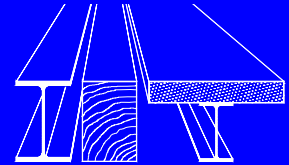


Institut für Konstruktion und Entwurf  
Stahl- Holz- und Verbundbau  
Universität Stuttgart



## **Randnahe Kopfbolzen im Brückenbau**

**Jochen Raichle**

**Mitteilungen**



# **Randnahe Kopfbolzen im Brückenbau**

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

vorgelegt von

**Jochen Raichle**

aus Kirchheim unter Teck

Hauptberichter: Prof. Dr.-Ing. U. Kuhlmann

Mitberichter: Prof. Dr.-Ing. I. Mangerig

Prof. Dr.-Ing. B. Novák

Tag der mündlichen Prüfung: 23.07.2015

Institut für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart

2015



**Mitteilungen des Instituts für Konstruktion und Entwurf, Nr. 2015-2**

Jochen Raichle                      Randnahe Kopfbolzen im Brückenbau

Herausgeber:                      Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann  
Pfaffenwaldring 7  
70569 Stuttgart  
Telefon: (0711) 685 66245  
Telefax: (0711) 685 66236

Redaktion:                          Dipl.-Ing. Florian Eggert

**D93**

© Institut für Konstruktion und Entwurf; Stuttgart 2015  
Alle Rechte vorbehalten

ISSN 1439-3751



## **Eigenständigkeitserklärung**

Die vorliegende Arbeit habe ich selbstständig verfasst und keine anderen als die angegebenen Quellen und Hilfsmittel benutzt. Alle Stellen der Arbeit, die wörtlich oder sinngemäß aus Veröffentlichungen oder aus anderweitigen Äußerungen entnommen wurden, sind als solche kenntlich gemacht.

Dettingen unter Teck, November 2015

Jochen Raichle





## **Vorwort**

Die vorliegende Arbeit entstand während und nach meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Konstruktion und Entwurf.

Mein besonderer Dank gilt Frau Prof. Dr.-Ing. U. Kuhlmann für die Ermöglichung meiner Arbeit sowie für die Übernahme des Hauptberichts. Bei Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. I. Mangerig und Herrn Prof. Dr.-Ing. B. Novák bedanke ich mich sehr für das Interesse an der Arbeit und die Übernahme des Mitberichts.

Die Untersuchungen wurden auf Grundlage von drei Forschungsprojekten erarbeitet. Die Betrachtungen zum Ermüdungsverhalten randnaher Kopfbolzen unter Querschub wurde durch das Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung unterstützt und durch die Bundesanstalt für Straßenwesen (bast) betreut. Die Untersuchungen an niedrigen Verbundträgern mit randnahen Kopfbolzen wurde durch das Deutsche Institut für Bautechnik (DIBt) gefördert. Die gewonnenen Erkenntnisse zum Einsatz von randnahen Kopfbolzen bei trapezförmig gefalteten Stegblechen wurden durch die Forschungsgemeinschaft Stahlanwendung (FOSTA) ermöglicht. Bei den zahlreichen Versuchen ermöglichten die Firmen AG der Dillinger Hüttenwerke, Köster & Co, Max Bögl und voestalpine AG durch die kostenlose Fertigung und den Transport von Versuchskörpern sowie die Bereitstellung von Material die Kosten in Grenzen zu halten. Die Versuche wurden an der Materialprüfungsanstalt Universität Stuttgart durchgeführt. Den Firmen sowie den projektbeteiligten Arbeitskreisen gilt mein Dank für deren Unterstützung, Hinweise und konstruktive Zusammenarbeit.

Seika Nakajima danke ich besonders für die Übersetzung von Dokumenten in japanischer Sprache.

Bei meinen ehemaligen Kolleginnen und Kollegen bedanke ich mich herzlich für die gemeinsame Zeit am Institut für Konstruktion und Entwurf. Außerdem bedanke ich mich bei den Diplomanden und wissenschaftlichen Hilfskräften, die diese Arbeit in unterschiedlicher Form unterstützt haben. Frank Reichert und Jochen Röhm vom Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren danke ich für die gute Zusammenarbeit bei den Untersuchungen zur Verbundfuge mit trapezförmig gekanteten Stegblechen.

Meinen Eltern danke ich für die stetige Unterstützung auf meinem Lebensweg. Am meisten danke ich meiner Ehefrau Julia Wall und unseren Kindern Cosima und Ruben für deren ständige Unterstützung, Rückhalt und Verständnis. Ohne Sie wäre die Fertigstellung dieser Arbeit nicht möglich gewesen.

November 2015

Jochen Raichle



## Kurzdarstellung

Kopfbolzen stellen ein bewährtes und wirtschaftliches Verbindungsmittel zwischen einem Bauteil aus Stahl und einem Bauteil aus Beton dar. Bei großer Duktilität können gleichzeitig hohe Kräfte übertragen werden. Für Kopfbolzen, deren Achse mit großem Abstand zur Außenkante des Betongurts hergestellt wird, existieren zahlreiche Forschungsarbeiten und die einschlägigen Normen liefern eine wirtschaftliche und sichere Dimensionierung der Kopfbolzen. Bei Verbundkonstruktionen aus Stahl und Beton stellen sie das am häufigsten verwendete Verbindungsmittel dar.

Die *randnahen Kopfbolzen* weisen gegenüber dem häufigen Fall der randfernen Kopfbolzen einen geringen Abstand der Bolzenachse zur Betonoberfläche auf. Dadurch ergibt sich bei randnahen Kopfbolzen gegenüber randfernen Kopfbolzen ein geändertes Trag- und Ermüdungsverhalten der Verbundfuge, das insbesondere in Hinblick auf Ermüdung und damit der Anwendung im Brückenbau noch nicht vollständig geklärt war.

In zwei am Institut für Konstruktion und Entwurf angefertigten Dissertationen konnten Bemessungsgleichungen für die statische Tragfähigkeit unter einer Längs- und einer Querschubbeanspruchung hergeleitet werden. Neben Informationen zur statischen Tragfähigkeit unter einer kombinierten Beanspruchung unter Längs- und Querschub liegen außerdem Erkenntnisse zum Ermüdungsverhalten unter einer Längsschubbeanspruchung vor. Als zusätzlicher wesentlicher Parameter für die Dimensionierung von randnahen Kopfbolzen konnte gegenüber randfernen Kopfbolzen der *effektive Randabstand* festgestellt werden. Mit abnehmendem effektivem Randabstand konnte eine Reduzierung sowohl der statischen Beanspruchbarkeit als auch der Ermüdungsfestigkeit ermittelt werden. Die Ergebnisse zeigen außerdem, dass die Lage der Verbundfuge zum Betongurt, entweder in dessen Mitte oder an dessen Rand, einen nennenswerten Einfluss auf die Tragfähigkeit aufweist. Das typische Versagen von randnahen Kopfbolzen unter einer Längsschubbeanspruchung stellt dabei das Spalten des Betongurts dar. Bei einer Querschubbeanspruchung ist der Betonausbruch auf der Lastseite im Normalfall der Versagensmodus. Diese Forschungsergebnisse sind bereits in aktuell gültigen Normen implementiert.

Durch die Fortschreibung dieser Normen wurde in dieser Arbeit die Überprüfung der vorhandenen normativen Regelungen zu Randnahen Kopfbolzen notwendig. Das Ergebnis dieser Überprüfung zeigt, dass keine Anpassungen der bestehenden Regelungen notwendig sind. Es werden jedoch einzelne Verbesserungen vorgeschlagen.

Um die Erkenntnisse von randnahen Kopfbolzen an ebenen Stegblechen abzurunden, wurden im Rahmen dieser Arbeit zusätzliche experimentelle Untersuchungen zum *Ermüdungsverhalten unter Querschub* durchgeführt. Nachdem es im Betongurt zu Rissen gekommen war, stellte der Ermüdungsbruch der Kopfbolzen an deren Fußpunkt das typische Versagen dar. Im Vergleich zu einer randfernen Anordnung der Kopfbolzen haben wenige Körper auch durch Betonausbruch oder durch das Ermüdungsversagen der Bewehrung nahe der Verbundfuge versagt. Wie bei den bereits vorhandenen Forschungsergebnissen zu randnahen Kopfbolzen konnte auch hier ein erheblicher Einfluss des effektiven Randabstands auf die Ermüdungsfestigkeit beobachtet werden. Zusätzlich konnte eine große Bedeutung der Aufhängebewehrung im Bereich der Verbundfuge auf das Ermüdungsverhalten festgestellt werden. Die Auswertung der Versuche zeigte einen frühzeitigen Anriss der Bolzen. Die Lebensdauer der Kopfbolzen besteht damit zum großen Teil aus dem Rissfortschritt. Mit Hilfe der Versuchsauswertung und einer statistischen Auswertung konnten Wöhlerlinien hergeleitet und damit die noch fehlende Bemessungsgleichung für randnah angeordnete Kopfbolzen an ebenen Stegblechen bereitgestellt werden. Zusätzlich konnten Aussagen zu einer Interaktion zwischen einer gleichzeitig wirkenden, ermüdungsrelevanten Längsschub- und Querschubbeanspruchung getroffen werden. Außerdem konnte gezeigt werden, dass im Gegensatz zu randfer-

nen Kopfbolzen der Einfluss einer zyklischen Vorbelastung von untergeordneter Bedeutung auf die *statische Resttragfähigkeit* von randnahen Kopfbolzen unter einer Querschubbeanspruchung ist.

Abschließend zu den Betrachtungen von randnahen Kopfbolzen an ebenen Stegblechen werden *Untersuchungen an niedrigen Verbundträgern* mit randnahen Kopfbolzen vorgestellt.

Ein weiterer Schwerpunkt dieser Arbeit ist die Anwendung von randnahen Kopfbolzen bei *Verbundträgern mit trapezförmig gefalteten Stegen*. Bei der direkten Einbindung des stählernen Stegblechs in den Betongurt ist das Stegblech durch die Faltung in der Lage sowohl Schubkräfte als auch Biegemomente in den Betongurt zu übertragen. Die experimentellen Untersuchungen unter einer *Längsschubbeanspruchung* haben gezeigt, dass eine zusätzliche Anordnung von Kopfbolzen, die durch die Randnähe als randnahe Kopfbolzen bezeichnet werden können, einerseits zu einer Steigerung der Tragfähigkeit und andererseits zu einem günstigeren Last-Verformungsverhalten führen. Das beobachtete Last-Verformungsverhalten kann als duktil bezeichnet werden. Der Betongurt wird durch die randnahen Kopfbolzen hauptsächlich in Dickenrichtung beansprucht. Das trapezförmig gekantete Stegblech lehnt sich mit den schrägen Blechabschnitten an den Betongurt an und beansprucht diesen orthogonal dazu. Durch die zwangsläufig exzentrische Anordnung des Stegblechs konnte außerdem eine gegenläufige Torsionsbeanspruchung der beiden Betongurthälften bemerkt werden. Die Auswertung der Versuche und die umfangreich durchgeführten Finite-Elemente Berechnungen zeigen eine Vielzahl von unterschiedlichen Parametern, die die Beanspruchbarkeit der Verbundfuge beeinflussen. Die Parameter mit dem größten Einfluss auf die Beanspruchbarkeit der Verbundfuge sind neben der Betonfestigkeit, die Reibung zwischen trapezförmig gekantetem Steg und Betongurt, die Einbindetiefe des Stegs in den Gurt und die Lagerungsbedingungen des Betongurts. Sämtliche Maßnahmen, die ein Aufbiegen des Betongurts behindern, liefern einen erheblichen Beitrag zur Steigerung der Beanspruchbarkeit. Auswertungen von Messungen an einem Doppelverbundträger konnten das während den Push-out Versuchen beobachtete Tragverhalten bestätigen. Anhand der durchgeführten Versuche und der Finite-Elemente Berechnungen konnte sowohl das Tragverhalten umfassend beschrieben als auch eine Bemessungsgleichung für die Längsschubbeanspruchung der Verbundfuge, die die zahlreichen Parameter berücksichtigt, angegeben werden. Das Stegblech muss unabhängig davon mit der einwirkenden Schubkraft dimensioniert werden.

Eine weitere Versuchsreihe an Körpern mit trapezförmig gekanteten Stegblechen wurde genutzt um Erkenntnisse zum Tragverhalten bei einer *Querbiegebeanspruchung* bei einem negativen Biegemoment zu erhalten. Während sich der Stahlbetongurt einseitig an das trapezförmig gekantete Stegblech anlehnt, löst er sich auf der Rückseite mit zunehmender Beanspruchung vom Steg ab. Das Tragverhalten ist durch ein Aufbiegen des Betongurts gekennzeichnet, das an der gegenüberliegenden Seite zum Stegblech zu einer Druckbeanspruchung im Betongurt führt. Auch bei dieser Beanspruchung führt die Anordnung von randnahen Kopfbolzen zu einer erheblichen Steigerung der Tragfähigkeit. Um ein duktiles Last-Verformungsverhalten und gleichzeitig eine hohe Beanspruchbarkeit zu erlangen, ist außerdem die Anordnung von Zulagebewehrung über dem Stegblech von Vorteil. Die experimentellen und numerischen Untersuchungen zeigen gegenüber der Längsschubbeanspruchung bei der Querbiegebeanspruchung einen deutlich geringeren Einfluss der Reibung zwischen trapezförmig gekantetem Stegblech und Betongurt auf die Beanspruchbarkeit. Auch hier war es durch die Auswertung der Versuche und die zahlreichen Finite-Elemente Berechnungen möglich, eine Bemessungsgleichung für das Querbiegemoment bereitzustellen. Anhand eines Stabwerkmodells konnte die erforderliche Bügelbewehrung hergeleitet werden. Auch in diesem Fall kann das Stegblech außerhalb der Verbundfuge mit der einwirkenden Beanspruchung, hier dem negativen Querbiegemoment, dimensioniert werden. Erste numerische Berechnungen bei einer Querbiegebeanspruchung mit einem positiven Biegemoment zeigen das gegenüber einem negativen Biegemoment geänderte Tragverhalten auf.

Neben der typischen Schubbeanspruchung der Kopfbolzen im Verbundbau konnte bei beiden untersuchten Beanspruchungsarten auch eine große Zugbeanspruchung der randnahen Kopfbolzen festgestellt werden.

Die Erkenntnisse zu randnahen Kopfbolzen kommen rechtzeitig, um in die Überarbeitung von DIN EN 1994 einzufließen und so den Anwendungsbereich im Verbundbrückenbau zu erweitern.

## Abstract

Headed studs form an established and a cost-effective connection between structural elements of steel and concrete. They allow transmitting both high ductility and forces. A lot of research work has been done for headed studs with a large edge distance to the concrete surface. The relevant standards show economical and safe design rules for headed studs. They are the most used connectors for composite construction of steel and concrete.

*Horizontally lying headed studs* feature a small edge distance of the dowels shank to the concrete surface. In comparison to headed studs with a large edge distance the load bearing and fatigue behaviour is different and has not been completely clarified especially in view of fatigue.

Two PhD theses written at the Institute of Structural Design of the Universität Stuttgart deal with loading under longitudinal and vertical shear and provide design rules for the static resistance. Furthermore they offer information about combined longitudinal and vertical shear and a design rule for the fatigue behaviour under longitudinal shear has also been determined. In contrast to headed studs with large edge distance the effective edge distance has been identified as an important parameter for design of horizontally lying headed studs. The decreasing of the effective edge distance shows a reduction of static resistance and fatigue strength as well. The research results also showed that the location of the composite joint, in the middle of the concrete flange or at the edge, has a significant influence on the carrying capacity. The typical mode of failure related to longitudinal shear is the splitting of the concrete flange. In case of vertical shear the mode of failure is typically concrete blowout. These results of research are already implemented in current standards.

The updating of standards necessitates a review of the normative rules for horizontally lying headed studs. The present thesis shows that there are no modifications necessary. Nevertheless some improvements are proposed.

The thesis enlarges the state of knowledge on horizontally lying headed studs by investigations on the *fatigue behaviour under vertical shear*. After the appearance of first cracks on the concrete surface the fatigue failure of the headed studs at the fixation is the typical mode of failure. In comparison to headed studs with a large edge distance some specimens showed a blowout of the concrete flange or the fatigue failure of the reinforcement, too. As the existing research results on horizontally lying headed studs these current studies show a large influence of the effective edge distance on the fatigue strength. A strong influence on the fatigue behaviour has been pointed out for the shear reinforcement close to the composite joint. The analysis of the tests showed an early incipient crack. Thus the lifetime of horizontally lying headed studs mainly consists of crack propagation. By means of the test evaluation and a statistical evaluation it was possible to derive S-N-curves and to provide the missing design rule of headed studs arranged close to the concrete surface attached on plane steel webs. Additional conclusions could be drawn regarding the interaction of longitudinal and concurrent vertical shear under fatigue loading. In comparison to

headed studs with a large edge distance the influence of vertical shear fatigue loading on horizontally lying headed studs negligible for the *residual static resistance*.

The examination of horizontally lying headed studs attached on plane steel webs is finalized by the *analysis of two slim-floor girders*.

