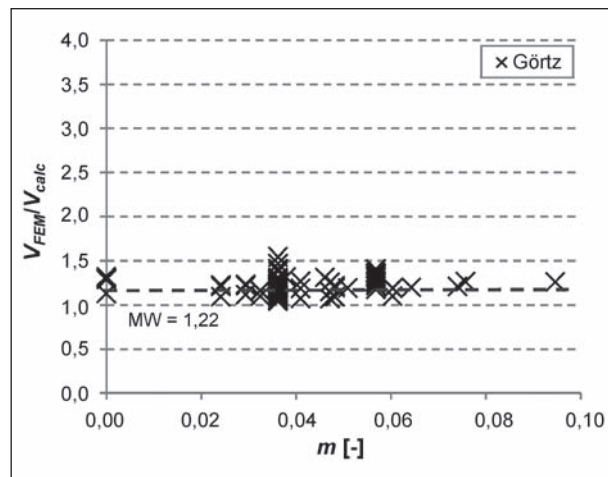
**Bild 140:** Verhältnis von Querkräften nach FE ( $V_{FEM}$ ) und nach dem Hauptzugspannungskriterium ( $V_{calc}$ ) in Abhängigkeit des mechanischen Bewehrungsgrads  $\omega_{w,ct}$



**Bild 142:** Auswertung nach DIN-FB 102 in Abhängigkeit des bezogenen externen Vorspanngrads  $m$



**Bild 141:** Verhältnis von Querkräften nach FE ( $V_{FEM}$ ) und nach GÖRTZ ( $V_{calc}$ ) in Abhängigkeit des mechanischen Bewehrungsgrads  $\omega_{w,ct}$



**Bild 143:** Auswertung nach GÖRTZ in Abhängigkeit des bezogenen externen Vorspanngrads  $m$

Die Auswertung für den modifizierten Ansatz nach GÖRTZ ist in Abhängigkeit des mechanischen Bewehrungsgrads in Bild 141 dargestellt. Der Ansatz beschreibt mit einem Mittelwert von 1,22 und einer Standardabweichung von 0,09 die Tragfähigkeit in den numerischen Untersuchungen noch zutreffender. Im Gegensatz zum Fachwerkmodell mit Rissreibung wird die Querkrafttragfähigkeit der Träger auch für sehr niedrige mechanische Bewehrungsgrade gut vorhergesagt und weist eine geringe Streuung auf. Der Vergleich mit der Auswertung nach dem Hauptzugspannungskriterium bestätigt die Ergebnisse der Versuchsnachrechnung, wonach sich mit dem Ingenieurmodell nach GÖRTZ ähnlich genaue Vorhersagen bezüglich der Bruchlast erzielen ließen wie mit dem Hauptzugspannungskriterium.

Die Auswertung nach dem Fachwerkmodell mit Rissreibung und nach GÖRTZ ist nochmals in Abhängigkeit des bezogenen Vorspanngrads  $m$  nach Gl. (51) in den Bildern 142 und 143 dargestellt. Dieser bezieht sich nur auf die externe Vorspannung, sodass für einige Auswertungspunkte  $m = 0$  ist. Durch diese Darstellung wird deutlich, dass der modifizierte Ansatz nach GÖRTZ den Einfluss der externen Längsvorspannung zutreffend erfasst, während der Ansatz nach dem Fachwerkmodell die Tragfähigkeiten stark unterschätzt und darüber hinaus große Streuungen aufweist.

#### 5.4.6 Fazit

Durch die Parameterstudie konnte gezeigt werden, dass die Ansätze nach dem Hauptzugspannungskriterium und dem Ingenieurmodell nach GÖRTZ

deutlich bessere Korrelationen mit den Versagenslasten der FE-Parameterstudie aufweisen als das Fachwerkmodell mit Rissreibung nach DIN-FB 102. Im Falle des Modells nach GÖRTZ ist dies insbesondere auf die getrennte Berücksichtigung eines Fachwerkanteils und eines Betontraganteils bei der Berechnung der Traglasten zurückzuführen. Die Verwendung von Bemessungsmodellen auf Grundlage des modifizierten Ansatzes nach GÖRTZ und dem Hauptzugspannungskriterium führen demnach zu deutlich wirtschaftlicheren Ergebnissen, bzw. zu deutlich höheren Resttragfähigkeiten bei Bestandsbauwerken als das Fachwerkmodell mit Rissreibung.

## 6 Bemessungsvorschlag

### 6.1 Allgemeines

Nachfolgend wird auf Basis der Untersuchungen ein Bemessungsvorschlag zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonträgern mit geringen Querkraftbewehrungsgraden unter Berücksichtigung einer zusätzlichen externen Vorspannung entwickelt. Für Bereiche, in denen keine Biegerissbildung zu erwarten ist, wird eine Bemessung nach dem Hauptzugspannungskriterium vorgeschlagen. Da nach der Schubrissbildung auch bei geringen Querkraftbewehrungsgraden von einer ausreichenden Resttragfähigkeit ausgegangen werden kann, ist das Kriterium auch bei Bauteilen mit reduzierter Mindestquerkraftbewehrung anwendbar.

In Bereichen mit Biegerissbildung, insbesondere im Bereich von Auflagern und Einzellasten, wird ein im Rahmen des Forschungsvorhabens modifiziertes Modell mit Sprengwerkanteil zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit vorgeschlagen. Für dieses Modell steht eine statistische Validierung aufgrund der geringen Anzahl an Versuchen an vorgespannten Durchlaufträgern derzeit noch aus.

### 6.2 Hauptzugspannungskriterium

Die Querkrafttragfähigkeit des Längssystems von Spannbetonbauteilen darf in Bereichen des Trägers, die frei von Biegerissen sind, nach Gl. (58) ermittelt werden. Bei doppelt profilierten Querschnitten gilt das Bauteil in solchen Bereichen als biege-rissfrei, in denen die Randzugspannungen den Bemessungswert der Betonzugfestigkeit  $f_{ctd}$  nach DIN-FB 102 nicht überschreiten. Es wird zusätzlich

vorgeschlagen, die Regelungen zur Randspannungsbegrenzung in Anlehnung an DIN 4227 zu erweitern, sodass der Hauptzugspannungsnachweis möglichst häufig anwendbar ist. Hierfür sollten weitergehende Untersuchungen für die endgültige Festlegung der zulässigen Randzugspannungen durchgeführt und die Anwendbarkeit der Regelungen in Beispielrechnungen überprüft werden.

$$V_{Rd,ct} = \frac{I \cdot b_w}{S} \sqrt{\left(\frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c}\right)^2 - \alpha_l \cdot \sigma_{cd} \cdot \left(\frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c}\right)} \quad (58)$$

mit

$I$  das Flächenträgheitsmoment

$b_w$  die Querschnittsbreite in der jeweiligen Steghöhe unter Berücksichtigung etwaiger Hüllrohre

$S$  das Flächenmoment 1. Grades

$\sigma_{cd}$  die Betonspannung im Bemessungspunkt infolge äußerer Lasten und Vorspannungen

Für Spannbetonträger mit verpressten Hüllrohren kann die Stegbreite  $b_{w,nom}$  nach Gl. (59) ermittelt werden.

$$b_{w,nom} = b_w - 0,5 \cdot \sum \emptyset_{Hüllrohr} \quad \text{für } \leq C50/60 \quad (59)$$

Bei profilierten Querschnitten können die maximalen Hauptzugspannungen auch außerhalb der Schwerachse auftreten. Die Querkrafttragfähigkeit ist dann als Minimalwert der in verschiedenen Höhenlagen nach Gl. (58) ermittelten Querkrafttragfähigkeit. Die Lage der maximalen Hauptzugspannungen ist für typische Querschnitte und Lastfälle in (KUPFER, 1994) zusammengefasst. Zusätzlich ist das Hauptzugspannungskriterium auf Höhe des Spanngliedes, im Schwerpunkt und in den Steganschnitten zu überprüfen, da hier Maximalwerte der Hauptzugspannungen auftreten können. Günstig wirkende Querkräfte infolge der Spanngliedneigung dürfen vereinfachend über die gesamte Bauteilhöhe angesetzt werden.