Another main focus of this thesis is the application of horizontally lying headed studs in *composite girders with corrugated steel webs*. Due to the corrugation the embedment of the steel web into the concrete flange allows to transfer both shear and bending moment. Experimental studies of a *longitudinal shear load* showed that additional lying headed studs are able to increase the carrying capacity and to improve the load-deformation behaviour. The observed load-deformation behaviour can be identified as ductile. The concrete flange is stressed by the horizontally lying headed studs mainly in the direction of thickness of the flange. Contrarily the angular part of the corrugated steel web leans on the concrete flange and causes strain in the concrete flange plain. Due to the excentric arrangement of the embedded corrugated steel web the concrete flange is loaded by torsion. The analysis of the tests and the investigations by additional finite element analysis show many parameters with influence on the carrying capacity. The most important parameters are the concrete strength, the friction between the corrugated steel web and the concrete flange, the embedment depth of the steel web into the concrete flange and the bearing conditions of the concrete flange. Any arrangements which prevent bending up of the concrete flange increase significantly the carrying capacity. The analysis of a composite girder with corrugated steel web and two concrete flanges confirms the load-carrying behaviour of the push-out tests. The test evaluation and the numerous finite element analyses allowed to describe the load-carrying behaviour comprehensively and to develop a design equation for longitudinal shear loading under consideration of the relevant parameters. The corrugated steel web itself has to be designed independently for the longitudinal shear force.

A further test series with composite specimens and corrugated steel webs has been used to obtain information about the load-carrying behaviour and the carrying capacity under *influence of a negative transverse bending moment around the longitudinal axis*. At the side of action the concrete flange presses on to the corrugated steel web. At the backside the concrete flange separates from the corrugated steel web. The load-carrying behaviour is characterised by the bending up of the concrete flange which leads to compression at the top side of the concrete flange. The application of horizontally lying headed studs leads to an increase of the carrying capacity for this kind of loading, too. Another possibility to increase the carrying capacity und to reach a ductile load-carrying behaviour is the arrangement of additional reinforcement above the corrugated steel web. Contrarily to the loading by a longitudinal shear force the experimental and numerical studies on the loading by a transverse bending moment show a much smaller influence of friction between corrugated steel web and concrete flange to the carrying capacity. The test evaluation and the numerous finite element analyses allowed developing a design equation for the negative transverse bending moment around the longitudinal axis under consideration of the relevant parameters. An equation to determine the necessary shear reinforcement could be derived by means of a strut-and-tie model. In this case the corrugated steel web itself has to be designed independently for the transverse bending moment, too. First numerical evaluations for a positive transverse bending moment show the different load-carrying behaviour in comparison to a negative transverse bending moment.

In addition to the typical shear loading of the headed studs in composite constructions both considered loading situations show a tension loading of the horizontally lying headed studs.

The results of this research work are in time to be implemented in the coming reevaluation on further development of Eurocode 4. Hereby it is possible to enlarge the field of applications especially for composite bridges.

---

<b>Inhaltsverzeichnis</b>	<b>IX</b>
<b>Bezeichnungen</b>	<b>XIII</b>
<b>1 Einführung</b>	<b>1</b>
1.1 Allgemeines	1
1.2 Zielsetzung und Gliederung	2
<b>2 Statische Tragfähigkeit von Kopfbolzen</b>	<b>5</b>
2.1 Allgemeines	5
2.2 Das Tragverhalten von Kopfbolzen	5
2.2.1 Das Tragverhalten von randfernen Kopfbolzen	5
2.2.2 Das Tragverhalten von randnahen Kopfbolzen	7
2.3 Normative Änderungen bei der Bemessung von randfernen Kopfbolzen	8
2.3.1 Statische Beanspruchbarkeit von randfernen Kopfbolzen	8
2.4 Randnahe Kopfbolzen	12
2.4.1 Statische Beanspruchbarkeit unter Längsschub	12
2.4.2 Statische Beanspruchbarkeit unter Querschub	15
2.4.3 Interaktion Längsschub und Querschub	17
2.5 Aktualisierter Vergleich der Tragfähigkeiten	18
2.6 Zusammenfassung	20
<b>3 Ermüdungsverhalten von Kopfbolzen</b>	<b>21</b>
3.1 Einführung	21
3.2 Stand der Forschung	21
3.2.1 Allgemeines	21
3.2.2 Nachweiskonzepte	21
3.2.3 Bauteile und Material	25
3.2.4 Verbundfuge	31
3.2.5 Untersuchungen zur statischen Resttragfähigkeit	39
3.3 Stand der Normung	43
3.3.1 Allgemeines	43
3.3.2 Beton	44
3.3.3 Betonstahl	44
3.3.4 Baustahl	45
3.3.5 Kopfbolzen	45
3.4 Zusammenfassung und Motivation	48
<b>4 Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten unter Querschub</b>	<b>49</b>
4.1 Allgemeines	49
4.2 Aspekte zur Entwicklung der Versuchskörper	50
4.2.1 Allgemeines	50
4.2.2 Parameter	50
4.2.3 Versuchsprogramm	51
4.3 Versuchsbeschreibung	51
4.3.1 Allgemeines	51
4.3.2 Geometrie	51
4.3.3 Herstellung	52
4.3.4 Versuchsaufbau	52

---

4.4	Materialkennwerte	55
4.4.1	Allgemeines	55
4.4.2	Beton	55
4.4.3	Kopfbolzen	56
4.4.4	Betonstahl	56
4.4.5	Baustahl	56
4.5	Versuchsverlauf für reine Ermüdungsbeanspruchung	57
4.5.1	Allgemeines	57
4.5.2	Überblick	57
4.5.3	Vorbelastung	60
4.5.4	Ermüdungsverhalten	60
4.5.5	Wegmessungen	66
4.5.6	Dehnungsmessungen	72
4.5.7	Schlussfolgerungen aus den Messungen	77
4.6	Versuchsauswertung für reine Ermüdungsbeanspruchung	77
4.6.1	Allgemeines	77
4.6.2	Statistisches Auswertungsverfahren	78
4.6.3	Bestimmung der Ermüdungsfestigkeiten	80
4.7	Erweiterung des Parameterbereichs	85
4.7.1	Allgemeines	85
4.7.2	Oberlast	86
4.7.3	Wechselbeanspruchung	86
4.7.4	Lage der Verbundfuge	87
4.7.5	Betonfestigkeit	87
4.7.6	Bolzendurchmesser	88
4.7.7	Bolzenlänge	90
4.7.8	Bügel- und Längsbewehrung	90
4.7.9	Bügelabstand und -anzahl	96
4.7.10	Ausführungstoleranzen: Lage der Bügel und effektiver Randabstand	97
4.7.11	Zweireihige Bolzenanordnung	97
4.7.12	Wirksamer Randabstand	98
4.7.13	Rissbildung im Betongurt	100
4.8	Interaktion Längsschub / Querschub	100
4.9	Versuche für die Untersuchung der statischen Resttragfähigkeit	102
4.9.1	Allgemeines	102
4.9.2	Verhalten während der zyklischen Beanspruchung	104
4.9.3	Wegmessungen	106
4.9.4	Dehnungsmessungen	107
4.9.5	Verhalten bei der Überprüfung der statischen Resttragfähigkeit	107
4.10	Ergebnisse der Untersuchungen	112
4.10.1	Allgemeines	112
4.10.2	Ermüdungsverhalten	112
4.10.3	Empfehlungen zur Bemessung	113
4.10.4	Zusammenfassung	119
4.11	Zusammenfassung	120



---

<b>5</b>	<b>Randnahe Kopfbolzen bei Stahlbetonverbundträgern mit ebenen Stegblechen</b>	<b>121</b>
5.1	Einführung	121
5.2	Literaturrecherche zu Trägern mit Randnahen Kopfbolzen	121
5.2.1	Allgemeines	121
5.2.2	Ausgeführte Brücken	121
5.2.3	Versuche von McDermott	122
5.2.4	Versuche von Toprac und Eyre	123
5.2.5	Versuche von Canciani und Puhali	124
5.2.6	Zusammenfassung	125
5.3	Experimentelle Untersuchungen an Slim-Floor Trägern	126
5.3.1	Allgemeines	126
5.3.2	Versuchsbeschreibung	126
5.3.3	Versuchsauswertung	131
5.4	Zusammenfassung und Ausblick	136
<b>6</b>	<b>Randnahe Kopfbolzen bei Stahlbetonverbundträgern mit Trapezblechstegen</b>	<b>137</b>
6.1	Einführung	137
6.1.1	Allgemeines	137
6.1.2	Vorgehen und Abgrenzung	139
6.2	Ausgeführte Bauwerke	140
6.2.1	Allgemeines	140
6.2.2	Brücken in Frankreich	141
6.2.3	Brücken in Japan	141
6.2.4	Deutschland: Die Talbrücke Altwipfergrund	143
6.3	Stand der Forschung und Technik	144
6.3.1	Allgemeines	144
6.3.2	Begriffsbestimmung	144
6.3.3	Besonderheiten von Trapezstegträgern	144
6.3.4	Untersuchungen unter einer Längsschubbeanspruchung	149
6.3.5	Untersuchungen unter einer Querbiegebeanspruchung	152
6.3.6	Ermittlung der Tragfähigkeit	155
6.3.7	Zusammenfassung	156
6.4	Untersuchungen zur Längsschubtragfähigkeit	157
6.4.1	Allgemeines	157
6.4.2	Experimentelle Untersuchungen an Push-out Körpern	157
6.4.3	Numerische Untersuchungen zur Längsschubtragfähigkeit der Verbundfuge	196
6.4.4	Experimentelle Untersuchungen an einem Träger	254
6.4.5	Ergebnisse der Untersuchungen zur Längsschubtragfähigkeit	261
6.5	Untersuchungen zur Querbiegetragfähigkeit	262
6.5.1	Allgemeines	262
6.5.2	Experimentelle Untersuchungen zur Querbiegetragfähigkeit der Verbundfuge	263
6.5.3	Numerische Untersuchungen zur Querbiegetragfähigkeit	287
6.5.4	Ergebnisse der Untersuchungen zur Querbiegetragfähigkeit	311
6.6	Zusammenfassung	317
<b>7</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick</b>	<b>319</b>
7.1	Allgemeines	319
7.2	Zusammenfassung	319

---

7.2.1 Ermüdungsverhalten von Randnahen Kopfbolzen unter Querschub	319
7.2.2 Randnahe Kopfbolzen bei Stahlbetonverbundträgern mit ebenen Stegblechen	319
7.2.3 Randnahe Kopfbolzen bei Stahlbetonverbundträgern mit Trapezblechstegen	319
7.3 Ausblick	319
7.3.1 Optimierungsmöglichkeiten bestehender Regelungen	319
7.3.2 Sinnvolle weitere Forschungsbereiche	320
<b>Literatur</b>	<b>323</b>
<b>A Anhang zu Abschnitt 2</b>	<b>337</b>
<b>B Anhang zu Abschnitt 4</b>	<b>341</b>
<b>C Anhang zu Abschnitt 6</b>	<b>347</b>

## Bezeichnungen

### Lateinische Bezeichnungen

A	Bruchdehnung, für die runde Probe gilt $L_o = 5 \cdot d_0$
A <sub>11,3</sub>	Bruchdehnung, für die runde Probe gilt $L_o = 10 \cdot d_0$
A <sub>t,V</sub>	Lagefaktor auf dem Niveau der mittleren Tragfähigkeit: 1,0 = Randlage; 1,25 = Mittellage
A <sub>V</sub>	Lagefaktor auf charakteristischem und Bemessungsniveau: 1,0 = Randlage; 1,14 = Mittellage
A <sub>s</sub>	Querschnittsfläche der Bügelbewehrung je Kopfbolzen
a	Horizontaler Bolzenabstand
a	Ablösung des Stahlbetonkörpers vom Stahlteil
a <sub>1</sub> bis a <sub>4</sub>	Abschnittslängen des trapezförmig gekanteten Stegblechs
a <sub>OL</sub>	Ablösung bei der Oberlast
a <sub>UL</sub>	Ablösung bei der Unterlast
a <sub>r</sub>	Randabstand
a <sub>r,o</sub>	oberer Randabstand
a <sub>r,u</sub>	unterer Randabstand
a <sub>r</sub> '	Wirksamer Randabstand
a <sub>r,o</sub> '	Wirksamer oberer Randabstand
a <sub>r,u</sub> '	Wirksamer unterer Randabstand
a <sub>sa</sub>	Zulagebewehrung [cm <sup>2</sup> /m]
a <sub>sl</sub>	Längsbewehrung [cm <sup>2</sup> /m]
a <sub>sw</sub>	Bügelbewehrung je Stegseite [cm <sup>2</sup> /m]
a/s	Anzahl der Bügel je Bolzen
b <sub>cf</sub>	Breite des Betongurts
B <sub>L</sub>	Beanspruchungsfaktor der Stahlbetonplatte unter Längsschub: 1,06 = Längsdruck; 1,0 = Längszug
B <sub>V</sub>	Beanspruchungsfaktor der Stahlbetonplatte unter Querschub: 1,0 = Längsdruck; 0,8 = Längszug
d	Schaftdurchmesser des Kopfbolzens
d <sub>0</sub>	Anfangsdurchmesser einer Probe
d <sub>a</sub>	Durchmesser der Zulagebewehrung
d <sub>l</sub>	Durchmesser der Längsbewehrung
d <sub>s</sub>	Durchmesser der Bügelbewehrung
E <sub>c0m</sub>	Elastizitätsmodul von Beton als Tangentenmodul
E <sub>cm</sub>	Mittlerer Elastizitätsmodul des Betons
f <sub>c</sub>	Zylinderdruckfestigkeit des Betons
f <sub>c,cube</sub>	Würfeldruckfestigkeit des Betons
f <sub>ck</sub>	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen
f <sub>ck,cube</sub>	charakteristische Würfeldruckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen
f <sub>cm</sub>	Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons
f <sub>cm,cube</sub>	Mittelwert der Würfeldruckfestigkeit des Betons
f <sub>ct,fl</sub>	mittlere Biegezugfestigkeit des Betons
f <sub>ctm</sub>	mittlere Zylinderzugfestigkeit des Betons
f <sub>u</sub>	Zugfestigkeit von Baustahl / des Bolzenmaterials
f <sub>y</sub>	Streckgrenze von Baustahl
h <sub>cf</sub>	Dicke des Betongurts
h <sub>sc</sub>	Nennwert der Gesamthöhe des Bolzens

$k_{a1}$	Beiwert zur Berücksichtigung der Abschnittslänge $a_1$ zur Bestimmung der Tragfähigkeit der Verbundfuge mit trapezförmig gekantetem Stegblech
$k_b$	Beiwert zur Berücksichtigung der Lagerung zur Bestimmung der Tragfähigkeit der Verbundfuge mit trapezförmig gekantetem Stegblech
$k_s$	Beiwert zur Berücksichtigung der Bolzenanordnung zur Bestimmung der Tragfähigkeit der Verbundfuge mit trapezförmig gekantetem Stegblech
$k_{a1}$	Beiwert zur Berücksichtigung der Einbindetiefe $t_e$ zur Bestimmung der Tragfähigkeit der Verbundfuge mit trapezförmig gekantetem Stegblech
$k_\alpha$	Beiwert zur Berücksichtigung des Faltungswinkels $\alpha$ zur Bestimmung der Tragfähigkeit der Verbundfuge mit trapezförmig gekantetem Stegblech
$k_\mu$	Beiwert zur Berücksichtigung der Reibung zur Bestimmung der Tragfähigkeit der Verbundfuge mit trapezförmig gekantetem Stegblech
$L_0$	Anfangsmesslänge
$m$	Neigung der Wöhlerlinie
$M_{Ed}$	Bemessungswert des einwirkenden Biegemomentes
$M_{KBD}$	Biegemoment eines Kopfbolzens
$n$	Anzahl der Kopfbolzen
$N$	Lastspielzahl
$N_{Bruch}$	Bruchlastspielzahl
$N_c$	Bezugslastspielzahl von $2 \cdot 10^6$
$N_{KBD}$	Normalkraft eines Kopfbolzens
$N_{th}$	theoretisch erreichbare Lastspielzahl bei der Betrachtung der statischen Resttragfähigkeit
$P$	Bolzenbeanspruchung
$P$	Periodenlänge des trapezförmig gekanteten Stegblechs
$P_e$	Im Versuch ermittelte Bolzenbeanspruchbarkeit
$P_{e,cswl}$	Aus den Längsschubversuchen rechnerisch ermittelter Anteil des trapezförmig gekanteten Stegblechs an der Tragfähigkeit
$P_{e,L+cswl}$	Im Versuch ermittelte Längsschubtragfähigkeit der Push-out Versuchskörper mit trapezförmig gekantetem Stegblech
$P_{Ed,L}, P_{Ed,V}$	Bemessungswert der Längs- bzw. Querschubkraft
$P_L$	Längsschubbeanspruchung
$P_{Rd}$	Bemessungswert der Bolzentragfähigkeit
$P_{Rd,B}$	Bemessungswert der Tragfähigkeit der Kopfbolzen für Betonversagen
$P_{Rd,L}$	Bemessungswert der Längsschubtragfähigkeit der Verbundfuge mit trapezförmig gekantetem Stegblech
$P_{Rd,M-}$	Bemessungswert der Tragfähigkeit für ein negatives Biegemoment der Verbundfuge mit trapezförmig gekantetem Stegblech
$P_{Rd,S}$	Bemessungswert der Bolzentragfähigkeit von Kopfbolzen unter Querschub
$P_{Rd,V}$	Bemessungswert der Tragfähigkeit Randnaher Kopfbolzen unter Querschub
$P_{res}$	Statische Resttragfähigkeit
$P_{Rk}$	Charakteristischer Wert der Bolzentragfähigkeit
$P_{Rk,B}$	Charakteristischer Wert der Tragfähigkeit der Kopfbolzen für Betonversagen
$P_{Rk,L}$	Charakteristischer Wert der Längsschubtragfähigkeit der Verbundfuge mit trapezförmig gekantetem Stegblech
$P_{Rk,M-}$	Charakteristische Tragfähigkeit für ein negatives Biegemoment der Verbundfuge mit trapezförmig gekantetem Stegblech
$P_{Rk,S}$	Charakteristischer Wert der Bolzentragfähigkeit von Kopfbolzen unter Querschub

$P_{Rk,V}$	Charakteristischer Wert der Tragfähigkeit Randnaher Kopfbolzen unter Querschub
$P_{t,B}$	mittlere Tragfähigkeit der Kopfbolzen bei Betonversagen
$P_{t,L}$	mittlere Längsschubtragfähigkeit der Verbundfuge mit trapezförmig gekantetem Stegblech
$P_{t,M-}$	mittlere Tragfähigkeit für ein negatives Biegemoment der Verbundfuge mit trapezförmig gekantetem Stegblech
$P_{t,S}$	mittlere Tragfähigkeit der Kopfbolzen bei Bolzenversagen
$P_{t,V}$	mittlere Tragfähigkeit randnaher Kopfbolzen unter Querschub
$P_V$	Querschubbeanspruchung
$P_{V,OL}$	Bolzenoberlast infolge Querschub
$P_{V,UL}$	Bolzenunterlast infolge Querschub
$P_{t,L}$	mittlere Tragfähigkeit randnaher Kopfbolzen unter Längsschub
$R$	Spannungsverhältnis
$R_m$	Zugfestigkeit
$R_{p0,2}$	Dehngrenze bei 0,2% Dehnung
$s$	Horizontaler Bügelabstand
$s$	Schlupf in der Fuge zwischen Stahlbeton und Stahl der Versuchskörper
$s_{OL}$	Schlupf bei der Oberlast
$s_{OL,krit}$	maximaler Schlupf an der Oberlast, bei dem mit einem zeitnahen Versagen zu rechnen ist.
$s_{UL}$	Schlupf bei der Unterlast
$t_e$	Einbindetiefe des trapezförmig gekanteten Stegblechs in den Betongurt
$t_o$	Betonüberstand des Betongurts über dem trapezförmig gekanteten Stegblechs
$t_w$	Blechdicke des trapezförmig gekanteten Stegblechs

### Griechische Bezeichnungen

$\alpha$	Anpassungsfaktor zur Bestimmung des Betonversagens von Kopfbolzen in Abhängigkeit der Bolzenschlankeit
$\alpha$	Faltungswinkel des trapezförmig gekanteten Stegblechs
$\beta$	Verankerungswinkel des Kopfbolzens im Bewehrungskorb
$\gamma_a$	Teilsicherheitsbeiwert für Baustahl
$\gamma_c$	Teilsicherheitsbeiwert für Beton
$\gamma_{FF}$	Teilsicherheitsbeiwert für die Einwirkungen beim Nachweis der Ermüdung
$\gamma_{Mf}$	Teilsicherheitsbeiwert für den Widerstand beim Nachweis der Ermüdung
$\gamma_V$	Teilsicherheitsbeiwert für Verbundmittel
$\Delta a$	Ablösungsdifferenz
$\Delta \epsilon$	Dehnungsdifferenz zwischen Ober- und Unterlast
$\Delta s$	Schlupfdifferenz zwischen Ober- und Unterlast
$\Delta \tau$	Schubspannungs-Doppelamplitude
$\Delta \tau_c$	Mittlerer Wert der Schubspannungs-Doppelamplitude bei $2 \cdot 10^6$ Lastspielen
$\Delta \tau_c$	Charakteristischer Wert der Schubspannungs-Doppelamplitude bei $2 \cdot 10^6$ Lastspielen
$\Delta P, \Delta P_V$	Bolzenkraftdifferenz (V = in Richtung des Querschubs)
$\Delta P_{L,c}$	Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit für eine Längsschubbeanspruchung bei $N_c = 2$ Millionen Lastwechseln – 95%-Fraktil
$\Delta P_{V,c}$	Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit für eine Querschubbeanspruchung bei $N_c = 2$ Millionen Lastwechseln – 95%-Fraktil
$\Delta P_{V,E,2}$	Schädigungsäquivalente Kraftschwingbreite der Querschubbeanspruchung bezogen auf eine Bezugslastspielzahl von $N_c = 2$ Millionen Lastwechsel
$\Delta_s$	Schlupfdifferenz zwischen Oberlast und Unterlast

---

$\Delta s_{\text{krit}}$	Schlupfdifferenz zwischen Oberlast und Unterlast, ab der mit einem zeitnahen Versagen zu rechnen ist
$\Delta \tau$	Schubspannungsschwingbreite
$\Delta \tau_{c, 50\%}$	Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit bei $N_c = 2$ Millionen Lastwechseln – Mittelwert
$\Delta \tau_c$	Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit bei $N_c = 2$ Millionen Lastwechseln – 95%-Fraktil
$\Delta \tau_{c, 5\%}$	Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit bei $N_c = 2$ Millionen Lastwechseln – 5%-Fraktil
$\Delta \sigma_c$	Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit bei $N_c = 2$ Millionen Lastwechseln – 95%-Fraktil
$\Delta \sigma_{E,2}$	Schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite bei $N_c = 2$ Millionen Lastwechseln
$\Delta \sigma_{s,\text{equ}}$	Schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite für die Bügelbewehrung
$\varepsilon$	Dehnung
$\varepsilon_{\text{Bü}}$	gemessene Dehnung an der Bügelbewehrung
$\varepsilon_{\text{Bü,OL}}$	Bügeldehnung bei der Oberlast
$\varepsilon_{\text{Bü,UL}}$	Bügeldehnung bei der Unterlast
$\varepsilon_{\text{KBD}}$	gemessene Dehnung an den Kopfbolzen
$\varepsilon_{\text{KBD,OL}}$	Dehnung an den Kopfbolzen bei der Oberlast
$\varepsilon_{\text{KBD,UL}}$	Dehnung an den Kopfbolzen bei der Unterlast
$\varepsilon_L$	gemessene Dehnung an der Längsbewehrung
$\varepsilon_{L,OL}$	Dehnung der Längsbewehrung bei der Oberlast
$\varepsilon_{L,UL}$	Dehnung der Längsbewehrung bei der Unterlast
$\varepsilon_{\text{Steg}}$	Dehnung auf der Außenseite des Stahlsteges nahe dem Bolzenfuß
$\mu_k$	Charakteristischer Reibbeiwert
$\tau_{\text{OL}}$	Schubspannung bei der Oberlast

# 1 Einführung

## 1.1 Allgemeines

Die *Randnahen Kopfbolzen* als Verbindungsmittel im Verbundbau zeichnen sich durch einen *geringen Randabstand*  $a_r$  der Bolzenachse zur Betonoberfläche aus. Unabhängig davon, ob die Ausrichtung vertikal oder horizontal ist, siehe Bild 1.1, treten in der Praxis Situationen auf, bei denen ein geringer Randabstand notwendig oder gewünscht ist.

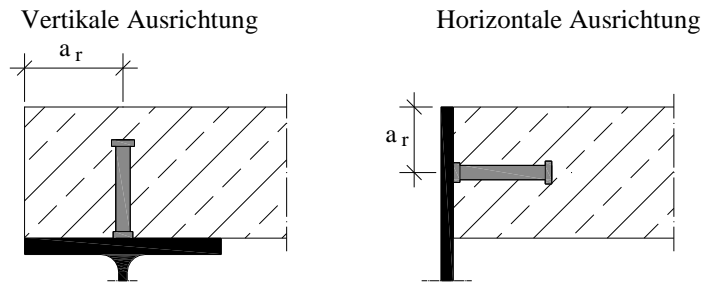


Bild 1.1: Vertikale und horizontale Ausrichtung von Kopfbolzen mit Randeinfluss

Beispiele im Brückenbau sind der Anschluss eines Längsträgers an einen Querträger, siehe Bild 1.2, die Verbundsicherung bei einem Randträger, siehe Bild 1.3, oder der Anschluss des Untergurtes einer Doppelverbundhohlkastenbrücke, siehe Bild 1.4.

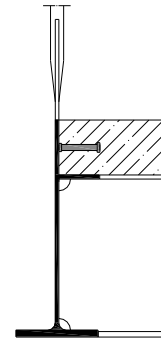
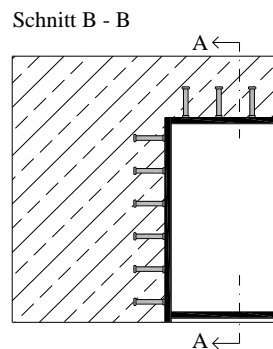
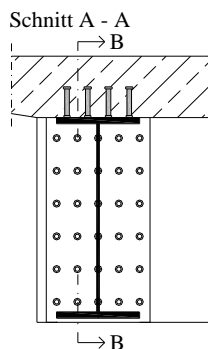


Bild 1.2: Anschluss Längs- an Querträger

Bild 1.3: Randträger einer Stabbogenbrücke mit Kopfbolzen und Randeinfluss

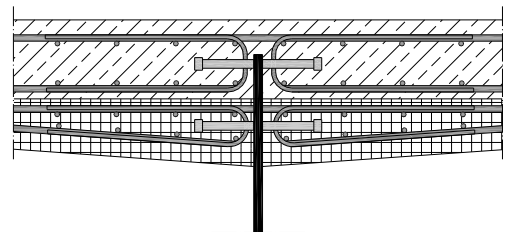
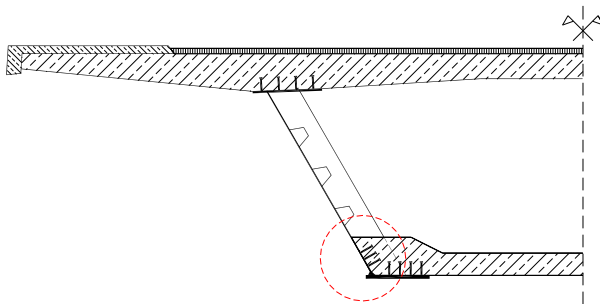


Bild 1.4: Doppelverbundhohlkastenbrücke mit Randnahen Kopfbolzen

Bild 1.5: Querschnitt mit Halffertigteilen und Ortbetonerfüllung

Der Verzicht auf den Obergurt des Stahlträgers führt zu interessanten Lösungen im Brückenbau, bei dem die Randnagen Kopfbolzen entweder in *Randlage* oder *Mittellage* angeordnet werden können, siehe Bild 1.6. Ein Beispiel für die obergurtlose Ausbildung stellt der Querschnitt einer Plattenbalkenbrücke mit vorgefertigten Halbfertigteilen und Ortbetonerfüllung in Bild 1.5 dar.

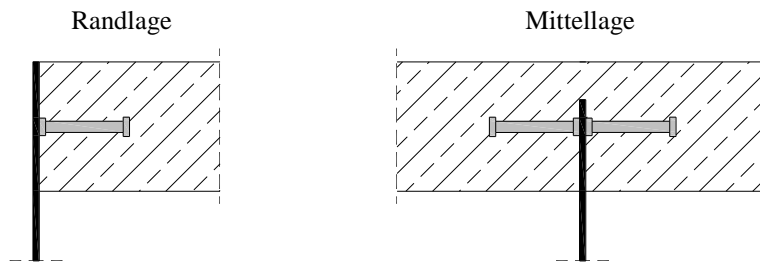


Bild 1.6: Anordnung in Rand- und Mittellage

In Abhängigkeit der Belastungsrichtung wird nach *Längsschub*  $P_L$  und *Querschub*  $P_V$  unterschieden, siehe Bild 1.7. Während eine Längsschubbeanspruchung hauptsächlich durch die Trägerwirkung infolge Biegung entsteht, führen die direkten lokalen Lastenleitungen zu einer Querschubbeanspruchung.

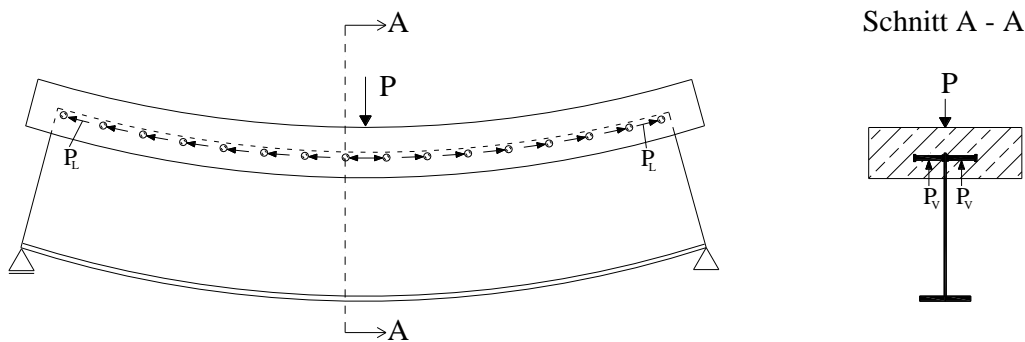


Bild 1.7: Beanspruchungsrichtungen

Die *Randnahen Kopfbolzen* sind bereits seit 1996 Gegenstand der Forschung am Institut für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart. Das *Trag- und Verformungsverhalten* unter einer statischen Beanspruchung in beiden Beanspruchungsrichtungen und das *Ermüdungsverhalten* unter einer Längsschubbeanspruchung konnte mit den bereits durchgeführten Untersuchungen erfasst werden. Auf der Basis von fünf Forschungsvorhaben und zwei Dissertationen konnten für diese Fälle Bemessungsregeln entwickelt werden, die inzwischen in die nationale und internationale Normung<sup>1,2</sup> eingeflossen sind.

## 1.2 Zielsetzung und Gliederung

Bei randfernen Kopfbolzen wurden in den letzten Jahren einige Änderungen in den Normen vollzogen. Daher ist eine *Neueinordnung der bisherigen Ergebnisse* zu den Randnahen Kopfbolzen sinnvoll. Da die bereits erreichten Resultate zu den Randnahen Kopfbolzen die Grundlage für diese Arbeit sind, werden die Ergebnisse kompakt zusammengestellt, siehe Kapitel 2 und 3.

<sup>1</sup> Vgl. Norm DIN EN 1994-2 (2010), Anhang C

<sup>2</sup> Vgl. Norm DIN 18800-5 (2007), Anhang A



Gerade im Brückenbau entstehen durch Radlasten hohe ermüdungswirksame Querschubbeanspruchungen, siehe Bild 1.8. Ein erstes Ziel und gleichzeitig der erste Schwerpunkt dieser Arbeit ist daher die Bereitstellung einer Bemessungsgleichung für das *Ermüdungsverhalten unter Querschub*, siehe Kapitel 4. Damit sollen die bereits bestehenden Ergebnisse abgerundet und eine Bemessung von Kopfbolzen mit geringem Randabstand unter einer Längsschub- und einer Querschubbeanspruchung sowohl für eine statische Beanspruchung als auch für eine wechselnde Einwirkung ermöglicht werden.

Bei randfernen Kopfbolzen zeigt eine zyklische Vorbelastung einen Einfluss auf die *statische Resttragfähigkeit*. Im Rahmen dieser Arbeit soll die Bedeutung der statischen Resttragfähigkeit bei den Randnahen Kopfbolzen mit Hilfe von Versuchen unter einer Querschubbeanspruchung untersucht und bewertet werden, siehe Kapitel 4.

Die zur Verfügung stehenden Bemessungsgleichungen beruhen alle auf zahlreichen Push-out Versuchen. Darauf aufbauend wurden fundierte intensive theoretische und umfangreiche numerische Betrachtungen vollzogen. Eigene *Analysen an Trägern* des Instituts für Konstruktion und Entwurf liegen bisher nicht vor. Zwei durchgeführte Versuche an Slim-Floor Trägern sollen das globale Tragverhalten aufzeigen und Hinweise für weitere sinnvolle Untersuchungen an Trägern geben, siehe Kapitel 5.

Die *Anwendung von trapezförmig gefalteten Stegblechen* bei Verbundträgern, siehe Bild 1.9 bietet Vorteile und bildet den zweiten Schwerpunkt dieser Arbeit. Bei dieser Konstruktion mit profilierten Stegen kommt der Ausbildung der Verbundfuge eine große Bedeutung zu. Der Verzicht auf den Obergurt des Stahlträgers führt zu weiteren Vorteilen und ermöglicht das Trapezblech als zusätzliches Verbindungsmittel in Betracht zu ziehen. Durch die Höhe der Faltung bietet das gefaltete Blech einen wesentlich größeren Widerstand für ein Biegemoment um die Längsachse des Steges als die bisher üblichen geraden Stegbleche. Ein an das gekantete Blech geschweißter Kopfbolzen weist einen geringen Randabstand auf. Es werden Betrachtungen zur *Längsschubtragfähigkeit* als auch zur *Querbiegetragfähigkeit* angestellt, siehe Kapitel 6.