Zur Untersuchung des Tragverhaltens von Spannbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung sind weitere experimentelle Untersuchungen erforderlich. Zur Vermeidung eines sofortigen Bauteilversagens nach Schubrissbildung ist daher eine Querkraftbewehrung ausreichend, die den experimentellen Untersuchungen entsprechend in etwa dem 0,5-fachen der nach DIN-FB 102 erforderlichen

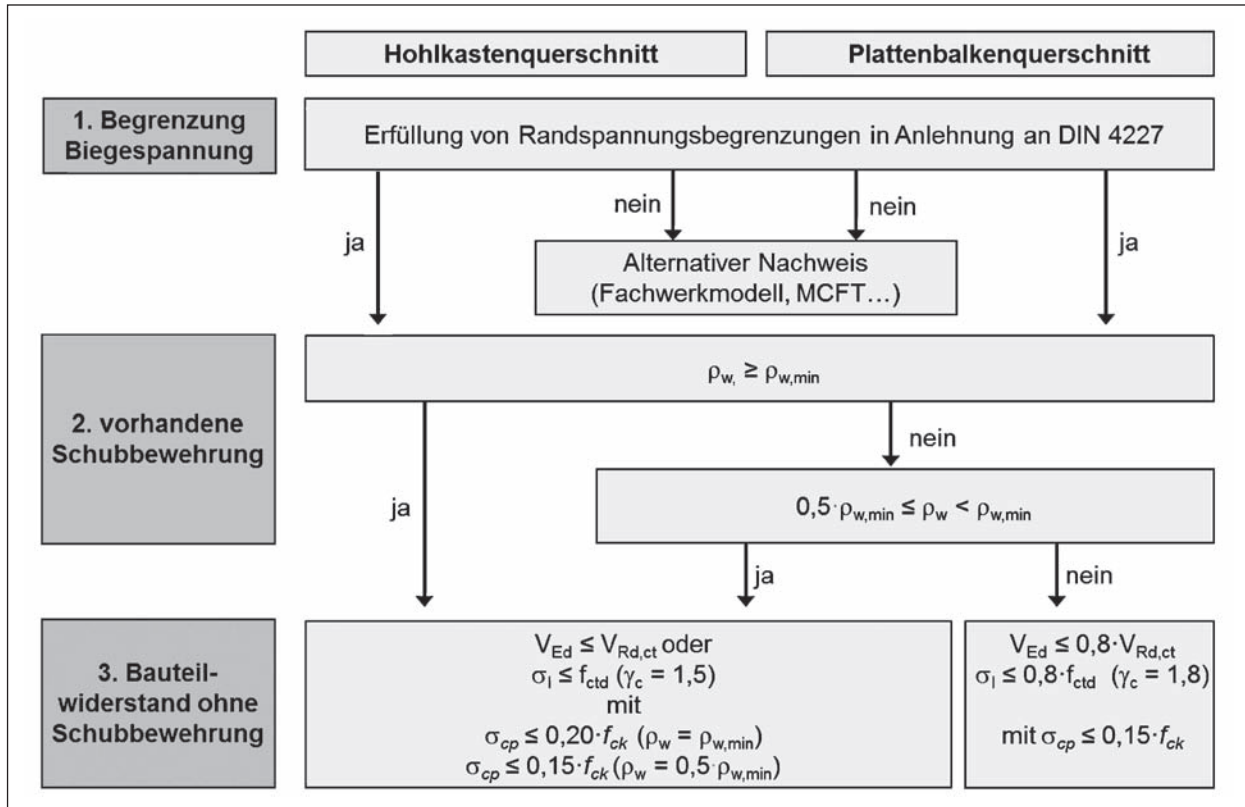


Bild 144: Ablaufdiagramm für die Bemessung nach dem Hauptzugspannungskriterium

Mindestquerkraftbewehrung entspricht. Durch weitere Untersuchungen ist noch ein Grenzwert der maximal zulässigen Betondruckspannung aus Vorspannung festzulegen, um ausreichende Tragreserven des Bauteils nach der Schubrissbildung sicherzustellen. In den vorliegenden Versuchen wurde die Anwendbarkeit des Hauptzugspannungskriteriums für eine charakteristische Betondruckfestigkeit von  $f_{ck} = 34 \text{ N/mm}^2$  und eine maximale Betondruckspannung im Schwerpunkt von  $\sigma_{cp} = 4,5 \text{ N/mm}^2$  verifiziert. Auf Basis der durchgeführten Untersuchungen wird für Bauteile, die mindestens über die nach DIN-FB 102 erforderliche Mindestquerkraftbewehrung verfügen, eine Begrenzung der Betondruckspannungen aus Vorspannung in Schwerpunkthöhe auf  $\sigma_{cp} \leq 0,20 \cdot f_{ck}$  empfohlen. Für Bauteile bei denen der Querkraftbewehrungsgrad höchstens das 0,5-fache der nach DIN-FB 102 erforderlichen Mindestquerkraftbewehrung beträgt, wird eine Begrenzung der Betondruckspannungen aus Vorspannung in Schwerpunkthöhe auf  $\sigma_{cp} \leq 0,15 \cdot f_{ck}$  vorgeschlagen. Die zulässigen Betondruckspannungen können dann für Querkraftbewehrungsgrade zwischen dem 0,5- und 1,0-fachen der Mindestquerkraftbewehrung interpoliert werden. Für Bauteile, die über weniger als das 0,5-fache der Mindestquerkraftbewehrung verfügen, wird eine Begren-

zung der zulässigen Hauptzugspannungen beim Nachweis der Querkrafttragfähigkeit auf  $0,8 \cdot f_{ctd}$  vorgeschlagen, sowie die Verwendung eines erhöhten Teilsicherheitsbeiwertes von  $\gamma_c = 1,8$ .

Nicht untersucht wurde der Einfluss einer zusätzlichen Torsionsbeanspruchung auf den Nachweis der Hauptzugspannungen für Spannbetonträger ohne Mindestquerkraftbewehrung. Für andere Querschnittformen als doppelt profilierte Querschnitte, wie z. B. Rechteck- oder Plattenbalkenquerschnitte, steht eine experimentelle Überprüfung des Ansatzes ebenfalls noch aus. Die zuvor genannten Vorschläge zur Bemessung nach dem Hauptzugspannungskriterium sind in Form eines Ablaufdiagramms in Bild 144 zusammengefasst.