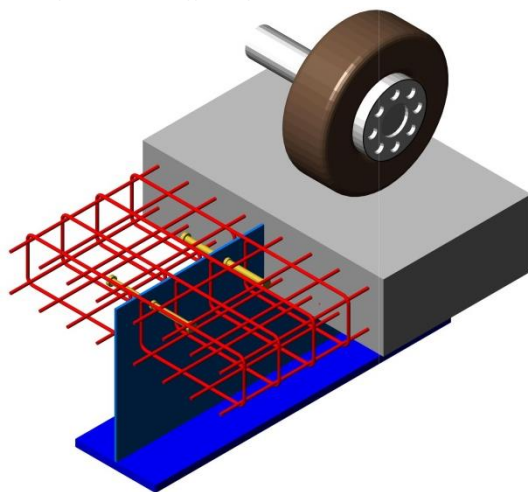


Bild 1.8: Ermüdungswirksame Beanspruchung unter Querschub

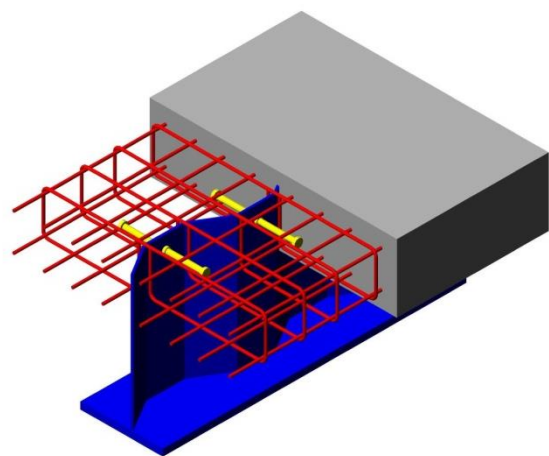


Bild 1.9: Randnahe Kopfbolzen bei der Anwendung mit trapezförmig gefalteten Stegblechen

Abschließend werden in Kapitel 7 die Ergebnisse zusammengefasst und Überlegungen angestellt, welche weiteren Untersuchungen sinnvoll sind.



## 2 Statische Tragfähigkeit von Kopfbolzen

### 2.1 Allgemeines

Zum Verständnis der Bemessungsregeln von Kopfbolzen ist die Kenntnis vom Tragverhalten sinnvoll. Daher wird darauf zuerst für randferne und im Vergleich dazu für randnahe Kopfbolzen eingegangen.

In den letzten Jahren haben sich in Bezug auf randferne Kopfbolzen Änderungen in der nationalen als auch internationalen Normung ergeben. Außerdem wurden bei der statistischen Auswertung einer versuchsgestützten Bemessung Modifikationen vollzogen. Die Auswirkungen dieser Veränderungen sowohl auf randferne als auch randnahe Kopfbolzen werden im Folgenden aufgezeigt. Daran anschließend werden Möglichkeiten zur Steigerung der Bemessungstragfähigkeit von Randnahen Kopfbolzen vorgestellt.

Die Untersuchungen an Randnahen Kopfbolzen in mehreren Forschungsvorhaben an insgesamt 127 Push-out Versuchen und zahlreichen numerischen Berechnungen haben zu Bemessungsregeln in DIN EN 1994-2<sup>3</sup> sowie DIN 18800-5<sup>4</sup> für die statische Tragfähigkeit in Längsrichtung sowie Querrichtung als auch zu einer Interaktionsgleichung geführt. Außerdem besteht eine Bemessungsgleichung für eine Ermüdungsbeanspruchung für Schub in Längsrichtung der Verbundfuge. Da die Ergebnisse von Breuninger<sup>5</sup> und Kürschner<sup>6</sup> Grundlage für diese Arbeit sind, werden die wesentlichen Resultate zur statischen Tragfähigkeit daraus in diesem Kapitel wiedergegeben. Die Ermüdungsfestigkeit wird ausführlich in Abschnitt 3 behandelt.

Aufgrund der normativen Änderungen bezüglich randferner Kopfbolzen können die Tragfähigkeiten randnaher Kopfbolzen bezogen auf die Tragfähigkeiten randferner anders eingeordnet werden. Ein aktualisierter Vergleich rundet das Kapitel ab.

### 2.2 Das Tragverhalten von Kopfbolzen

#### 2.2.1 Das Tragverhalten von randfernen Kopfbolzen

Ein Modell zum Lastabtrag von randfernen Kopfbolzen wird von Lungershausen<sup>7</sup> beschrieben. Er führt vier Traganteile A – D auf, siehe Bild 2.1. Die Beanspruchung T wird hauptsächlich im Bereich des Bolzenfußes über eine flach geneigte Druckstrebe A auf den Bolzenschaft und den Schweißwulst übertragen und so in den angeschlossenen Stahlgurt eingeleitet. Durch den mehraxialen Spannungszustand vor dem Bolzenfuß erträgt der Beton dort eine hohe Druckbeanspruchung. Mit größer werdendem Abstand des Bolzenschaftes von der Einspannstelle entzieht sich der Bolzen im oberen Bereich durch die Verformung der Beanspruchung immer mehr. Mit zunehmender Laststeigerung plastifiziert der Beton im Fußbereich und der Bolzenschaft wird immer mehr zum Lastabtrag herangezogen. Die Querkraft B auf den Bolzen erzeugt insbesondere im unteren Bereich des Bolzenschaftes eine plastische Verformung. Die Behinderung der Bolzenkopfschiebung und –verdrehung führt zu einer Zugbeanspruchung C im Bol-

---

<sup>3</sup> Vgl. Norm DIN EN 1994-2 (2010), Anhang C

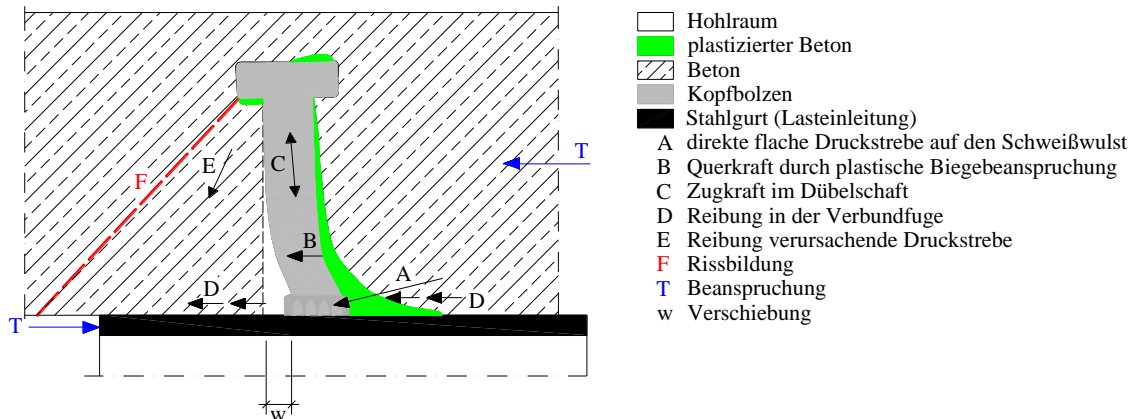
<sup>4</sup> Vgl. Norm DIN 18800-5 (2007), Anhang A

<sup>5</sup> Vgl. Breuninger, U. (2000)

<sup>6</sup> Vgl. Kürschner, K. (2003)

<sup>7</sup> Vgl. Lungershausen, H. (1988), Seite 10

zenschaft und zum anderen zu einer Druckstrebe E im Beton, die die Aktivierung einer Schubkraft D aus Reibung in der Fuge ermöglicht. Im lastabgewandten Bereich werden Risse im Beton F beobachtet<sup>8</sup>. Der sehr steife Bolzenfuß mit den beschriebenen Umlagerungsmöglichkeiten führt zu einem steifen Lastabtrag am Beginn der Beanspruchung mit einem gleichzeitig sehr duktilen Verhalten im oberen Lastbereich bei hohen Verschiebungen w.



Modifiziert nach: Lungershausen, H. (1988), Bild 1.5

Bild 2.1: Traganteile von randfernen Kopfbolzen nach Lungershausen

Das Versagen des Kopfbolzens stellt sich durch einen Schub- und Zugbruch an der schwächsten Stelle oberhalb des Schweißwulstes ein.

Messungen und Beobachtungen an Versuchskörpern bestätigen insbesondere die Anteile A bis C, siehe hierzu insbesondere die Arbeiten von Johnson & Ohlers<sup>9</sup>. Der Reibanteil D ist jedoch kritisch zu hinterfragen: „Der Traganteil aus der Reibung wird jedoch überschätzt: Der zerstörte Beton vor dem Bolzenfuß kann keine Reibung übertragen, die Fläche hinter dem Bolzen, auf der eventuell Reibung übertragen wird, ist so klein, dass der Anteil vernachlässigt werden kann.“<sup>10</sup> Reibung spielt aber durchaus eine Rolle bei geringen Beanspruchungen. Bis zur Aktivierung der anderen Traganteile ermöglicht die Haftreibung zwischen Beton- und Stahlgurt die Übertragung einer erheblichen Schubbeanspruchung.

Versuche mit randfernen Kopfbolzen mit hochfestem Beton zeigen ein weniger duktilen Verhalten gegenüber Versuchen mit normalfestem Beton. Bei Versuchen mit hochfestem Beton<sup>11</sup> konnte ein nahezu reines Abscheren des Bolzenschafts oberhalb des Schweißwulstes ohne die für Normalbeton typische Biegeverformung des Schafts beobachtet werden. Vor dem Schweißwulst bildete sich ein Betondruckkeil, siehe Bild 2.2.

Wesentliche Parameter für die Tragfähigkeit von randfernen Kopfbolzen sind:

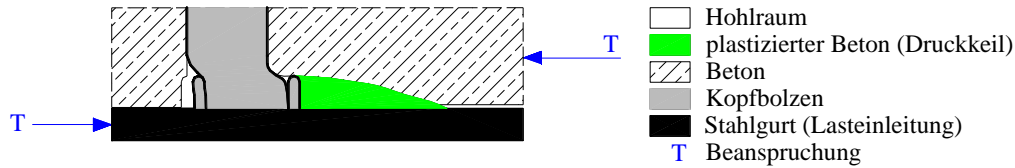
- der Bolzendurchmesser
- die Festigkeit des Bolzenmaterials
- die Bolzenhöhe
- die Betonfestigkeit
- der E-Modul des Betons

<sup>8</sup> Vgl. z.B. Ollgaard, J. G. & Slutter, R. G. & Fisher, J. W. (1971), Bild 4

<sup>9</sup> Vgl. z.B. Johnson, R. P. & Ohlers, D. J. (1981) und viele andere Arbeiten der beiden Autoren

<sup>10</sup> Vgl. Döinghaus, P. (2001), Abschnitt 3.3.1

<sup>11</sup> Vgl. Döinghaus, P. (2001)



Modifiziert nach: Döinghaus, P. (2001), Bild 4.46

Bild 2.2: Versagen bei der Verwendung von hochfestem Beton

### 2.2.2 Das Tragverhalten von randnahen Kopfbolzen

Im Fall von randnah angeordneten Kopfbolzen wird das Betonversagen zur maßgebenden Komponente. Eine Beanspruchung in Längsrichtung (Längsschub) führt zum Spalten des Betongurts. Bei einer Beanspruchung in Querrichtung (Querschub) kommt es zu einem Betonausbruch, siehe Bild 2.3.

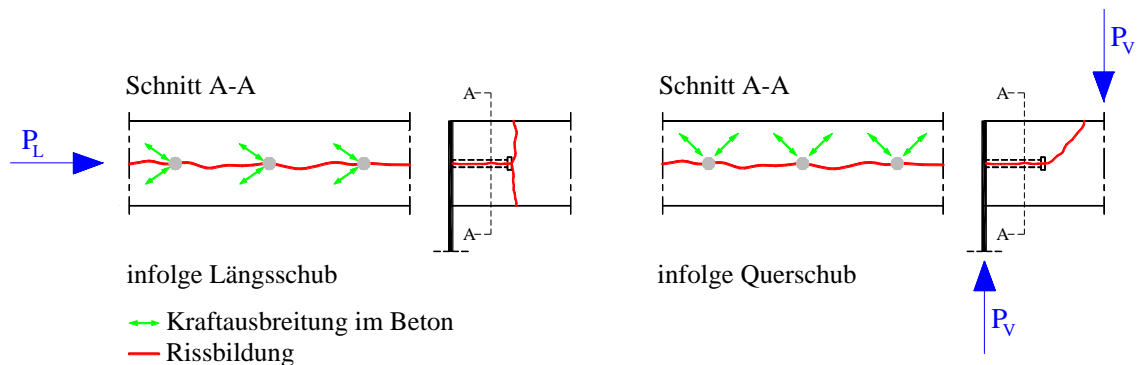


Bild 2.3: Versagen in Abhängigkeit der Krafrichtung

Bei einer Längsschubbeanspruchung entsteht in einiger Entfernung durch die Druckausbreitung eine Querkzugbeanspruchung in Dickenrichtung des Betongurts. Durch die geringe Betonzugfestigkeit kommt es zum bereits erwähnten Spalten des Betongurts, das vor allem durch die Bewehrung behindert wird. Durch die Entfestigung vor dem Bolzen in Gurtdickenrichtung schiebt sich der Bolzen in den zermürbten Beton und es stellt sich entsprechend den randfernen Kopfbolzen eine Biegebeanspruchung mit der entsprechenden Verformungsfigur ein, siehe Bild 2.1. Insbesondere bei geringen Randabständen stellt sich das Versagen durch eine fortschreitende Rissbildung im Beton und das Durchrutschen der Bolzen ein. Mit zunehmendem Randabstand, und damit mit zunehmender Beanspruchbarkeit des Betongurts nähert sich das Versagen dem von randfernen Kopfbolzen mit dem Schubbruch der Kopfbolzen an.

Der Betonausbruch bei einer Querschubbeanspruchung wird ebenfalls durch die Bewehrung behindert. Während der Beton außerhalb des Bewehrungskorbs sich bei den Versuchen von Kürschner<sup>12</sup> vom Stahlbetonkörper ablösen lies, war der innenliegende Beton zermürbt. Dieser Beton wurde durch die Bügel- und Längsbewehrung umschnürt und ermöglichte so auch nach deutlichen Rissen an der Betonoberfläche eine Kraftübertragung von den Bolzen in die Bewehrung.

<sup>12</sup> Vgl. Kürschner, K. (2003), Abschnitt 4.3.3

Ebenso wie bei randfernen Kopfbolzen ist das Last-Verformungsverhalten von randnahen Kopfbolzen sehr duktil. Dies ist vor allem auf die Bewehrung zurückzuführen, die ein plötzliches Versagen verhindert.

Zusätzlich zu den Parametern bei randfernen Kopfbolzen sind bei einer randnahen Anordnung der Kopfbolzen folgende Parameter von Bedeutung:

- die Wirkungsrichtung der Kraft – längs oder quer
- der Randabstand der Bolzenachse zur Betonoberfläche bzw. bis zur Bewehrung
- die Anordnung – Randlage oder Mittellage
- die Anordnung und Menge der Bewehrung
- die Länge der Bolzen bei einer Randlage

## 2.3 Normative Änderungen bei der Bemessung von randfernen Kopfbolzen

### 2.3.1 Statische Beanspruchbarkeit von randfernen Kopfbolzen

Für den Nachweis der Kopfbolzen ohne Randeinfluss hat sich ein zweigeteiltes Verfahren für das Versagen des Betons und der Kopfbolzen durchgesetzt. Der Hintergrundbericht zu Eurocode 4, Abschnitt Bolzendübel<sup>13</sup> gibt mittlere Tragfähigkeiten  $P_t$  für die beiden Versagensarten an, siehe Gleichungen (2-1) und (2-2).

Betonversagen:

$$P_{t,c} = 0,374 \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot \sqrt{E_{cm} \cdot f_{cm}} \quad (2-1)$$

mit  $\alpha = 0,2 \cdot (h_{sc}/d + 1) \leq 1$  für  $h_{sc}/d \geq 3$

Bolzenversagen:

$$P_{t,s} = \pi \cdot \frac{d^2}{4} \cdot f_u \quad (2-2)$$

In den letzten Jahren kam es in der Fortschreibung der nationalen und internationalen Normen zu einer Anpassung der Gleichungen für die charakteristische Tragfähigkeit von Kopfbolzen, siehe Gleichungen (2-3) und (2-4).

Betonversagen auf charakteristischem Niveau:

$$P_{Rk} = c \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} \quad (2-3)$$

Bolzenversagen auf charakteristischem Niveau:

$$P_{Rk} = f \cdot \pi \cdot \frac{d^2}{4} \cdot f_u \quad (2-4)$$

Beim Nachweis des Betonversagens führen unterschiedliche Vorfaktoren  $c$  sowie verschiedene Gleichungen zur Ermittlung des Elastizitätsmoduls zu unterschiedlichen Bolzentragfähigkeiten. Die auf einer statistischen Auswertung von zahlreichen Scherversuchen basierenden Gleichungen (2-1) und (2-2) sind auf Grundlage der in den Versuchen maximal erreichten Tragfähigkeiten bestimmt worden. Durch die Berücksichtigung der Relaxation kam es zu einer Verringerung

<sup>13</sup> Vgl. Roik, K. & Hanswille, G. & Cunze Oliviera Lanna, O. (1988), Abschnitt 4

des Vorfaktors  $c$  von 0,29 auf 0,25<sup>14</sup>. Der Elastizitätsmodul von Beton wird in den verschiedenen Normen unterschiedlich berechnet. Zum Teil ist die Bestimmung des E-Moduls nicht direkt in den Verbundbau-Normen angegeben, sondern es wird auf die entsprechenden Stahlbetonbau-Normen verwiesen. Zu beachten ist, dass der tatsächliche E-Modul auch stark vom verwendeten Zuschlag abhängig ist. Im Folgenden sind die drei Formeln angegeben, die für die Festlegung des E-Moduls im Regelfall verwendet werden.

Sekantenmodul  $E_{cm}$  nach DIN-Fachbericht 102<sup>15</sup> bzw. Tangentenmodul  $E_{c0m}$  nach DIN 1045-1<sup>16</sup>:

$$E_{cm} = E_{c0m} = 9500 \cdot (f_{ck} + 8)^{1/3} \quad (2-5)$$

Sekantenmodul nach DIN 1045-1:

$$E_{cm} = \alpha_i \cdot E_{c0m} \quad (2-6)$$

mit  $\alpha_i = (0,8 + 0,2 \cdot f_{cm} / 88) \leq 1,0$

Die Norm DIN EN 1994-1-1(2010)<sup>17</sup> gibt keinen direkten Verweis für die Bestimmung des Sekantenmoduls an. Es kann jedoch davon ausgegangen werden, dass der Sekantenmodul nach DIN EN 1992-1-1(2011)<sup>18</sup> zu berechnen ist:

$$E_{cm} = 22 \cdot (f_{cm} / 10)^{0,3} \quad (2-7)$$

Von Hanswille & Porsch<sup>19</sup> wird eine neue statistische Auswertung zur Beanspruchbarkeit von randfernen Kopfbolzen bereitgestellt, die den Sekantenmodul  $E_{cm}$  von Beton nach DIN 1045-1<sup>20</sup> berücksichtigt. In diese Auswertung gehen neben dem betragsmäßig geringeren E-Modul im Gegensatz zum Wert des E-Moduls im Hintergrundbericht weitere, aktuellere Versuchsergebnisse, u.a. von Versuchen mit einem Bolzendurchmesser von 25 mm ein. Während im Hintergrundbericht als Mittelwertkorrekturfaktor  $\bar{b}$  der arithmetische Mittelwert verwendet wird, kommt bei sonst identischem Auswertungsverfahren in der aktuelleren Auswertung von Hanswille & Porsch nach EN 1990 die Mittelwertabweichung  $b$ , die mit Hilfe des Minimums der Abweichungsquadrate berechnet wird, zur Anwendung, siehe Gleichung (2-8).

$$\bar{b} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n b_i \Leftrightarrow b = \frac{\sum r_e \cdot r_t}{\sum r_t^2} \quad (2-8)$$

Für die Faktoren  $c$  bzw.  $f$  zur Festlegung der Bemessungswerte wurde die Kurzzeitrelaxation und damit der Einfluss der Versuchsgeschwindigkeit durch eine Abminderung von 10 % berücksichtigt. Mit diesen Änderungen kommen die Verfasser Hanswille & Porsch zum Ergebnis, dass der Sekantenmodul nach DIN 1045-1 die zutreffendsten Ergebnisse liefert.

Während beim Teilnachweis des Bolzenversagens einheitlich mit dem Vorfaktor  $f$  von 0,8 gerechnet wird, ergeben sich durch die maximal anzusetzende Zugfestigkeit des Bolzenmaterials verschiedene Tragfähigkeiten.

<sup>14</sup> Vgl. Hanswille, G. (2003)

<sup>15</sup> Norm DIN-Fachbericht 102 (2009), Gleichung (3.5)

<sup>16</sup> Norm DIN 1045-1 (2008), Abschnitt 9.1.3 (2)

<sup>17</sup> Norm DIN EN 1994-1-1 (2010)

<sup>18</sup> Norm DIN EN 1992-1-1 (2011), Tabelle 3.1

<sup>19</sup> Vgl. Hanswille, G. & Porsch, M. (2007)

<sup>20</sup> Vgl. Norm DIN 1045-1 (2008); Tabelle 9

Die Tabelle 2.1 zeigt eine Übersicht über die anzusetzenden Vorfaktoren und Materialeigenschaften in den unterschiedlichen Normen.

Tabelle 2.1: Normative Unterschiede beim Nachweis von Kopfbolzen

Norm / Parameter	DIN V ENV 1994-1-1 (1994) / DIN V ENV 1994-2 (2000)	DIN EN 1994-1-1 (2010) / DIN EN 1994-2 (2010)	DIN-Fachbericht 104 (2009)	E DIN 18800-5 (1999)	DIN 18800-5 (2007)
Vorfaktor c	0,29	0,29	0,25	0,29	0,25
E-Modul	Gl. (2-5)	Gl. (2-7)	Gl. (2-5)	Gl. (2-5)	Gl. (2-6)
Vorfaktor f	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Maximale Zugfestigkeit des Bolzenmaterials	500 N/mm <sup>2</sup>	500 N/mm <sup>2</sup>	450 N/mm <sup>2</sup>	450 N/mm <sup>2</sup>	450 N/mm <sup>2</sup>

In Bild 2.4 ist die charakteristische Bolzentragfähigkeit  $P_{Rk}$  in Abhängigkeit der Betonfestigkeit für die unterschiedlichen Normen und der Einfluss des Vorfaktors c und der Materialeigenschaften grafisch dargestellt. In das Diagramm wurden die Versuchswerte  $P_e$  der Auswertung von Hanswille & Porsch<sup>21</sup> mit aufgenommen. Um alle Versuche mit unterschiedlichen Bolzendurchmessern von 16 bis 25 mm darstellen zu können, wurden die Versuchsergebnisse und die Tragfähigkeiten durch  $d^2$  dividiert. Außerdem wurde die mittlere Tragfähigkeit  $P_t$  für das Betonversagen und das Bolzenversagen aufgenommen. Für die Auswertung von Hanswille & Porsch liegt in den meisten Fällen der Sekantenmodul  $E_{cm}$  zu Grunde. Daher wird die mittlere Tragfähigkeit in Abhängigkeit von  $E_{cm}$  dargestellt. Für das Bolzenversagen wurde von den beiden Autoren die tatsächlich gemessene Bolzenzugfestigkeit verwendet. Da dies bei allen Versuchen unterschiedlich ist, kann dies in dem Diagramm nicht sinnvoll dargestellt werden. Stattdessen werden für die mittlere Bolzentragfähigkeit die Normwerte 450 bzw. 500 MPa herangezogen. Es wird aber darauf hingewiesen, dass es sich bei den Versuchswerten um nicht relaxierte Ergebnisse handelt, mit denen ein direkter Vergleich zu den charakteristischen, relaxierten Werten der DIN 18800-5 nur beschränkt möglich ist.

Bei den maximalen Tragfähigkeiten nach DIN EN 1994-1-1 und den minimalen Tragfähigkeiten nach DIN 18800-5 kommt es je nachdem, ob ein Bolzen- oder ein Betonversagen vorliegt, zu einem Unterschied in der charakteristischen Tragfähigkeit zwischen 10 und 21 %. Der Teilsicherheitsbeiwert für Kopfbolzen  $\gamma_v$  ist im Allgemeinen auf 1,25 festgelegt. Lediglich der Nationale Anhang zu DIN EN 1994-1-1<sup>22</sup> sieht zur Berücksichtigung des Faktors c von 0,29 für Betonversagen einen Teilsicherheitsbeiwert von 1,50 vor. Auf dem Niveau von Bemessungswerten  $P_{Rd}$  ergibt sich dadurch in Deutschland nur ein geringer Unterschied zwischen den Tragfähigkeiten der beiden Normen.

In Ergänzung dazu ist in Bild 2.5 die Übereinstimmung der Versuchsergebnisse  $P_e$  mit der mittleren Tragfähigkeit  $P_t$  nach Hanswille & Porsch dargestellt.

<sup>21</sup> Vgl. Hanswille, G. & Porsch, M. (2007)

<sup>22</sup> Vgl. Norm DIN EN 1994-1-1/NA, zu: 6.6.3.1 (1)



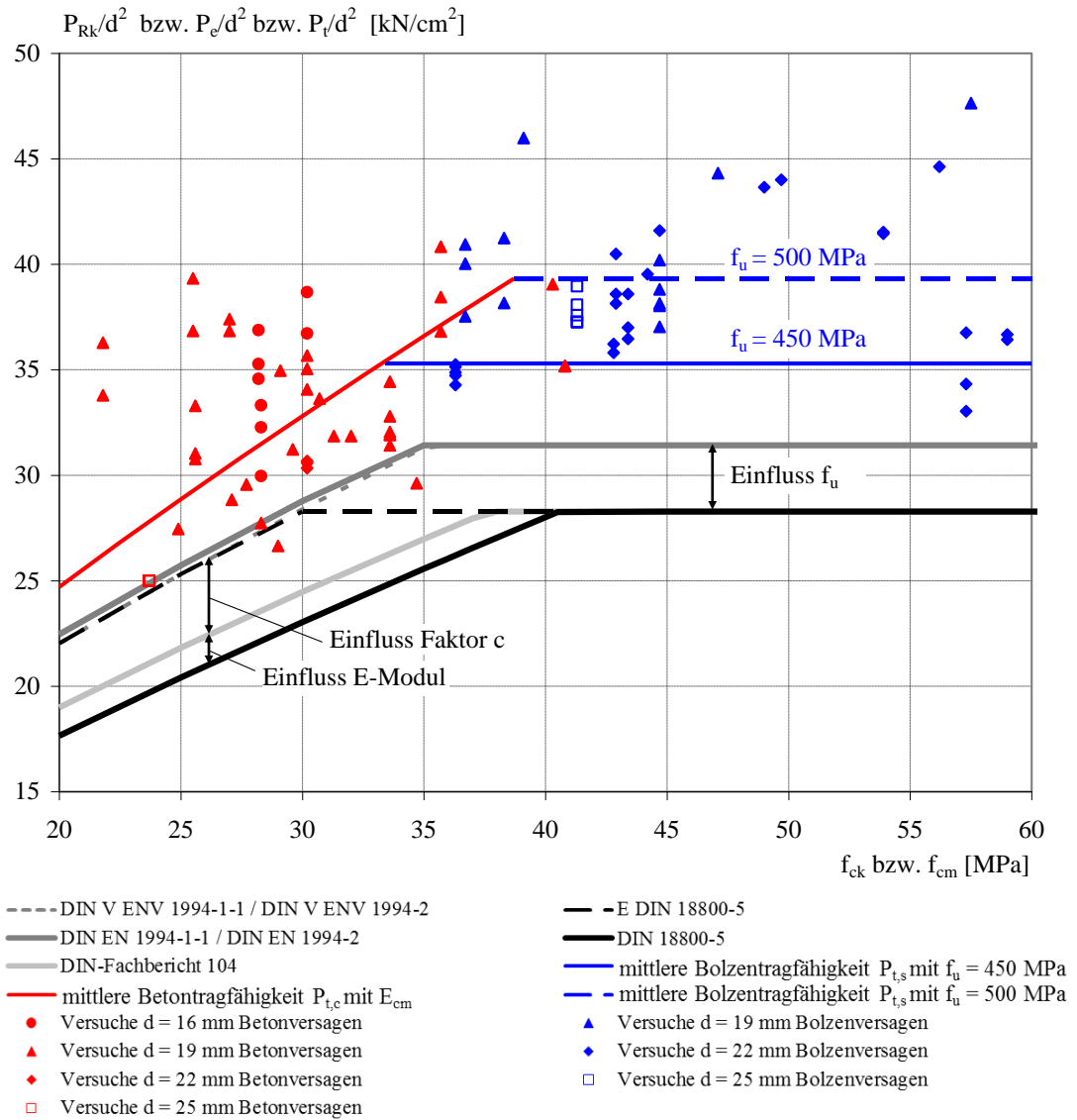


Bild 2.4: Normative Unterschiede der Tragfähigkeit und Versuche nach Hanswille, G. & Porsch, M. (2007).

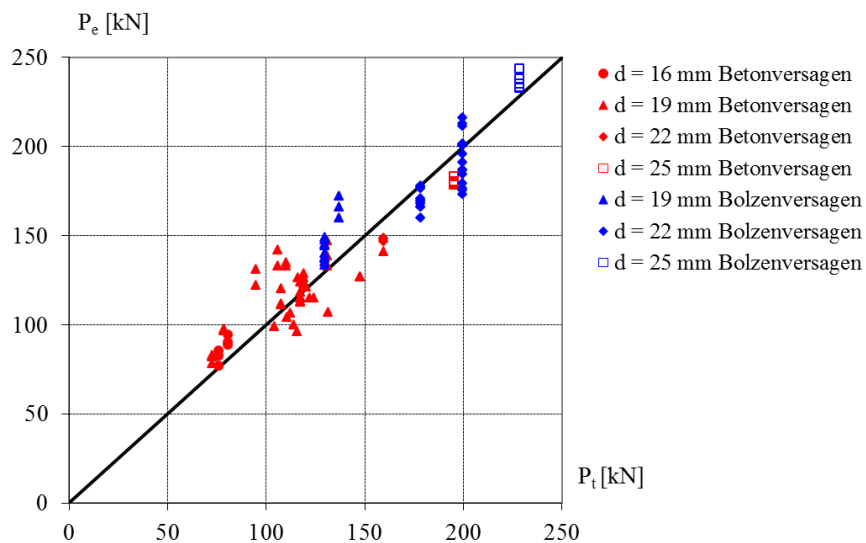


Bild 2.5: Vergleich der Versuchsergebnisse  $P_e$  nach Hanswille, G. & Porsch M. (2007), mit der mittleren Tragfähigkeit  $P_t$

## 2.4 Randnahe Kopfbolzen

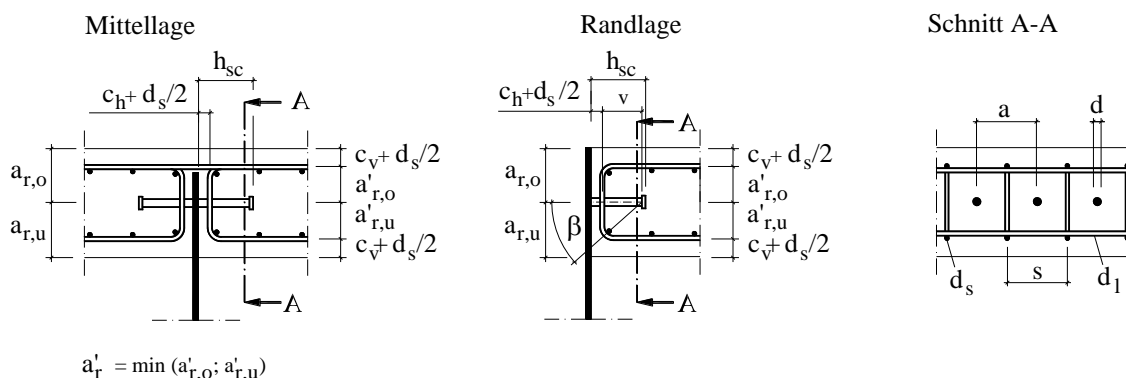
### 2.4.1 Statische Beanspruchbarkeit unter Längsschub

Für die Längsschubbeanspruchung wurden von Kuhlmann & Breuninger<sup>23,24,25</sup> Versuche und theoretische Untersuchungen durchgeführt. Als charakteristisches Versagen hat sich bei der randnahen Ausbildung von Kopfbolzen unter Längsschubbeanspruchung das Spalten des Stahlbetongurts herausgestellt. In Abhängigkeit der Lage – Mittellage oder Randlage – konnten unterschiedliche Tragfähigkeiten erreicht werden. Von Breuninger<sup>26</sup> wurde schließlich eine Gleichung zur Bestimmung der mittleren Tragfähigkeit unter Längsschub für das Betonversagen angegeben, siehe Gleichung (2-9). Ein eventuelles Bolzenversagen ist weiterhin nach Gleichung (2-2) zu berechnen.

$$P_{t,L} = 1,67 \cdot (f_c \cdot d \cdot a_r')^{0,4} \cdot \left(\frac{a}{s}\right)^{0,3} \cdot k_v \cdot B_L \quad [\text{kN}] \quad (2-9)$$

- $f_c$  Zylinderdruckfestigkeit des Betons [MPa]
- $d$  Schaftdurchmesser des Kopfbolzens mit  $19 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$
- $a_r'$  wirksamer Randabstand mit  $a_r' = a_r - c_v - d_s/2 \geq 50 \text{ mm}$
- $h_{sc}$  Gesamthöhe des Bolzens mit  $h_{sc}/d \geq 4$
- $a$  Achsabstand der Bolzen in Längsrichtung mit  $110 \leq a \leq 440 \text{ mm}$
- $s$  Abstand der Bügel mit  $a/2 \leq s \leq a$  und  $s/a_r' \leq 3$
- $d_s$  Stabdurchmesser der Bügelbewehrung mit  $d_s \geq 8 \text{ mm}$
- $d_l$  Stabdurchmesser der Längsbewehrung mit  $d_l \geq 10 \text{ mm}$
- $c_v$  Betondeckung / Verlegemaß nach Bild Bild 2.6 in mm
- $k_v = 1,00$  ein Beiwert für Bolzen in Randlage  
 $= 1,14$  ein Beiwert für Bolzen in Mittellage
- $B_L = 1,00$  Beanspruchungsfaktor für Längszug in der Betonplatte  
 $= 1,06$  Beanspruchungsfaktor für Längsdruck in der Betonplatte

Die geometrischen Parameter können Bild 2.6 entnommen werden.