### 6.3 Modifiziertes Modell nach GÖRTZ

Der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit des Längssystems von Spannbetonbauteilen kann nach Gl. (60) berechnet werden.

$$V = V_F + V_C \quad (60)$$

Der Fachwerkanteil  $V_F$  ist hierbei der kleinere Wert der Bügeltragfähigkeit und der Betondruckstreben- tragfähigkeit nach Gl. (61).

$$V_F = \min \left\{ \begin{array}{l} (A_{sw} / s) \cdot f_{yd} \cdot z \cdot \cot \beta_r \\ \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z / (\cot \beta_r + \tan \beta_r) \end{array} \right. \quad (61)$$

mit

$A_{sw}$  die Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung

$s$  der Bügelabstand

$f_{yd}$  Bemessungswert der Betonstahlfestigkeit

$z$  Hebelarm der inneren Kräfte

$\alpha_c$  0,75  $\eta_1$

$\eta_1$  1,0 (Normalbeton)

$b_w$  die Stegbreite unter Berücksichtigung etwaiger Hüllrohre

Der Risswinkel  $\cot \beta_r$  kann nach Gl. (62) berechnet werden.

$$\cot \beta_r = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 + 0,15 / \omega_{w,ct} - 0,18 \cdot \sigma_{cp} / f_{ctm} \\ 2,15 \\ a/d \end{array} \right. \quad (62)$$

mit

$$\omega_{w,ct} = \rho_w \cdot f_{yk} / f_{ctm}$$

$\rho_w$  geometrischer Querkraftbewehrungsgrad

$f_{yk}$  charakteristischer Wert der Streckgrenze

$f_{ctm}$  Mittelwert der Betonzugfestigkeit

$\sigma_{cp}$  die Betondruckspannung im Schwerpunkt

Der Betontraganteil  $V_c$  kann nach Gl. (63) bestimmt werden.

$$V_c = \kappa_s \cdot V_{c,s} + \kappa_p \cdot V_{c,p} \quad (63)$$

mit

$$\kappa_s = 1 - \omega_{w,ct} / 3 \geq 0$$

$$\kappa_p = 1 - \omega_{w,ct} \geq 0$$

Der Anteil der ungerissenen Betondruckzone  $V_{c,s}$  und der Sprengwerkanteil  $V_{c,p}$  werden nach Gleichungen (64) und (65) bestimmt.

$$V_{c,s} = \beta \cdot \frac{2}{3} \cdot k_x \cdot \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} (4d/a)^{0,25} \cdot (5l_{ch}/d)^{0,25} \cdot b_w \cdot d \quad (64)$$

$$V_{c,p} = P \cdot \frac{\Delta z_P}{a} \quad (65)$$

mit

$$\beta = 3/(a/d) \geq 1,0$$

$$l_{ch} = \frac{E_{cm} G_f}{f_{ctm}^2}$$

$$G_f = 0,0307 \cdot f_{ctm} \leq 0,143 \text{ N/mm}$$

Der innere Hebelarm  $\Delta z_P$  ist die Höhendifferenz zwischen den resultierenden Betondruckkräften bei der Lasteinleitung und dem Auflager.

Zur Berücksichtigung einer Längsvorspannung, die nicht über den Sprengwerkanteil  $V_{c,p}$  berücksichtigt wird, kann die Druckzonenhöhe  $k_x$  des Querschnitts für eine Längsbewehrung mit einer Streckgrenze von  $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$  nach Gl. (66) ermittelt werden.

$$k_x = 0,95 \cdot (\rho_1 \cdot n)^{0,40-0,84 \cdot m} \quad (66)$$

mit

$$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$$

$A_{s1}$  Fläche der in der Zugzone liegenden Längsbewehrung

$d$  statische Nutzhöhe

$$n = E_s / E_{cm}$$

$E_s$  Elastizitätsmodul des Betonstahls

$E_{cm}$  Elastizitätsmodul des Betons

$$m = \frac{\sigma_{cp}}{f_{cm}} \cdot \frac{A_c}{b_w \cdot d}$$

Bei profilierten Trägern darf die anzusetzende Stegbreite  $b_w$  in den Gleichungen (64) und (66) durch  $b_{s,eff}$  nach Gl. (67) ersetzt werden.

$$b_{s,eff} = b_w + 0,3 \cdot \sum h_{f,i} \quad (67)$$

Hierdurch wird das Mitwirken des ungerissenen Betondruckgurtes beim Querkraftlastabtrag berücksichtigt. Bei der Verwendung des Wertes für  $b_{s,eff}$  ist nach Gl. (68) zu überprüfen, ob die Dehnungsnulllinie noch im Druckgurt liegt.

$$k_x \leq \frac{h_{Gurt}}{d} \quad (68)$$

Falls die Druckzonenhöhe die Höhe des Druckgurtes  $h_{Gurt}$  nach Gl. (68) übersteigt, ist die effektive Breite  $b_{s,eff}$  durch die Ersatzbreite  $b'$  nach Bild 145 zu ersetzen.

Zur Sicherstellung eines duktilen Bauteilversagens sollte die Höhe des ansetzbaren Längsbewehrungsgrades nach Gl. (69) begrenzt werden.

$$\rho_1 n \leq 0,2 - 0,4 m \quad (69)$$



Da keine ausreichende Anzahl an Querkraftversuchen an vorgespannten Durchlaufträgern vorliegt, ist eine allgemeine statistische Validierung des modifizierten Modells nach GÖRTZ derzeit nicht möglich. Es soll daher als Orientierung für spätere Untersuchungen dienen. Das Modell wurde anhand der vorliegenden Versuche für doppelt profilierte Spannbetonquerschnitte unter Einzellastbeanspruchung verifiziert. Für weitere Querschnittstypen und Spannmitgliedverläufe steht eine experimentelle Überprüfung des Ansatzes noch aus. Erste numerische Untersuchungen deuten darauf hin, dass der modi-

fizierte Ansatz nach GÖRTZ auch hier anwendbar ist. Der Ansatz des Sprengwerkanteils bei der Überlagerung von Einzel- und Streckenlasten ist noch zu klären. Weitere Untersuchungen sind zum Einfluss einer zusätzlichen Torsionsbeanspruchung auf die Querkrafttragfähigkeit notwendig.

Für den Ansatz der Querkraftbewehrung im Fachwerktraganteil sind die konstruktiven Randbedingungen nach DIN-FB 102 einzuhalten. Für die Anwendbarkeit des Ansatzes bei Abweichungen von den konstruktiven Randbedingungen sind zusätzliche Untersuchungen notwendig.

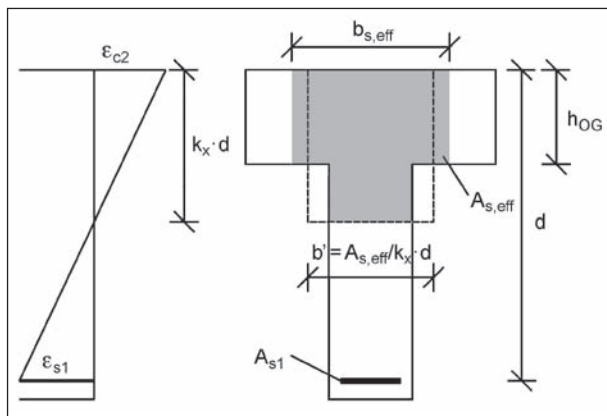


Bild 145: Ermittlung der Ersatzbreite  $b'$

## 6.4 Bemessungsbeispiel

### 6.4.1 Allgemeines

Bei dem hier vorgestellten Beispielbauwerk handelt es sich um die Hohlkastenbrücke Dill-Betriebsgraben auf der B 277 in Burg. Die Brücke wurde 1979 errichtet und für die Brückenklasse 60 nach DIN 1072 bemessen. Der Überbau verfügt über eine Gesamtlänge von 174,5 m und eine Breite von 11,59 m. Der Querschnitt und das Längssystem der Brücke sind in Bild 146 dargestellt. Die verwendeten Baustoffe sind in Tabelle 33 zusammengefasst.