Modifiziert nach Kürschner, K. & Kuhlmann, U. (2004)

Bild 2.6: Anordnung und geometrische Randbedingungen für randnahe Kopfbolzen

<sup>23</sup> Vgl. Kuhlmann, U. & Breuninger, U. (1997)

<sup>24</sup> Vgl. Kuhlmann, U. & Breuninger, U. (1999a)

<sup>25</sup> Vgl. Kuhlmann, U. & Breuninger, U. (1999b)

<sup>26</sup> Vgl. Breuninger, U. (2000), Abschnitt 6

Gegenüber randfernen Kopfbolzen ist in diesem Fall der *wirksame Randabstand*  $a_r'$  als Maß zwischen der Bolzenachse und der Achse der Bügelbewehrung zusätzlich von Bedeutung. Für die Längsschubbeanspruchung ist der maßgebende wirksame Randabstand  $a_r'$  das Minimum aus dem oberen wirksamen Randabstand  $a_{r,o}'$  und dem unteren wirksamen Randabstand  $a_{r,u}'$ . Der Faktor  $k_v$  berücksichtigt eine Rand- oder Mittellage der Kopfbolzen und der Faktor  $B_L$  die Längsbeanspruchung des Stahlbetonquerschnittes.

Um die Spaltzugkräfte in Dickenrichtung der Stahlbetonplatte aufnehmen zu können, ist die Bügelbewehrung für eine Kraft  $T_t$  nach Gleichung (2-10) zu bemessen, siehe Bild 2.7.

$$T_t = P_t \cdot 0,3 \cdot \left(1 - \frac{d}{a_r'}\right) \tag{2-10}$$

Vereinfachend wird in den Normen für die Bemessung auf die Abminderung aus dem Verhältnis  $d/a_r'$  verzichtet, siehe Gleichung (2-11).

$$T_d = 0,3 \cdot P_{Rd,L} \tag{2-11}$$

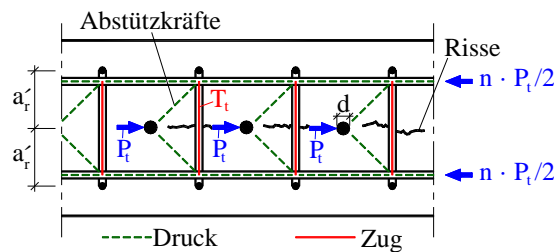


Bild 2.7: Stabwerkmodell zur Dimensionierung der Bügelbewehrung aus der Spaltzugkraft  $T_t$

Zur Vermeidung eines vorzeitigen Herausziehens der Bolzen ist im Fall einer Randlage eine ausreichende Verankerungslänge  $v$  des Kopfbolzens zu gewährleisten, siehe Bild 2.6 sowie Gleichungen (2-12) und (2-13).

$$\text{Ungerissener Beton: } \beta \leq 30^\circ \text{ bzw. } v \geq \max(110 \text{ mm}; 1,7 a_r'; 1,7 s/2) \tag{2-12}$$

$$\text{Gerissener Beton: } \beta \leq 23^\circ \text{ bzw. } v \geq \max(160 \text{ mm}; 2,4 a_r'; 2,4 s/2) \tag{2-13}$$

Diese Forderung führt zu teilweise erheblichen Bolzenlängen. Für eine Mittellage ist das Herausziehen nicht zu erwarten und das Einhalten dieser Verankerungslänge nicht erforderlich<sup>27</sup>. Aus den Regelungen in den Normen DIN EN 1994-2 und DIN 18800-5 ist nicht zu entnehmen, dass die Mittellage von dieser Anforderung ausgenommen ist. Für eine wirtschaftliche Dimensionierung sollte dort ein Hinweis erfolgen.

Auf der Basis einer statistischen Auswertung der Versuchsergebnisse nach Eurocode 3 Annex Z<sup>28</sup> kommt Breuninger zum Bemessungswert der Längsschubtragfähigkeit nach Gleichung (2-14).

$$P_{Rd,L} = 1,42 \cdot (f_{ck} \cdot d \cdot a_r')^{0,4} \cdot \left(\frac{a}{s}\right)^{0,3} \cdot k_v \cdot \frac{1}{\gamma_V} \quad [\text{kN}] \tag{2-14}$$

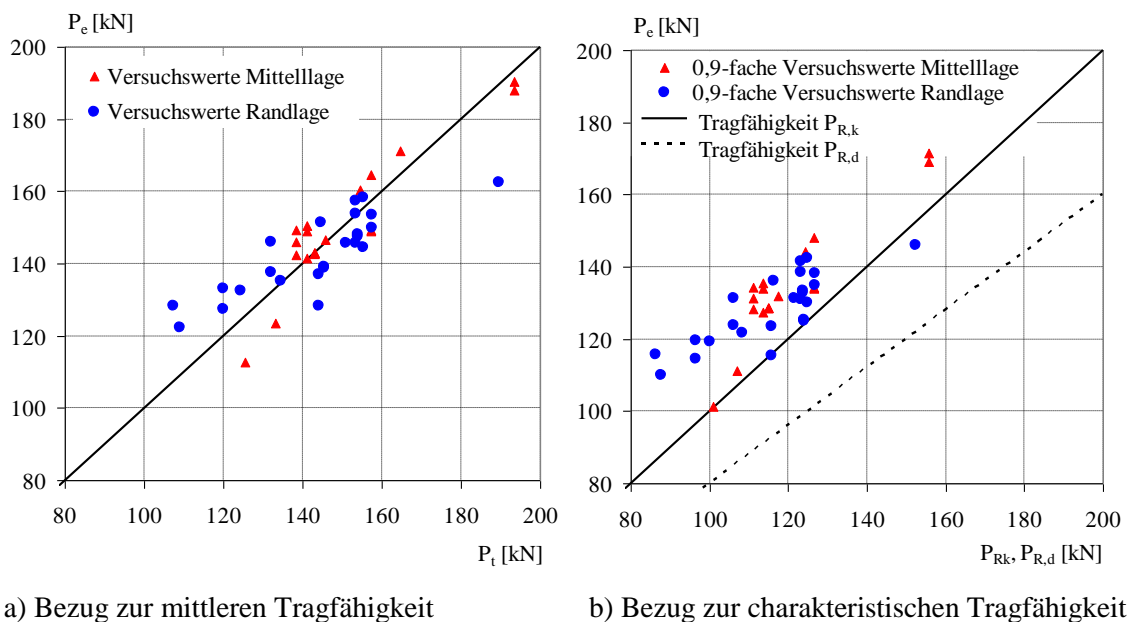
Auf der sicheren Seite wurde für die Bemessungsgleichung auf den Beiwert  $B$  für die Längsbeanspruchung der Stahlbetonplatte verzichtet. Die in den Normen DIN 18800-5<sup>29</sup> und

<sup>27</sup> Vgl. Breuninger, U. (2000), Abschnitt 3.5.2.4

<sup>28</sup> Vgl. Norm Eurocode 3 Annex Z (1994)

DIN EN 1994-2<sup>30</sup> aufgenommene Bemessungsgleichung unterscheidet sich durch den Vorfaktor 1,4 statt 1,42 und liefert damit etwas konservativere Beanspruchbarkeiten als notwendig.

Die statistische Auswertung wurde mit dem in den Versuchen erreichten oberen Lasthorizont durchgeführt. Aufgrund von kurzzeitigen Relaxationseffekten sollte diese statische Kurzzeittragfähigkeit um 10 % reduziert werden<sup>31</sup>. Dagegen wurde auf der sicheren Seite darauf verzichtet, eine Anpassung der Betonfestigkeiten auf den Mittelwert vorzunehmen. Ob dadurch eine Kompensation der Vernachlässigung der Relaxation erreicht wird, kann ohne weiteres nicht abgeschätzt werden. Daher wurde eine neue statistische Auswertung auf Basis von EN 1990<sup>32</sup> durchgeführt, siehe Anhang A. Dabei wurde der Variationskoeffizient für die Betonfestigkeit von 2 auf 12 % erhöht. Diese konservative Betrachtung bestätigt den ursprünglichen Vorfaktor 1,42. Somit wird die Vernachlässigung der Relaxation durch die Anpassung auf die mittleren Betonfestigkeiten ausgeglichen und die Bemessungsgleichung, die in die oben aufgeführten Normen aufgenommen wurde, liegt auf der sicheren Seite. Darüber hinaus ist eine Anhebung des Sicherheitsbeiwertes  $\gamma_V$  für randnahe Kopfbolzen von 1,25 auf 1,5 entsprechend den Regelungen der Nationalen Anhänge<sup>33,34</sup> für das Betonversagen bei randfernen Kopfbolzen nicht notwendig. Das Bild 2.8a) zeigt den Vergleich der mittleren Tragfähigkeit  $P_t$  mit den im Versuch erreichten Tragfähigkeiten  $P_e$  der Längsschubversuche. Im Teil b) des Bildes werden die Versuchsergebnisse mit der charakteristischen Tragfähigkeit  $P_{R,k}$  und der Bemessungstragfähigkeit  $P_{R,d}$  verglichen. Um den Einfluss der Relaxation zu berücksichtigen, wurden dort die Versuchswerte um 10 % abgemindert.



a) Bezug zur mittleren Tragfähigkeit

b) Bezug zur charakteristischen Tragfähigkeit

Bild 2.8: Vergleich der Versuchsergebnisse von Kuhlmann & Breuninger mit den rechnerischen Tragfähigkeiten

<sup>29</sup> Vgl. Norm 18800-5 (2007), Anhang A

<sup>30</sup> Vgl. Norm DIN EN 1994-2 (2010), Anhang C

<sup>31</sup> Vgl. Hanswille, G. & Porsch, M. & Üstündag, C. (2006), S. 307

<sup>32</sup> Vgl. Norm DIN EN 1990 (2010), Anhang D

<sup>33</sup> Vgl. Norm DIN EN 1994-1-1/NA, zu: 6.6.3.1 (1)

<sup>34</sup> Vgl. Norm DIN EN 1994-2/NA, zu: 6.6.3.1 (1)

## 2.4.2 Statische Beanspruchbarkeit unter Querschub

Von Kuhlmann & Kürschner<sup>35,36</sup> erfolgte die Erweiterung für die Beanspruchung quer zur Plattenlängsrichtung. Das typische Versagen stellt dabei der Betonausbruch oberhalb der Kopfbolzen dar. Für die Tragfähigkeit bei einer Querschubbeanspruchung ist von dem oberen und dem unteren Randabstand nur der obere wirksame Randabstand  $a_{r,o}$  von Bedeutung. Kürschner<sup>37</sup> gibt eine Gleichung für die mittlere Tragfähigkeit unter Querschubbeanspruchung  $P_{t,v}$  an, die sowohl die Rand- als auch die Mittellage berücksichtigt, vgl. Gleichung (2-15).

$$P_{t,v} = 6,945 \cdot (f_c \cdot d_1)^{0,5} \cdot (d \cdot a / s)^{0,4} \cdot (d_s)^{0,3} \cdot (h_{sc})^{0,2} \cdot (a_{r,o})^{0,7} \cdot k_{t,v} \cdot B_v \quad [\text{N}] \quad (2-15)$$

$$k_{t,v} = 1,00 \text{ Beiwert für Bolzen in Randlage}$$

$$= 1,25 \text{ Beiwert für Bolzen in Mittellage}$$

$$B_v = 1,00 \text{ Beanspruchungsfaktor für Längsdruck in der Betonplatte}$$

$$= 0,80 \text{ Beanspruchungsfaktor für Längszug in der Betonplatte}$$

Der Lagefaktor  $k_{t,v}$  ergibt sich aus den Finite Elemente Berechnungen in Abhängigkeit vom Ansatz der Steifigkeit der Stabelemente für die Bewehrung zwischen 1,256 und 1,698. Der festgelegte Faktor  $k_{t,v}$  von 1,25 stellt daher eine konservative Abschätzung dar.

Bei der statistischen Auswertung wurde die Kurzzeitrelaxation bereits berücksichtigt. Die geänderte Ermittlung der Mittelwertabweichung  $b$  hat einen Einfluss von weniger als ein Prozent auf die Bemessungstragfähigkeit  $P_{Rd,v}$ . Dadurch erübrigt sich eine neue statistische Auswertung und der von Kürschner vorgelegte Bemessungsvorschlag behält weiterhin seine Gültigkeit, siehe Gleichung (2-16).

$$P_{Rd,v} = 6,0 \cdot (f_{ck} \cdot d_1)^{0,5} \cdot (d \cdot a / s)^{0,4} \cdot (d_s)^{0,3} \cdot (h_{sc})^{0,2} \cdot (a_{r,o})^{0,7} \cdot k_v \cdot B_v / \gamma_v \quad [\text{N}] \quad (2-16)$$

Eine Vereinfachung, die in die Normen DIN 18800-5 und EN 1994-2 Eingang gefunden hat, gilt für Kopfbolzen mit einer Höhe  $h_{sc}$  größer als 100 mm, siehe Gleichung (2-17).

$$P_{Rd,v} = 12,0 \cdot (f_{ck} \cdot d_1)^{0,5} \cdot (d \cdot a / s)^{0,4} \cdot (d_s)^{0,3} \cdot (a_{r,o})^{0,7} \cdot k_v / \gamma_v \quad [\text{N}] \quad (2-17)$$

Der Beanspruchungsfaktor  $B_v$  wurde dabei auf der sicheren Seite zu 0,8 festgelegt. Zu beachten ist, dass für diese Gleichung der Lagefaktor  $k_v$  von 1,14 identisch ist mit dem Faktor für die Längsschubbeanspruchung. Gegenüber dem bereits konservativ festgelegten Wert  $k_{t,v}$  von 1,25 ergibt sich damit für die Bemessung einer Anordnung der Kopfbolzen in Mittellage eine Sicherheitsreserve von 10%. Ebenso wurde auf den Ansatz des Beanspruchungsfaktor  $B_v$  verzichtet. Für eine Drucklängsbeanspruchung der Platte, und auch für den in den Versuchen geprüften, in Längsrichtung spannungslosen Fall, liegt diese Bemessungsgleichung um 20 % auf der sicheren Seite. Für größere Bolzenhöhen als 100 mm führt die Vernachlässigung des Faktors für die Bolzenlänge  $h_{sc}$  zu konservativen Ergebnissen. So liefert die in den Versuchen hauptsächlich geprüfte und in der Praxis häufige Bolzenhöhe  $h_{sc}$  von 150 mm 8 % höhere Tragfähigkeiten als diese Vereinfachung zulässt.

Einige der durchgeführten Versuche wurden mit einer zweireihigen Bolzenanordnung durchgeführt. Anhand der Versuche und zugehörigen numerischen Parameterstudien kommt Kürsch-

<sup>35</sup> Vgl. Kuhlmann, U. & Kürschner, K. (2002a)

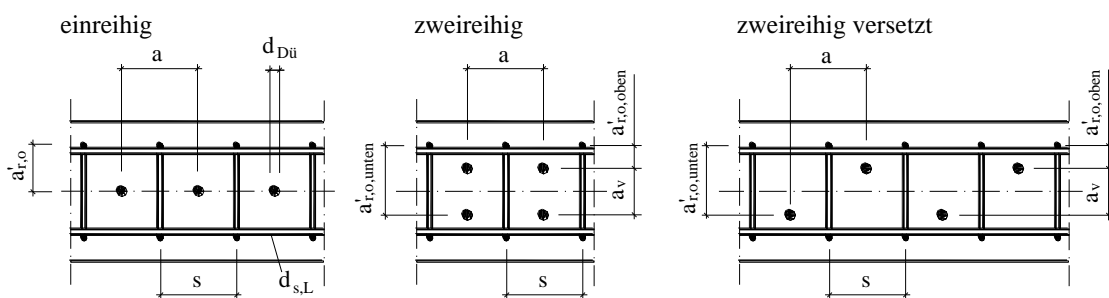
<sup>36</sup> Vgl. Kuhlmann, U. & Kürschner, K. (2003)

<sup>37</sup> Vgl. Kürschner, K. (2003), Abschnitt 5.6.3

ner<sup>38</sup> zu dem Ergebnis, dass bei einer versetzten zweireihigen Anordnung, siehe Bild 2.9, bei einem vertikalen Bolzenabstand  $a_v$  von mindestens 100 mm die volle Tragfähigkeit erreicht wird. Bei einer zweireihigen, nicht versetzten Anordnung sind dafür mindestens 200 mm erforderlich. Sollen in diesem Fall kleinere vertikale Bolzenabstände als 200 mm realisiert werden, dann ist die Tragfähigkeit mit dem Faktor  $\eta_{z,nv}$  abzumindern, siehe Gleichung (2-18). Von einer Unterschreitung des Mindestabstands in Querschubrichtung  $a_v$  von 100 mm wird von ihm wegen einer Beeinträchtigung für die Längsschubtragfähigkeit abgeraten.

$$\eta_{z,nv} = a_v / 200 \text{ mm} \geq 0,7 \quad \text{mit } 100 \leq a_v \leq 200 \text{ mm} \quad (2-18)$$

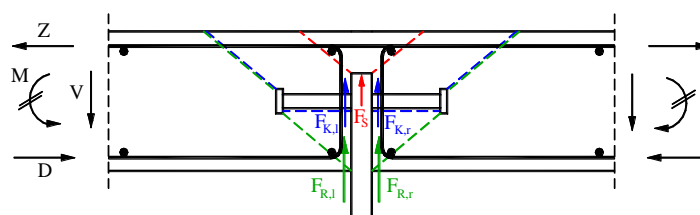
In der Arbeit von Kürschner konnte außerdem gezeigt werden, dass bei einer zweireihigen Bolzanordnung die Querschubtragfähigkeit alternativ mit dem mittleren wirksamen Randabstand  $a_r'$  der beiden Bolzenreihen oder die Tragfähigkeit beider Reihen getrennt voneinander mit dem jeweiligen wirksamen Randabstand ermittelt werden kann<sup>39</sup>.