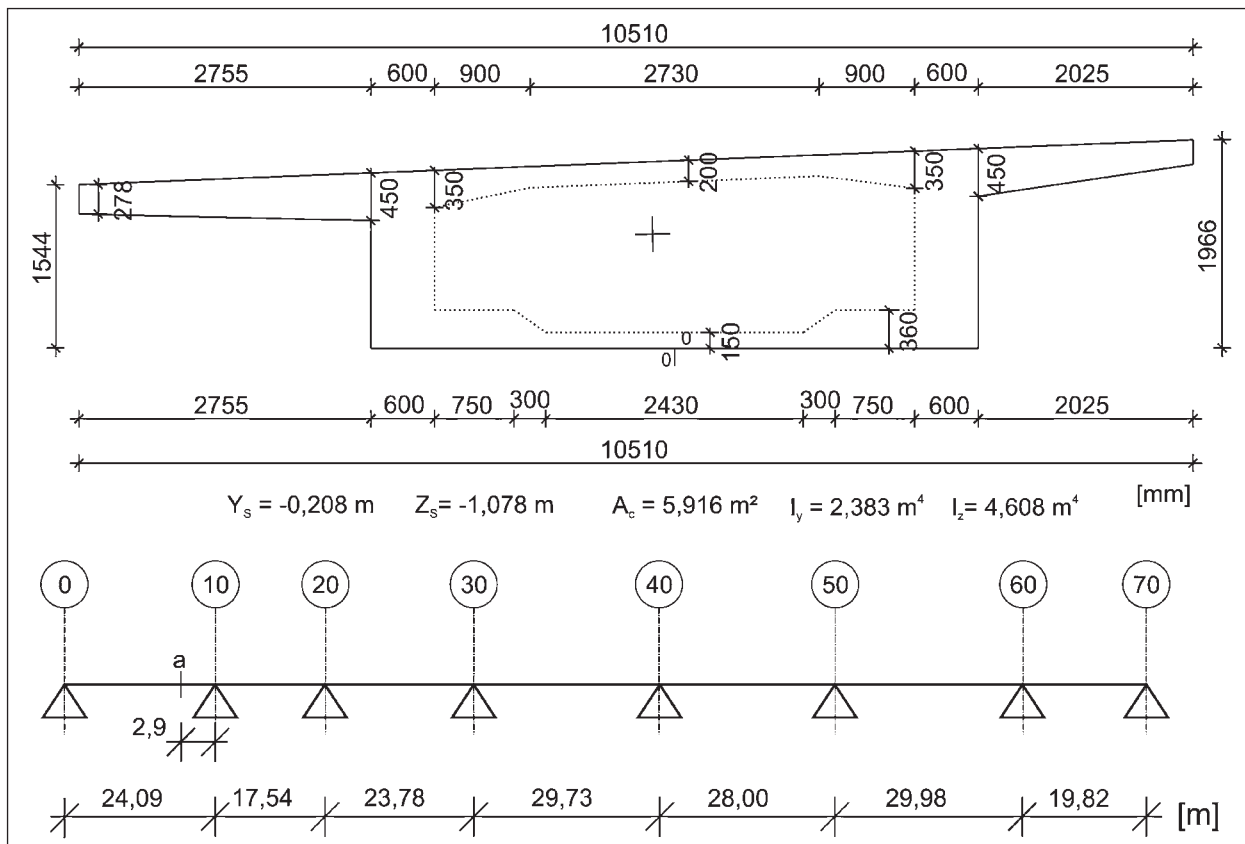


Bild 146: Querschnittsabmessungen, Querschnittswerte und Längssystem des Beispielbauwerks

	Bestandsbauwerk	Für die Nachrechnung angesetzt
Betonfestigkeitsklasse	B 450	C30/37 mit $E_{cm} = 32.800 \text{ N/mm}^2$
Betonstahl	IIIa	$f_{yk} = 420 \text{ N/mm}^2$ mit $E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$
Spannstahl	St 145/160	$\beta_{0,2} = 1.420 \text{ N/mm}^2$ $\beta_{BR} = 1.570 \text{ N/mm}^2$

Tab. 33: Überblick über die Baustoffe

	Bestandsbauwerk
Vorhandener Querkraftbewehrungsgrad $a_{sw}$	28,3 cm <sup>2</sup> /m
Vorhandene Längsbewehrung in der Zugzone $A_{s1}$	33,3 cm <sup>2</sup>
Statische Nutzhöhe bezogen auf die Betonstahlbewehrung $d_s$	1,71 m
Bruttoquerschnittsfläche $A_c$	5,916 m <sup>2</sup>
Bemessungswert der Querkraft in Schnitt a $V_{Ed}$	4.222 kN
Normalkraft infolge Vorspannung $N_p$	28.858 kN

Tab. 34: Überblick über die für den Querkraftnachweis benötigten Größen

Im Rahmen eines Gutachtens zur Nachrechnung der Brücke wurde das Lastmodell 1 des DIN-FB 101 angesetzt. Die Querkraftbemessung wird exemplarisch in Schnitt a in einem Abstand von 2,9 m von Achse 10 durchgeführt. Die zur Führung des Querkraftnachweises benötigten Größen sind in Tabelle 34 zusammengefasst.

#### 6.4.2 Nachweis nach DIN-FB 102

Für den Querkraftnachweis nach DIN-FB 102 wird zunächst die nach dem Fachwerkmodell mit Rissreibung maximale Bügeltragfähigkeit  $V_{Rd,sy}$  berechnet. Die Betondruckspannung im Schwerpunkt infolge Vorspannung beträgt

$$\sigma_{cd} = N_p/A_c = 28.858/5.916 = 4,88 \text{ N/mm}^2$$

Der Rissreibungsanteil  $V_{Rd,c}$  ergibt sich zu:

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= c_j \cdot 0,48 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot \left(1 + 1,2 \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}\right) \cdot b_w \cdot z \\ &= 0,5 \cdot 0,48 \cdot 30^{1/3} \cdot \left(1 - 1,2 \frac{4,878}{17}\right) \cdot 1,2 \cdot 0,9 \cdot 1,71 \\ &= 0,903 \text{ MN} \end{aligned}$$

Die Bügeltragfähigkeit ergibt sich damit zu:

$$\begin{aligned} V_{Rd,sy} &= a_{sw} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot (1,2 - 1,4 \cdot \sigma_{cd}/f_{cd}) + V_{Rd,c} \\ &= 28,3 \cdot 10^{-4} \cdot 0,9 \cdot 1,71 \cdot 420 \cdot \\ &\quad \left(1,2 + 1,4 \cdot \frac{4,88}{17}\right) + 0,903 = 3,833 \text{ MN} \end{aligned}$$

Der dazugehörige rechnerische Druckstrebenwinkel ergibt sich zu:

$$\cot \theta = \frac{1,2 + 1,4 \cdot 4,88/17}{1 - 0,903/3,833} = 2,10$$

Die dazugehörige Druckstrebentragfähigkeit  $V_{Rd,max}$  ergibt sich zu:

$$\begin{aligned} V_{Rd,max} &= \frac{b_{w,nom} \cdot z \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}}{\tan \theta + \cot \theta} \\ &= \frac{1,2 \cdot 0,9 \cdot 1,71 \cdot 0,75 \cdot 17}{2,1 + 1/2,1} = 9,14 \text{ MN} \end{aligned}$$

Der Hüllrohrdurchmesser im Steg ist geringer als  $b_w/8$ , weshalb  $b_{w,nom}$  nicht abgemindert werden muss.