Quelle: Kürschner, K. (2003); Ausschnitt aus Bild 3-1

Bild 2.9: Einreihige und zweireihige Anordnung der Kopfbolzen

Während bei einer Randlage die Querschubtragfähigkeit alleine auf die Wirkung der Kopfbolzen zurückzuführen ist, konnten von Kürschner bei einer Mittellage weitere Tragmechanismen beobachtet werden, siehe Bild 2.10. Diese entstehen zum einen durch die *Reibung zwischen Beton und Stahlsteg* sowie durch die *Schneidenlagerung des Stahlsteges* an der Stegoberkante. Die Schneidenlagerung bewirkt dabei ein Durchstanzen an dieser Stelle.



Komponenten: Kopfbolzen  $F_K$ ; Reibung  $F_R$  und Schneidenlagerung/Durchstanzen  $F_S$   
Einwirkungen: Querkraft  $V$ , Querbiegemoment  $M$  und Kräftepaar  $D/Z$

Bild 2.10: Tragkomponente für die Querschubbeanspruchbarkeit einer Mittellage

Von Kuhlmann & Kürschner wurde für die durchgeführten Versuche in Mittellage gezeigt, dass eine vollständige Abtragung der erreichten Tragfähigkeiten über Reibung möglich ist<sup>40</sup>. Dafür ist allerdings ein Biegemoment im Bereich der Verbundfuge notwendig, das den Beton an den Stahlsteg andrückt. Auch für diesen Traganteil wird ein Bemessungswert der Reibtragfähigkeit

<sup>38</sup> Vgl. Kürschner, K. (2003), Abschnitt 4.4.3.3 (h) und 4.6.4

<sup>39</sup> Vgl. Kürschner, K. (2003), Seite 80

<sup>40</sup> Vgl. Kuhlmann, U. & Kürschner, K. (2003), Abschnitt 5.2.3.4 (b)

angegeben, siehe Gleichung (2-19)<sup>41</sup>. Auf der sicheren Seite sollen die beiden Tragkomponenten Bolzenwirkung und Reibung nicht superponiert werden.

$$R_{Rd,V} = (\mu_k \cdot M_{Ed}) / (z_{II} \cdot \gamma_v) \quad (2-19)$$

$R_{Rd,V}$  Bemessungswert der Reibtragfähigkeit aus Klemmwirkung infolge Querbiegung je Bemessungsschnitt [kN/m]

$\mu_k$  Charakteristischer Reibbeiwert [-]

$M_{Ed}$  Bemessungswert des Querbiegemoments [kNm/m];  $M_{Ed}$  zugehörig zur Querkraft  $V_{Ed}$

$z_{II}$  Innerer Hebelarm im Zustand II [m]

Die aktivierbare Kraft an der Stegblechoberkante reicht dagegen nicht aus, die Traglasten allein zu erreichen<sup>42</sup>. Numerische Untersuchungen zeigen auch, dass durch die Tragkomponente Schneidenlagerung keine wesentlichen Traglaststeigerungen zu erwarten sind<sup>43</sup>. Bei der Ausbildung der Verbundfuge mit Betondübeln zeigte sich bei Versuchen von Zapfe unter einer Querschubbeanspruchung ein Versagen der Stahlbetonplatte und nicht der Verbundfuge<sup>44</sup>. Dies zeigt auch für diese alternative obergurtlose Ausbildung ein verbundmittelunkritisches Versagen und eine hohe Querschubtragfähigkeit der Mittellage. Insgesamt betrachtet, existieren noch Möglichkeiten, die Beanspruchbarkeiten in Mittellage zu erhöhen. Dies sind z. B. die Erhöhung des Lagefaktors  $k_{t,v}$  auf den Wert von 1,25 und die zusätzliche Berücksichtigung von Reibung. Dazu sind jedoch weitere systematische Untersuchungen notwendig, die sehr umfangreich sind und deshalb im Rahmen dieser Arbeit nicht durchgeführt werden können.

### 2.4.3 Interaktion Längsschub und Querschub

Da bei vielen Anwendungsfällen eine kombinierte Längs- und Querschubbeanspruchung auftritt, wurden von Kuhlmann & Kürschner<sup>45,46</sup> Versuche unter einer kombinierten Beanspruchung durchgeführt. Während bei den Versuchen mit Kopfbolzen in Randlage mit zunehmender Querschubbeanspruchung eine reduzierte Längsschubbeanspruchbarkeit beobachtet wurde, konnte bei den Versuchen in Mittellage nicht nur die volle Längsschubbeanspruchbarkeit aufgenommen werden, sondern mit zunehmender Querschubbeanspruchung zeigte sich eine Steigerung der Längsschubbeanspruchbarkeit. Diese Steigerung wird durch die Aktivierung von Reibung durch die Querbiegebeanspruchung erklärt. Kürschner<sup>47</sup> entwickelte für die Randlage eine Bemessungsgleichung für die Interaktion, siehe Gleichung (2-20).

$$\left( \frac{P_{Ed,L}}{P_{Rd,L}} \right)^{1,2} + \left( \frac{P_{Ed,V}}{P_{Rd,V}} \right)^{1,2} \leq 1,0 \quad (2-20)$$

$P_{Ed,L}$ ,  $P_{Ed,V}$  Bemessungswert der Längs- und Querschubkraft

$P_{Rd,L}$ ,  $P_{Rd,V}$  Bemessungswert der Längs- und Querschubtragfähigkeit

<sup>41</sup> Vgl. Kürschner, K. (2003), Abschnitt 5.6.4

<sup>42</sup> Vgl. Kuhlmann, U. & Kürschner, K. (2003), Abschnitt 2.4.3

<sup>43</sup> Vgl. Kürschner, K. (2003), Abschnitt 5.4

<sup>44</sup> Vgl. Zapfe, C. (2001); Abschnitt 7.2

<sup>45</sup> Vgl. Kuhlmann, U. & Kürschner, K. (2002a)

<sup>46</sup> Vgl. Kuhlmann, U. & Kürschner, K. (2003)

<sup>47</sup> Vgl. Kürschner, K. (2003), Abschnitt 6

Für die Mittellage kann dagegen der Einfluss der Querschubbeanspruchung auf die Längsschubbeanspruchbarkeit vernachlässigt werden. In DIN EN 1994-2 und DIN 18800-5 ist Gleichung (2-20) für beide Lagen eingeflossen. Durch den konservativen Ansatz bei einer Mittellage ergeben sich in diesem Fall sehr sichere Werte. Ergänzend zu Gleichung (2-10) wird von Kürschner<sup>48</sup> eine Bemessungsgleichung für die Dimensionierung der Bügelbewehrung bei einer Beanspruchung in beide Richtungen angegeben, siehe Gleichung (2-21).

$$T_d = P_{Ed,L} \cdot 0,3 \cdot \left( 1 - \frac{d}{a_r'} \right) + P_{Ed,V} \quad (2-21)$$

## 2.5 Aktualisierter Vergleich der Tragfähigkeiten

In der Entwicklung der Normen hat sich die Bolzentragfähigkeit randferner Kopfbolzen auf charakterischem und auf dem Bemessungsniveau verringert. Die geringsten Tragfähigkeiten liefert DIN 18800-5, siehe Abschnitt 2.3. Die am Institut für Konstruktion und Entwurf entwickelten Bemessungsgleichungen für randnahe Kopfbolzen zeigen nicht die Notwendigkeit, die Tragfähigkeiten anzupassen, siehe Abschnitt 2.4. Die Gleichungen sind unabhängig vom E-Modul. Der Einfluss von Kurzzeitrelaxation wurde für die Querschubbeanspruchung von vornherein berücksichtigt und kann für die Längsschubbeanspruchung auch im Nachhinein ohne die Erfordernis einer Reduzierung der Beanspruchbarkeit gerechtfertigt werden. Lediglich die Begrenzung durch die reduzierte, maximal anzusetzende Zugfestigkeit des Bolzenmaterials bei der Ermittlung des von der Randnähe unabhängigen Bolzenversagens führt bei randnahen Kopfbolzen genau wie für randferne Kopfbolzen im Fall von höheren Betonfestigkeiten zu einer verringerten Beanspruchbarkeit auf dem Bemessungsniveau. Gegenüber früheren Darstellungen von Breuninger und Kürschner verringert sich der Abstand zwischen den Beanspruchbarkeiten bei randfernen und randnahen Kopfbolzen. Die folgenden Diagramme zeigen aktualisierte Vergleiche der Beanspruchbarkeiten von randfernen und randnahen Kopfbolzen nach DIN 18800-5.

In Bild 2.11 ist die Längsschubtragfähigkeit für die Schaftdurchmesser 19, 22 und 25 mm in Randlage und in Bild 2.12 in Mittellage dargestellt. Mit zunehmendem Bolzendurchmesser ist eine Reduzierung der relativen Beanspruchbarkeit der randnahen Kopfbolzen zu den Kopfbolzen ohne Randeinfluss erkennbar. Umgekehrt gleichen sich die Tragfähigkeiten mit geringer werdendem Bolzendurchmesser an. Im Fall einer Mittellage und dem Bolzendurchmesser 19 mm wird die volle Tragfähigkeit von randfernen Kopfbolzen für alle zulässigen wirksamen Randabstände  $a_r'$  erreicht.

Gerade die Querschubbeanspruchung führt gegenüber randfernen Kopfbolzen zu einer deutlichen Abminderung der Tragfähigkeit, siehe Bild 2.13 a) und b). Für die Vernachlässigung des Beanspruchungsfaktor  $B_V$ , den Einfluss der Bolzenlänge  $h_{sc}$  und für den Lagefaktor  $k_v$  wurden für die Bemessungsgleichung in den Normen, siehe Gleichung (2-17), bewusst Vereinfachungen auf der sicheren Seite gemacht. In der Praxis ergeben sich für eine Querschubbeanspruchung und daraus auch für den Interaktionsnachweis zwischen Längs- und Querschub Möglichkeiten zum Ansatz einer größeren statischen Tragfähigkeit. Bei einem typischen Beispiel eines einfeldrigen Plattenbalkenquerschnittes befindet sich die Stahlbetonplatte unter einer Druckbeanspruchung und die Anordnung entspricht einer Mittellage. Im Falle einer Bolzenlänge  $h_{sc}$  von 150 mm ergibt ein genauerer Ansatz der Bolzentragfähigkeit nach Gleichung (2-16) eine um

<sup>48</sup> Vgl. Kürschner, K (2003), Abschnitt 6.2.3.4



40 % höhere Querschubbeanspruchbarkeit als nach der vereinfachten Gleichung (2-17), die Eingang in die Normen gefunden hat, siehe Bild 2.13 b) und c).

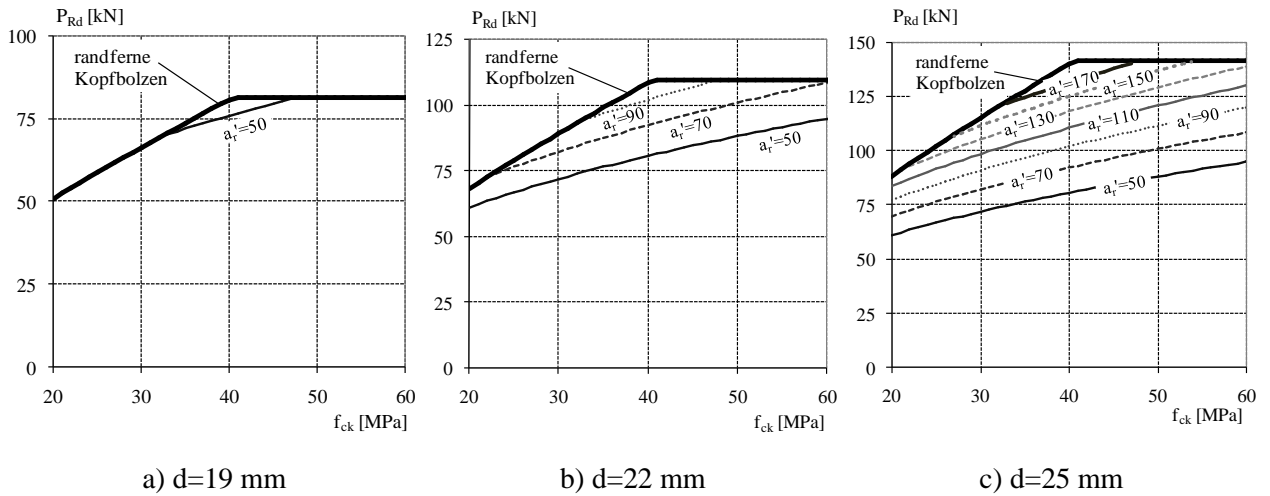


Bild 2.11: Bemessungstragfähigkeit Längsschub  $P_{Rd,L}$ , Randlage

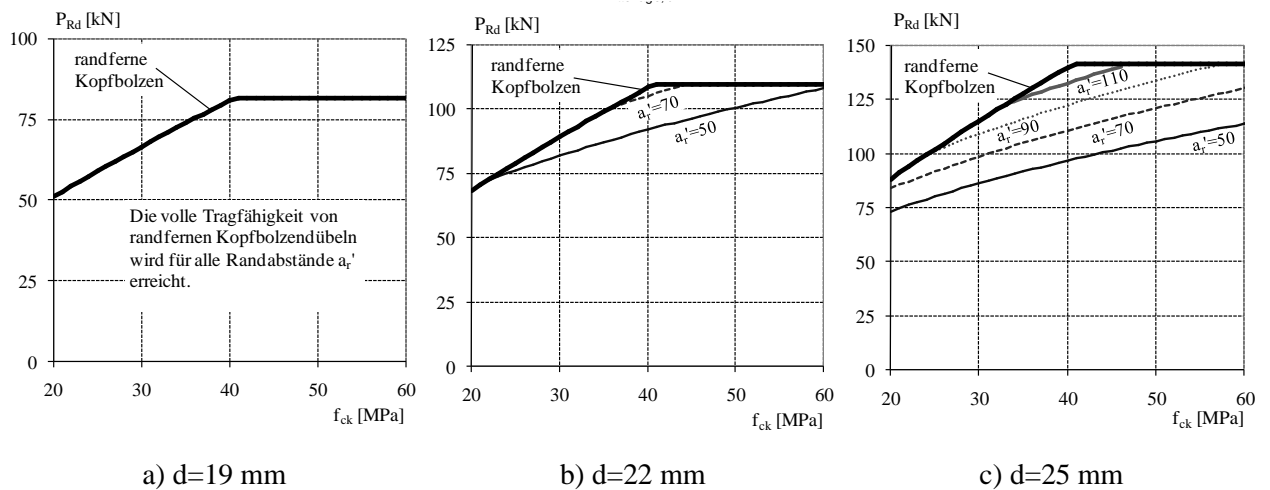


Bild 2.12: Bemessungstragfähigkeit Längsschub  $P_{Rd,L}$ , Mittellage

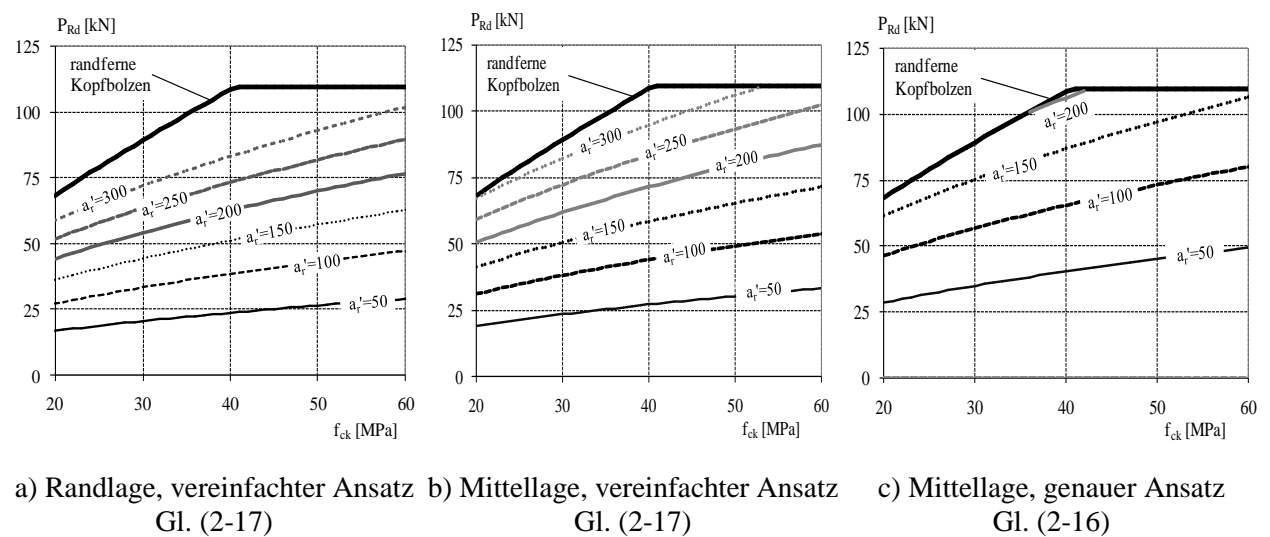


Bild 2.13: Bemessungstragfähigkeit Querschub  $P_{Rd,V}$  ( $d=22\text{ mm}$ ,  $a/s=1$ ,  $d_s=d_1=12\text{ mm}$ ,  $h_{sc}=150\text{ mm}$ )

## 2.6 Zusammenfassung

Trotz ursprünglicher Vernachlässigung der kurzzeitigen Relaxation in der statistischen Auswertung zur Längsschubtragfähigkeit liefern die in den Normen DIN 18800-5 und DIN EN 1994-2 angegebenen Bemessungsgleichungen sichere Ergebnisse. Eine Erhöhung des Teilsicherheitsbeiwertes  $\gamma_v$  von 1,25 auf 1,5 nach den nationalen Anhängen, wie dies für das Betonversagen bei randfernen Kopfbolzen vorgegeben wird, ist für randnahe Kopfbolzen nicht notwendig. Die in der Entwicklung der Normen durchgeführte Reduzierung der Bolzentragfähigkeiten von randfernen Kopfbolzen trifft die randnahe Ausbildung von Kopfbolzen nur durch die reduzierte maximale Zugfestigkeit des Bolzenmaterials. Dadurch nähern sich die Bolzentragfähigkeiten von randnahen Kopfbolzen nach aktuellem Normenstand den Tragfähigkeiten randferner Kopfbolzen an.