Der angesetzte Druckstrebenwinkel  $\cot \theta = 2,1$  ist größer als der nach Stufe 1 der Nachrechnungsrichtlinie zulässige Wert von 1,75. Die Bügeltragfähigkeit nach Stufe 1 beträgt somit:

$$\begin{aligned} V_{Rd,sy} &= a_{sw} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cot \theta \\ &= 28,3 \cdot 10^{-4} \cdot 0,9 \cdot 1,71 \cdot 420 \cdot 1,75 = 3,201 \text{ MN} \end{aligned}$$

Nach Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie darf ein Druckstrebenwinkel von  $\cot \theta = 2,5$  angesetzt werden, womit die zuvor berechnete maximale Bügeltragfähigkeit nach dem Fachwerkmodell mit Rissreibung angesetzt werden kann. Hier zeigt sich jedoch, dass die Steigerung der Bügeltragfähigkeit durch das Rissreibungsmodell begrenzt wird. Eine weitere Erhöhung des zulässigen  $\cot \theta$  auf 3,0 würde zum Beispiel keinen Zuwachs an Bügeltragfähigkeit bedeuten. In Tabelle 35 sind die Querkrafttragfähigkeiten und Ausnutzungsgrade für den Bemessungswert der Querkraft  $V_{Ed} = 4.222 \text{ kN}$  für die Stufen 1 und 2 der Nachrechnungsrichtlinie zusammengefasst.

Nach Stufe 2 ergibt sich eine Überschreitung beim Querkraftnachweis von 10 %, wobei die Interaktion mit gleichzeitig wirkender Torsion noch nicht berücksichtigt wurde. Laut Stabwerksberechnung würde die Ausnutzung bei Berücksichtigung der Torsion nochmal um etwa 10 % ansteigen.

Nachrechnungsstufe	Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd}$	Ausnutzung $V_{Ed}/V_{Rd}$
Stufe 1	3,201 MN	1,32
Stufe 2	3,833 MN	1,10

Tab. 35: Querkrafttragfähigkeit und Ausnutzung nach Stufe 1 und Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie

### 6.4.3 Nachweis nach GÖRTZ

Für den Nachweis mit dem Modell von GÖRTZ muss zunächst der Risswinkel  $\cot\beta_r$  berechnet werden:

$$\cot\beta_r = \min \left\{ \frac{1 + 0,15/\omega_{w,ct} - 0,18 \cdot \sigma_{cp}/f_{ctm}}{2,15} \right.$$

$$\left. = \min \left\{ \frac{1 + 0,15/0,342 + 0,18 \cdot 4,88/2,9}{2,15} = 1,74 \right. = 1,74 \right.$$

mit dem mechanischen Bewehrungsgrad  $\omega_{w,ct}$

$$\omega_{w,ct} = \rho_w \frac{f_{yk}}{f_{ctm}} = \frac{28,3 \cdot 10^{-4}}{1,2} \cdot \frac{420}{2,9} = 0,342$$

Der Fachwerkanteil  $V_F$  ergibt sich damit zu:

$$V_F = \min \left\{ \begin{array}{l} (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot z \cdot \cot\beta_r \\ \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z / (\cot\beta_r + \tan\beta_r) \end{array} \right.$$

$$= \min \left\{ \begin{array}{l} 28,3 \cdot 10^{-4} \cdot 420 \cdot 0,9 \cdot 1,71 \cdot 1,74 \\ 0,75 \cdot 17 \cdot 1,2 \cdot 0,9 \cdot 1,71 / (1,74 + 1/1,74) \end{array} \right.$$

$$= \min \left\{ \begin{array}{l} 3,183 \\ 10,173 \end{array} \right. = 3,183 \text{ MN}$$

Für die Berechnung des Betontraganteils ergeben sich zwei Möglichkeiten die im Folgenden vorgestellt werden.

#### Variante 1

Da keine Belastung durch eine Einzellast vorliegt, kann der Sprengwerkanteil  $V_{c,P}$  auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt werden. Die Vorspannung kann daher bei der Berechnung der rechnerischen Druckzonenhöhe  $k_x$  im modifizierten Ansatz berücksichtigt werden. Das Produkt aus Längsbewehrungsgrad und Steifigkeitsverhältnis  $\rho_1 n$  ergibt sich zu:

$$\rho_1 n = \frac{A_{s1}}{b_w d} \cdot \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{33,3 \cdot 10^{-4}}{1,2 \cdot 1,71} \cdot \frac{200.000}{32800} = 0,01$$

Der Vorspanngrad  $m$  beträgt:

$$m = \frac{\sigma_{cp}}{f_{cm}} \cdot \frac{A_c}{b_w \cdot d} = \frac{28,858}{30 \cdot 1,2 \cdot 1,71} = 0,47$$

Die Druckzonenhöhe  $k_x$  beträgt für eine Streckgrenze des Betonstahls von 420 N/mm<sup>2</sup> nach Gl. (47)  $k_x = 0,612$ .

Die Bruchenergie  $G_f$  beträgt:

$$G_f = 0,0307 \cdot f_{ctm}$$

$$= 0,0307 \cdot 2,9 = 0,089 \leq 0,143 \text{ N/mm}$$

Daraus ergibt sich die charakteristische Länge  $l_{ch}$  zu:

$$l_{ch} = \frac{E_{cm} G_f}{f_{ctm}^2} = \frac{32800 \cdot 0,089}{2,9^2} = 347 \text{ mm} = 0,347 \text{ m}$$

Die Querkrafttragfähigkeit der ungerissenen Betondruckzone  $V_{c,s}$  beträgt damit:

$$V_{c,s} = \frac{2}{3} k_x \cdot \frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} \cdot (5 l_{ch}/d)^{0,25} \cdot b_w \cdot d$$

$$= \frac{2}{3} \cdot 0,612 \cdot \frac{2,0}{1,5} \cdot (5 \cdot 0,347/1,71)^{0,25} \cdot 1,2 \cdot 1,71$$

$$= 1,120 \text{ MN}$$

Der Betontraganteil  $V_c$  berechnet sich zu:

$$V_c = \kappa_s \cdot V_{c,s} = 0,886 \cdot 1,120 = 0,992 \text{ MN}$$

mit

$$\kappa_s = 1 - \omega_{w,ct}/3 = 1 - 0,342/3 = 0,886 \geq 0$$

Die Gesamtquerkrafttragfähigkeit  $V_{ges}$  beträgt somit:

$$V_{ges} = V_F + V_c = 3,183 + 0,992 = 4,175 \text{ MN}$$

#### Variante 2

Für die zweite Berechnungsvariante wird der Sprengwerkanteil berücksichtigt. Da keine Belastung durch eine Einzellast vorliegt, muss der horizontale Abstand  $a$  zwischen den Betondruckkräften der Gurte abgeschätzt werden (Bild 89). Der Wert  $a$  ist im Falle einer Einzellast der Abstand zwischen Stützmoment und maximalem Feldmoment. Für überwiegend durch Streckenlasten belastete Bauteile kann  $a$  näherungsweise also doppelte Entfernung des Momentennulldurchgangs vom Auflager angenommen werden. Für den betrachteten Schnitt liegt der Momentennulldurchgang in einer Entfernung von etwa 4,5 m vom Auflager in Achse 10. Die Lage der resultierenden Gurtkräfte kann in den Schwerpunkten der Gurte angenommen werden, sodass sich  $\Delta z_P$  ergibt zu:

$$\Delta z_P = 1,755 - \frac{0,36}{2} - \frac{0,45}{2} = 1,35 \text{ m}$$

Dabei wird die gemittelte Querschnittshöhe  $h = 1,755 \text{ m}$  verwendet. Der Sprengwerkanteil  $V_{c,P}$  beträgt damit:

$$V_{c,P} = P \cdot \frac{\Delta z_P}{a} = 28,858 \cdot \frac{1,35}{2 \cdot 4,5} = 4,329 \text{ MN}$$

Das Produkt  $\rho_1 n$  beträgt 0,01 und der Vorspanngrad  $m$  ist 0. Damit ergibt sich die Druckzonenhöhe nach Gl. (47) zu  $k_x = 0,128$ . Die Berechnung von  $V_{c,S}$  erfolgt analog zu Variante 1:

$$\begin{aligned} V_{c,S} &= \frac{2}{3} k_x \cdot \frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} \cdot (5l_{ch}/d)^{0,25} \cdot b_w \cdot d \\ &= \frac{2}{3} \cdot 0,128 \cdot \frac{2,0}{1,5} \cdot (5 \cdot 0,347/1,71)^{0,25} \cdot 1,2 \cdot 1,71 \\ &= 0,234 \text{ MN} \end{aligned}$$

Der Betontraganteil  $V_c$  beträgt damit:

$$\begin{aligned} V_c &= \kappa_s \cdot V_{c,S} + \kappa_P \cdot V_{c,P} \\ &= 0,886 \cdot 0,234 + 0,658 \cdot 4,329 = 3,056 \text{ MN} \end{aligned}$$

mit

$$\kappa_s = 1 - \omega_{w,ct}/3 = 1 - 0,342/3 = 0,886 \geq 0$$

$$\kappa_P = 1 - \omega_{w,ct} = 1 - 0,342 = 0,658$$

In der Summe ergibt sich die gesamte Querkrafttragfähigkeit damit zu:

$$V_{ges} = V_F + V_c = 3,183 + 3,056 = 6,239 \text{ MN}$$

## Fazit

Die Bemessungswerte der Querkrafttragfähigkeit bei der Verwendung des Modells nach GÖRTZ sind in Tabelle 36 zusammengefasst.

Bei beiden Berechnungsvarianten ergibt sich eine größere Querkrafttragfähigkeit als nach DIN-FB 102. Bei konservativem Ansatz des Betontraganteils  $V_c$  nach Variante 1 wird die Ausnutzung der Querkrafttragfähigkeit leicht überschritten, sodass der Nachweis für kombinierte Querkraft und Torsion nicht eingehalten werden kann. Bei Berücksichtigung eines Sprengwerkanteils nach Variante 2 er-

	Querkrafttragfähigkeit $V_{ges}$	Ausnutzung $V_{Ed}/V_{Rd}$
Variante 1	4,175 MN	1,01
Variante 2	6,239 MN	0,68

Tab. 36: Querkrafttragfähigkeit nach GÖRTZ und Ausnutzung nach Variante 1 und Variante 2

gibt sich eine Ausnutzung beim Querkraftnachweis von 0,68. Dadurch sind ausreichende Reserven für den späteren Nachweis von kombinierter Querkraft und Torsion vorhanden. Eine statistische Validierung des hier vorgestellten Ansatzes steht allerdings noch aus.

## 7 Zusammenfassung und Ausblick

Aufgrund der gestiegenen Anforderungen an Brückenbauwerke im Bestand und der im Laufe der Zeit geänderten Normung lässt sich bei einer Nachrechnung von Bestandsbrücken oft keine ausreichende Querkrafttragfähigkeit des Längssystems nachweisen. In einem von der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) geförderten Forschungsvorhaben wurden daher am Institut für Massivbau der RWTH Aachen sechs Bauteilversuche an drei vorgespannten Durchlaufträgern mit parabelförmiger Vorspannung und zusätzlicher externer Längsvorspannung durchgeführt. Die Ansätze nach DIN-FB 102 zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit unterschätzten dabei die Tragfähigkeit der untersuchten Versuchsträger deutlich. Dies betrifft sowohl die Versuche ohne als auch mit der nach DIN-FB 102 erforderlichen Mindestquerkraftbewehrung. Bei den Versuchen, die nur über das 0,5-fache der nach DIN-FB 102 erforderlichen Mindestquerkraftbewehrung verfügten, ergaben sich nach der Schubrisbildung z. T. noch erhebliche Tragreserven. Auf Grundlage der Versuche wurden daher Ingenieurmodelle entwickelt, die eine zutreffende Ermittlung der Querkrafttragfähigkeiten ermöglichen.

In ungerissenen Bereichen können die Schubrislasten nach dem Hauptzugspannungskriterium bestimmt werden. Für Bereiche mit stärkerer Biege- und Schubrisbildung wurde ein Ingenieurmodell auf Grundlage der Modelle von ZINK und GÖRTZ entwickelt. Hierbei setzt sich die Querkrafttragfähigkeit aus einem Fachwerktraganteil und einem Betontraganteil zusammen. Der Betontraganteil des parabelförmigen Spannglieds wird durch einen Sprengwerkanteil und der des externen Spannglieds durch eine Vergrößerung der Druckzonenhöhe erfasst. Anschließend wurden die Ingenieurmodelle in einen Bemessungsvorschlag überführt. Der Vergleich der Ansätze mit den im Versuch ermittelten Tragfähigkeiten sowie den Ergebnissen der Parameterstudie der nichtlinearen FE-Berechnungen lieferte eine gute Übereinstimmung.



## Ausblick

Zur Validierung des modifizierten Ansatzes nach GÖRTZ sind weitere experimentelle Untersuchungen an vorgespannten Zweifeldträgern notwendig. Hierbei sind unter anderem der Einfluss des Maßstabsfaktors, der Schubslankheit, des Spanngliedverlaufs, der Betoneigenschaften und der Geometrie zu klären. Ferner sollte untersucht werden, welche Bügelbewehrungsgrade tatsächlich notwendig sind, um ein schlagartiges Querkraftversagen der Bauteile zu verhindern. Der Einfluss einer zusätzlichen Torsionsbeanspruchung auf die Querkrafttragfähigkeit ist ebenfalls noch nicht geklärt. Für die Nachrechnung von Bestandsbrücken müssen außerdem die Anforderungen an die konstruktive Durchbildung zur Anwendung der vorliegenden Ingenieurmodelle festgelegt, sowie Grenzwerte für den zulässigen Verstärkungsgrad durch eine zusätzliche externe Längsvorspannung experimentell abgesichert werden.

## Danksagung

Der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) wird für die Förderung des Projektes und den Mitgliedern des Betreuungsausschusses für die hilfreichen Diskussionen gedankt.

## Literatur

- ABAQUS: ABAQUS 6.11 Online Documentation, 2011
- BENTZ, E., COLLINS, M. P.: Response 2000 User Manual, Version 1.1, September 2001
- BMVBS (Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie), Ausgabe 05/2011
- CEB: Comite Euro-International du Beton: CEB-FIB Model Code 1990. Design Code. Bulletin d'Information No.213/214, Lausanne, 1991
- CEB: Comite Euro-International du Beton: CEB-FIB Model Code 2010. Design Code Final Draft. Lausanne, 2011
- CEN: Comité Européen de Normalisation: EN 1992-1-1:2004 + AC:2010, Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Deutsche Fassung, Beuth Verlag, Berlin 2011
- CEN: Comité Européen de Normalisation: EN 1992-2:2005 + AC:2008 + NA, Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken, Deutsche Fassung, Beuth Verlag, Berlin 2013
- COLLINS, M. P. et al.: A general shear design method. ACI Structural Journal 93-S5, S. 36-45, Januar/Februar 1996
- DAFSTB: Erläuterungen zu DIN 1045-1, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 525, 2. überarbeitete Auflage, 2010
- DIN-Fachbericht 102:2009-03 Betonbrücken, Normenausschuss Bau des DAfStb, März 2009
- EHMANN, J.: Querkrafttragfähigkeit zugbeanspruchter Stahlbetonplatten in Verbundbrücken. Dissertation Universität Stuttgart, 2003
- FENWICK, R. C., PAULAY, T.: Mechanisms of Shear Resistance of Concrete Beams, Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 94, No. ST10, pp. 2235-2350, 1968
- FISCHER, J.: Versagensmodell für schubslanke Balken. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 480, Berlin 1997
- GÖRTZ, S.: Zum Schubrissverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken aus Normal- und

- Hochleistungsbeton, Dissertation RWTH Aachen, 2004
- GRIMM, R.: Einfluss bruchmechanischer Kenngrößen auf das Biege- und Schubtragverhalten hochfester Betone. Dissertation, Technische Hochschule Darmstadt, 1996
- HAVERESCH, K.-H., MAURER, R.: Entwurf, Bemessung und Konstruktion von Betonbrücken Beton-Kalender 2010
- HEGGER, J., SHERIF, A., GÖRTZ, S.: Investigation of Pre- and Postcracking Shear Behaviour of Prestressed Concrete Beams Using Innovative Measuring Techniques. *ACI Structural Journal*, Vol. 100, No. 2, S. 183-192, 2004
- HEGGER, J., GÖRTZ, S.: Querkraftmodell für Bauteile aus Normalbeton und Hochleistungsbeton. *Beton- und Stahlbetonbau* 101, Heft 9, S. 695-705, 2006
- HEGGER, J., BEUTEL, R., KARAKAS, A.: Handlungsanweisung für die Berechnung und konstruktive Durchbildung schubkraftgefährdeter Bauwerke. Abschlussbericht für das Hessische Landesamt für Straßen- und Verkehrswesen, Bericht -Nr. IMB: 193/2007, Aachen, 2007
- HEGGER, J., BEUTEL, R., KARAKAS, A., HÄUSLER, F.: Ersatz oder Teilersatz von Querkraftversuchen durch Finite-Elemente-Berechnungen. In: *Kurzberichte aus der Bauforschung* 49 , 1, S. 70-74, ISSN 0177-3550, 2008
- HEGGER, J., ROGGENDORF, T., TEWORTE, F.: Numerische Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit von Spannbeton-Fertigdecken in Slim-Floor-Konstruktionen. *Stahlbau* 79, Heft 4, S. 259-266, 2010
- 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
- HILLERBORG, A.: Analysis of one Single Crack. *Fracture Mechanics of Concrete*. F. H. WITTMANN (ed.), Elsevier Science Publishers, Amsterdam, 1983
- HOFSTETTER, G.: Konstitutive Modellierung von Beton, *Beton-Kalender, Turmbauwerke – Industriebauten*, S. 321-361, 2006
- KANI, M. W., HUGGINS, M. W., WITTKOPP, R. R.: KANI on Shear in Reinforced Concrete, University of Toronto Press, 255 pp., 1979
- KUPFER, H.: Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung, *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*, Heft 229, Ernst & Sohn, 1973
- KUPFER, H.: Bemessung von Spannbetonbauteilen nach DIN 4227 – einschließlich teilweiser Vorspannung. In: *Betonkalender 1994*. Berlin: Ernst & Sohn, 1994
- LEE, J., FENVES, G. L.: Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures. In: *Journal of Engineering Mechanics* 124, Nr. 8, S. 892-900, 1998
- LEONHARDT, F., WALTHER, R.: Versuche an Plattenbalken mit hoher Schubbeanspruchung. Heft 152 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Berlin 1962
- LEONHARDT, F., WALTHER, R.: Schubversuche an Durchlaufträgern, *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*, Heft 163, 1964
- 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
- LÜ, S.: Schubtragverhalten von Stahlbetonbauteilen mit rezyklierten Zuschlägen, *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*, Heft 504, 2000
- MAURER, R., ZILCH, K., HEGGER, J. et al.: Erläuterungen und Hintergründe zur Nachrechnungsrichtlinie – Betonbrücken, *Bauingenieur* 87, S. 24-35, 2012
- NAUMANN, J.: Brücken und Schwerverkehr – Eine Bestandsaufnahme. *Bauingenieur* 85, Nr.1, S. 1-9, 2010
- NIELSEN, M. P., BRAESTRUP, M. W.: Plastic Shear Strength of Reinforced Concrete Beams. *Bygningsstatiske Medelser*, Denmark, V. 46, No. 3, pp. 61-95, 1975
- REINECK, K.-H.: Ein mechanisches Modell für den Querkraftbereich von Stahlbetonbauteilen. Dissertation Universität Stuttgart, 1990

- REINECK, K.-H.: Hintergründe zur Querkraftbemessung in DIN 1045-1 für Bauteile aus Konstruktionsbeton mit Querkraftbewehrung. Bauingenieur 76, S. 168-179, 2001
- REMMELE, G.: Zum Zugtragverhalten hochfester Betone und seinem Einfluß auf die Querkrafttragfähigkeit von schlanken Bauteilen ohne Schubbewehrung. Dissertation, Technische Hochschule Darmstadt, 1992
- REMMELE, G.: Zum Zug- und Schubtragverhalten von Bauteilen aus hochfestem Beton, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 444, Berlin 1994
- 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
- SAGASETA, J., VOLLUM, R. L.: Influence of beam cross-section, loading arrangement and aggregate type on shear strength, Magazine of Concrete Research, Vol. 63, Iss. 2, pp. 139-155, 2011
- SARGIN, M.: Stress-Strain Relationships for Concrete and the Analysis of Structural Concrete Sections, University of Waterloo, 1971
- SCHNELLENBACH-HELD, M., ALDEJOHANN, M.: Querkrafttragfähigkeit der BubbleDeck. Gutachterliche Stellungnahme Technische Universität Darmstadt, 2003
- SCHÜTT, J.: Ein inelastisches 3D-Versagensmodell für Beton und seine Finite-Elemente-Implementierung. Karlsruhe (TH), Dissertation, 2005
- TAN, K. H., TJANDRA, R. A.: Shear Deficiency in Reinforced Concrete Continuous Beams Strengthened with External Tendons, ACI Structural Journal, Vol. 100, Iss. 5, pp. 565-572, 2003
- TAN, K. H., TJANDRA, R. A.: Strengthening of RC Continuous Beams by External Prestressing, Journal of Structural Engineering, Vol. 133 No. 2, pp. 195-204, 2007
- TAYLOR, H. P. J.: Investigation of Forces Carried across Cracks in Reinforced Concrete Beams in Shear by Interlock of Aggregate, TRA 42.447, Cement and Concrete Association 22 pp., 1970
- TAYLOR, H. P. J.: The Fundamental Behavior of Reinforced Concrete Beams In Bending and Shear, ACI Publications SP-42: Shear In Reinforced Concrete, 1974
- THÜRLIMANN, B.: Shear Strength of Reinforced and Prestressed Concrete Beams. CEB-Bulletin No. 126, Paris, June 1978
- WALRAVEN, J. C.: Shear, background document for prENV 1992-1-1:2001. In Eurocode 2 Background Documents from ENV to EN 1992-1-1 (WHITTLE, R. (ed.)), The Concrete Centre, Camberly, 2004
- ZILCH, K., ZEHETMAIER, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau: Nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2). ISBN 9783540706380 Springer-Verlag Berlin Heidelberg: 2010
- ZINK, M.: Zum Biegeschubversagen schlanker Bauteile aus Hochleistungsbeton mit und ohne Vorspannung. Dissertation Universität Leipzig, 1999

## Schriftenreihe

### Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

#### Unterreihe „Brücken- und Ingenieurbau“

### 2007

B 55: Überprüfung des Georadarverfahrens in Kombination mit magnetischen Verfahren zur Zustandsbewertung von Brückenfahrbahnplatten aus Beton mit Belagsaufbau

Krause, Rath, Sawade, Dumat

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden. € 14,50

B 56: Entwicklung eines Prüfverfahrens für Beton in der Expositionsklasse XF2

Setzer, Keck, Palecki, Schießl, Brandes

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden. € 19,50

B 57: Brandversuche in Straßentunneln – Vereinheitlichung der Durchführung und Auswertung

Steinauer, Mayer, Kündig

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden. € 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 Teilerneuerung – Bewehrung

Schröder

€ 13,50

B 61: Untersuchung von Korrosion an Fußplatten von Schutzplankenpfosten

Schröder, Staeck

€ 13,00

B 62: Bewährungsnachweis von Fugenfüllungen ohne Unterfüllstoff

Eilers

€ 12,00

B 63: Selbstverdichtender Beton (SVB) im Straßentunnelbau

Heunisch, Hoepfner, Pierson (†), Dehn, Orgass, Sint

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden. € 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

Friese, Taffe, Wöstmann, Zoega

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden. € 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 Straßentunneln

Blosfeld

€ 17,50

B 68: Auswirkungen des Schwerlastverkehrs auf die Brücken der Bundesfernstraßen – Teile 1-4

Kaschner, Buschmeyer, Schnellenbach-Held, Lubasch, Grünberg, Hansen, Liebig, Geißler

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden. € 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 Witzhausen

€ 13,50

B 73: Brand- und Abplatzverhalten von Faserbeton in Straßentunneln

Dehn, Nause, Juknat, Orgass, König

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden. € 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“

Freundt, Böning, Maurer, Arnold, Gedwien, Müller,

Schrick, Tappe, Kuhlmann, Rasche, Froschmeier,

Euler, Hanswille, Brauer, Bergmann

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden. € 29,50

B 78: Bemessung von Wellstahlbauwerken – Vergleich nach den bisherigen und den neuen Richtlinien

Kuhlmann, Günther, Krauss

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden. € 18,50

B 79: Untersuchungen zur Querkraftbemessung von Spannbetonbalken mit girlandenförmiger Spanngliedführung

Maurer, Kiziltan, Zilch, Dunkelberg, Fitik

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden. € 15,50

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 die endgültige Eurocodes und nationale Anhänge einschließlich Vergleichsrechnungen  
Hegger, Reiß € 17,50
- B 94: Baulicher Brandschutz für Tunnel in offener Bauweise – Rechnerischer Nachweis  
Peter, Knief, Schreyer, Piazzola  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.
- B 95: Erfahrungen mit selbstverdichtendem und hochfestem Beton im Brücken- und Ingenieurbau an Bundesfernstraßen  
Tauscher € 17,00
- B 96: Geothermischen Anlagen bei Grund- und Tunnelbauwerken  
Adam € 17,00
- B 97: Einfluss der veränderten Verkehrsführung bei Ertüchtigungsmaßnahmen auf die Bauwerksbeanspruchungen  
Freundt, Böning € 15,00

## 2014

- B 98: Brückenseile – Gegenüberstellung von vollverschlossenen Seilen und Litzenbündelseilen  
Friedrich  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.
- B 99: Intelligente Brücke – Zuverlässigkeitsbasierte Bewertung von Brückenbauwerken unter Berücksichtigung von Inspektions- und Überwachungsergebnissen  
Fischer, Schneider, Thöns, Rücker, Straub  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.
- B 100: Roadtraffic Management System (RTMS)  
Freundt, Vogt, Böning, Pierson, Ehrle € 15,00
- B 101: Adaptive Spannbetonstruktur mit lernfähigem Fuzzy-Regelungssystem  
Schnellenbach-Held, Fakhouri, Steiner, Kühn € 18,50
- B 102: Adaptive ‚Tube-in-Tube‘-Brücken  
Empelmann, Busse, Hamm, Zedler, Girmscheid € 18,00
- B 103: Umsetzung des Eurocode 7 bei der Bemessung von Grund- und Tunnelbauwerken  
Briebrecher, Städing € 14,00
- B 104: Intelligente Brücke – Konzeption eines modular aufgebauten Brückenmodells und Systemanalyse  
Borrmann, Fischer, Dori, Wild  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.
- B 105: Intelligente Brücke – Machbarkeitsstudie für ein System zur Informationsbereitstellung und ganzheitlichen Bewertung in Echtzeit für Brückenbauwerke  
Schnellenbach-Held, Karczewski, Kühn  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.
- B 106: Einsatz von Monitoringsystemen zur Bewertung des Schädigungszustands von Brückenbauwerken  
Freundt, Vogt, Böning, Michael, Könke, Beinersdorf € 17,00
- B 107: Materialeigenschaften von Kunststoffdichtungsbahnen bestehender Straßentunnel  
Robertson, Bronstein, Brummermann € 16,00
- B 108: Fahrzeug-Rückhaltesysteme auf Brücken  
Neumann, Rauer € 18,50
- B 109: Querkrafttragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken  
Hegger, Herbrand € 17,00

Alle Berichte sind zu beziehen im:

Carl Schünemann Verlag GmbH  
Zweite Schlachtpforte 7  
28195 Bremen  
Tel. (0421) 3 69 03-53  
Fax (0421) 3 69 03-48  
[www.schuenemann-verlag.de](http://www.schuenemann-verlag.de)

Dort ist auch ein Kompletverzeichnis erhältlich.