Der Verzicht auf den Abminderungsfaktor  $\eta_{z,nv}$  in den Normen bei einer zweireihigen randnahen Bolzenanordnung unter einer Querschubbeanspruchung liefert keine sicheren Ergebnisse. Dies sollte nachgeholt werden und auf die Mindestabstände in vertikaler Richtung hingewiesen werden. Außerdem sollte die Bemessungsgleichung zur Ermittlung der erforderlichen Bügelbewehrung bei einer gleichzeitigen Längs- und Querschubbeanspruchung nach Kürschner Eingang in die Normen finden. Diese Bemessungsgleichung zeigt Potenzial für eine Reduzierung der Bügelbewehrung, aber ohne weitere Betrachtungen kann die Bügelbewehrung nicht effizienter ausgelegt werden.

In der Norm DIN EN 1994-2 sollte zur Realisierung von wirtschaftlichen Konstruktionen ein Hinweis erfolgen, dass die geforderten Verankerungslängen  $v$  nur für den Fall einer Randlage einzuhalten sind. Gerade wegen der relativ großen erforderlichen Bolzenlängen sind für die Praxis weitere Untersuchungen wünschenswert, die auf eine Reduzierung der bisher festgelegten Verankerungslängen  $v$  der Randlage hinführen.

Außerdem sollte aus wirtschaftlichen Gründen in den Normen die Möglichkeit gegeben werden, den genaueren Ansatz der Querschubtragfähigkeit anzuwenden. Für eine Mittellage in einem druckbeanspruchten Stahlbetonquerschnitt würde sich eine wesentlich höhere Tragfähigkeit ergeben. Der Lagefaktor  $k_{t,v}$  für die Mittellage wurde auf der sicheren Seite zu 1,25 angegeben und zur Vereinfachung für die Regelungen in den Normen auf den Wert 1,14 entsprechend der Längsschubbeanspruchung festgelegt. Die numerischen Berechnungen deuten aber daraufhin, dass dieser Beiwert noch höher sein könnte. Die Erhöhung der Querschubtragfähigkeit hätte auch einen günstigen Effekt auf den Interaktionsnachweis. Auch der Interaktionsnachweis liegt für eine Mittellage auf der sicheren Seite. Insgesamt betrachtet, zeigt insbesondere eine Querschubbeanspruchung in Mittellage die Möglichkeit, die rechnerische Beanspruchbarkeit deutlich zu erhöhen. Für diese effizientere Ausnutzung sind jedoch weitere Untersuchungen notwendig.

## **3 Ermüdungsverhalten von Kopfbolzen**

### **3.1 Einführung**

Vor der Darstellung neuer Erkenntnisse zum Ermüdungsverhalten von randnahen Kopfbolzen in Abschnitt 4 wird zum besseren Verständnis der Stand der Forschung und Normung zur Ermüdung im Allgemeinen und zum Ermüdungsverhalten von Kopfbolzen im Speziellen in diesem Abschnitt aufbereitet.

### **3.2 Stand der Forschung**

#### **3.2.1 Allgemeines**

Bei den Untersuchungen zur Ermüdung sind verschiedene Nachweiskonzepte gängig. Zur Übersicht werden diese Konzepte im Folgenden kurz beschrieben. Auf das weit verbreitete Nennspannungskonzept wird etwas näher eingegangen.

Bei den verwendeten Versuchskörpern wurde als Material Beton, Baustahl, Bewehrungsstahl und Stahl für die Kopfbolzen verwendet. Eine getrennte Betrachtung der unterschiedlichen Komponenten mit ihren speziellen Eigenschaften macht das Verhalten im Verbund transparenter.

Ausführlich wird auf die bisherigen Ergebnisse der Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von randfernen Kopfbolzen und für Randnahe Kopfbolzen unter Längsschub eingegangen.

Da sich Betondübel für die Anwendung im Brückenbau eignen, werden die aktuellen Kenntnisse zum Ermüdungsverhalten dieses Verbindungsmittels kurz aufgezeigt.

Der Stand der aktuellen Forschung in Bezug auf die statische Resttragfähigkeit nach einer zyklischen Vorbelastung bei Kopfbolzen wird ebenfalls nachstehend wiedergegeben.

#### **3.2.2 Nachweiskonzepte**

##### **3.2.2.1 Übersicht**

Folgende vier Konzepte sind bei Betrachtungen zur Ermüdung üblich:

- das Nennspannungskonzept
- das Strukturspannungskonzept
- das Kerbgrundkonzept
- das Rissfortschrittskonzept

##### **3.2.2.2 Das Nennspannungskonzept**

Dem Nennspannungskonzept kommt durch die einfache Handhabung eine große Bedeutung und Verbreitung zu.

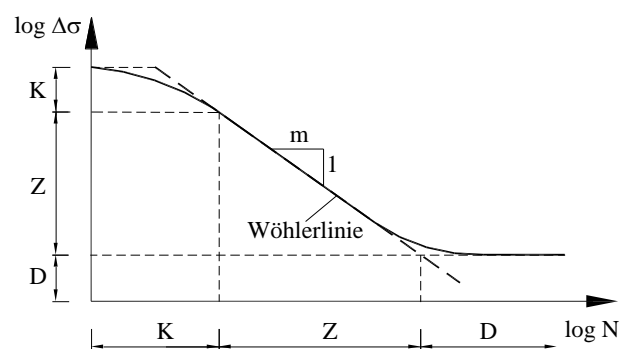
Dabei werden die Nennspannungen im Bauteil als maßgebende Größe verwendet. Die Spannungen werden linear elastisch unter Vernachlässigung von Spannungsspitzen ermittelt. Der

grundlegende Versuch an periodisch wiederholten Lastamplituden an Einstufenversuchen geht auf August Wöhler<sup>49</sup> zurück. Es existiert eine exponentielle Abhängigkeit der Beziehung zwischen der ertragbaren Lastspielzahl und der Schwingbreite. Eine Darstellung der Gleichung (3-1) im doppeltlogarithmischen Maßstab zeigt eine Gerade im Zeitfestigkeitsbereich mit der Steigung  $m$ , siehe Bild 3.1.

$$N = N_c (\Delta\sigma / \Delta\sigma_c)^{-m} \quad (3-1)$$

Damit kann mit Hilfe des charakteristischen Werts der Ermüdungsfestigkeit  $\Delta\sigma_c$  bei der zugehörigen Lastspielzahl  $N_c$  die ertragbare Lastspielzahl  $N$  für jede Spannungsschwingbreite  $\Delta\sigma$  bestimmt werden.

Es wird zwischen der Kurzzeitfestigkeit, der Zeitfestigkeit und der Dauerfestigkeit unterschieden.



K = Kurzzeitfestigkeit; Z = Zeitfestigkeit, D = Dauerfestigkeit

Quelle: Kuhlmann, U. & Kürschner, K. (2002b); Bild 2-1

Bild 3.1: Prinzipielle Darstellung einer Wöhlerlinie

Die Ergebnisse der Versuche streuen oft stark. Dadurch wird eine statistische Auswertung zur Bestimmung der Wöhlerlinie erforderlich.

Beim Dauerfestigkeitsnachweis sind alle auftretenden Beanspruchungen geringer als die Dauerfestigkeit. Treten unterschiedlich große Schwingbreiten auf, die größer als die Dauerfestigkeit sind, ist ein Nachweis der Betriebsfestigkeit erforderlich. Ein gängiges Hilfsmittel dabei ist die lineare Schadensakkumulationshypothese nach Palmgren<sup>50</sup> und Miner<sup>51</sup>. Dabei wird die Schädigung eines Spannungsschwingbreitenhorizonts  $\Delta\sigma_i$  durch den Quotient aus der Anzahl der Schwingspiele  $n_i$  und der zugeordneten Bruchlastspielzahl  $N_i$  gebildet. Diese Teilschädigungen werden aufaddiert. So lange die Summe  $D$  kleiner als eins ist, ist kein Versagen zu erwarten, siehe Gleichung (3-2).

$$D = \frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \dots + \frac{n_i}{N_i} = \sum \frac{n_i}{N_i} \leq 1,0 \quad (3-2)$$

Die Palmgren-Miner Hypothese ist dabei nicht unumstritten. Für Beton kommt z. B. Hohberg<sup>52</sup> durch eine Literaturrecherche zum Schluss, dass diese Hypothese wegen der fehlenden Berücksichtigung von Lastabfolgen, der Beanspruchungsfrequenz und der Ruhepausen nicht geeignet

<sup>49</sup> Vgl. Wöhler, A. (1863)

<sup>50</sup> Vgl. Palmgren, A (1924)

<sup>51</sup> Vgl. Miner, M. (1945)

<sup>52</sup> Vgl. Hohberg, R. (2004), Seite 12

ist. Da bei Kopfbolzen der Anriss gegenüber dem Gesamtversagen sehr früh zu erwarten ist, kommt auch Leffer<sup>53</sup> zum Ergebnis, dass diese Hypothese in Frage zu stellen ist. Die Anwendung der Hypothese führt bei 16 von 17 Mehrstufenversuche, die von Hanswille & Porsch & Üstündag<sup>54</sup> durchgeführt wurden, zu unsicheren Ergebnissen. Dies wird durch die „Vernachlässigung der Auswirkungen des Risswachstums und der lokalen Betonschädigung unmittelbar vor dem Bolzenfuß bei der Beurteilung der Restlebensdauer nach Änderung der Belastungsgeschichte“<sup>55</sup> begründet. Von den Verfassern wird vorgeschlagen zur Verbesserung ein zusätzliches Schädigungsmaß  $\Delta n_{f,i}$  einzuführen, siehe Gleichung (3-3).

$$D = \sum \frac{n_i}{N_i} + \sum \Delta n_{f,i} \leq 1,0 \quad (3-3)$$

Für Beton existiert von Holmen<sup>56</sup> eine modifizierte Regel. Für den Stahlbau werden von Radaj<sup>57</sup> und Haibach<sup>58</sup> angepasste Regeln behandelt.

### 3.2.2.3 Das Strukturspannungskonzept

Dieses Verfahren ist eine Weiterentwicklung des Nennspannungskonzepts und kommt bei Konstruktionen zur Anwendung, bei denen die Nennspannungen wegen komplizierter geometrischer Effekte nicht eindeutig bestimmt werden können. Dabei werden die Spannungserhöhungen durch die Bauteilstruktur an den kritischen Punkten, die als Hot-Spot bezeichnet werden, z. B. durch FE-Rechnungen am Messpunkt genau ermittelt und dann zum Nachweispunkt am Schweißnahtfußpunkt extrapoliert, siehe Bild 3.2. Die Kerbwirkung der Schweißnähte wird dadurch jedoch nicht erfasst. Durch Vergleich der ermittelten Strukturspannung mit Strukturspannungswöhlerlinien können Aussagen zur Ermüdungsfestigkeit gemacht werden.

### 3.2.2.4 Das Kerbgrundkonzept

Bei diesem Konzept, das auch als Örtliches Konzept bekannt ist, gelingt die Beurteilung der Ermüdungsfestigkeit durch die Ermittlung der örtlichen elastischen Spannungen und den Vergleich mit örtlich ertragbaren Spannungen. Voraussetzung ist, dass die Geometrie und die Beanspruchung am kritischen Punkt eindeutig beschreibbar sind. Im Gegensatz zu den beiden bisher genannten Konzepten werden auch die örtlichen Spannungsspitzen durch die Nahtgeometrie erfasst. Bild 3.2 zeigt den Unterschied zwischen Nennspannung, Strukturspannung und Kerbspannung. Die ermittelten Kerbspannungen werden Kerbspannungswöhlerlinien gegenübergestellt. Das Versagenskriterium ist bei diesem Konzept der Anriss.

---

<sup>53</sup> Vgl. Leffer, A. (2003), Abschnitt 5.9.1

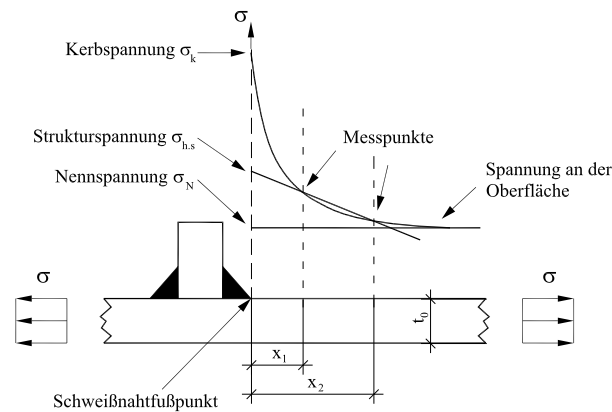
<sup>54</sup> Vgl. Hanswille, G. & Porsch, M. & Üstündag, C. (2006), Seite 312ff

<sup>55</sup> Vgl. Hanswille, G. & Porsch, M. & Üstündag, C. (2006), Seite 313

<sup>56</sup> Vgl. Holmen, J. O. (1979), Abschnitt 11.4

<sup>57</sup> Vgl. Radaj, D (1995), Abschnitt 5.4

<sup>58</sup> Vgl. Haibach, E. (2006), Abschnitt 3.2



Quelle: Günther, H.-P. (2002), Bild 4-4

Bild 3.2: Definition von Nennspannung, Strukturspannung und örtlicher Kerbspannung

### 3.2.2.5 Das Rissfortschrittskonzept

Ein Anriss führt bei einer Schwingbelastung nicht unmittelbar zum Versagen des Bauteils. Bei diesem Konzept wird das Risswachstum bis zu einer kritischen Risslänge, bei der es wegen der Querschnittsschwächung zum statischen Bruch kommt, untersucht. Es ist der Bruchmechanik zugeordnet. Die Lebensdauer des betrachteten Bauteils bis zum Anriss wird nicht berücksichtigt.

An der Risspitze treten sehr hohe, theoretisch unendlich große Werte auf. Daher sind Spannungen und Dehnungen ein ungeeignetes Hilfsmittel. Bei der linear-elastischen Bruchmechanik (LEBM) mit vernachlässigbar kleinen plastischen Risszonen an der Risspitze kommt der davon unabhängige Spannungsintensitätsfaktor  $K$  zur Anwendung. Bei der elastisch-plastischen Bruchmechanik (EPBM) wird der Spannungsintensitätsfaktor  $K$  durch das J-Integral oder die Risspitzenverschiebung  $d$  als maßgebende Beanspruchungsgröße ersetzt.

### 3.2.2.6 Wahl des Nachweiskonzepts

Das Nennspannungskonzept findet trotz einiger Ungenauigkeiten in der Schadensakkumulation durch die einfache Handhabbarkeit eine weite Verbreitung. Da es in Zusammenhang mit Kopfbolzen sowohl in der Forschung als auch in den Normen angewendet wird, findet das Konzept auch in dieser Arbeit seine Anwendung.

Für das Strukturspannungs- und das Kerbgrundkonzept gestaltet sich eine Anwendung für Kopfbolzen schwierig. Die sehr komplexen Verhältnisse am Bolzenfuß und des umgebenden Betons sind nur schwer zu erfassen. Außerdem treten durch das Schweißverfahren starke Streuungen auf.

Für das Rissfortschrittskonzept sind die Informationen Anrisszeitpunkt und Rissfortschrittsgeschwindigkeit von Bedeutung. An diese kann man durch die Unzugänglichkeit des Kerbdetails zwar schwer gelangen, das Konzept wird jedoch zum Teil angewendet<sup>59</sup>.

<sup>59</sup> Vgl. Gesella, H. (2006)

### 3.2.3 Bauteile und Material

#### 3.2.3.1 Kopfbolzen und Schweißwulst

Die Ausführung der Schweißnaht hat einen großen Einfluss auf das Ermüdungsverhalten. Daher wird im Folgenden auf die Besonderheiten beim Schweißen von Kopfbolzen eingegangen.

Im Regelfall erfolgt der Schweißvorgang der Kopfbolzen auf das Grundmaterial durch Bolzenschweißen mit Hubzündung. Gerade bei einer Anwendung am Rand des Grundmaterials, wie es bei Randnahen Kopfbolzen häufig vorkommt, ist mit einer Blaswirkung zu rechnen. Dabei kommt es durch äußere magnetische Felder zu einer Ablenkung des Lichtbogens. Dies führt zu einem einseitigen Abschmelzen des Bolzens mit dem Resultat eines einseitigen, nur kleinen oder nicht mehr vorhandenen Schweißwulstes. Durch das Einwirbeln von Luft erhöht sich zudem die Porenanfälligkeit. Darauf wird mit Ausgleichsmassen reagiert. Um das Ergebnis weiter zu verbessern wird ein Keramikring verwendet, siehe Bild 3.3. Er führt außerdem zu einem definierten Schweißwulst.

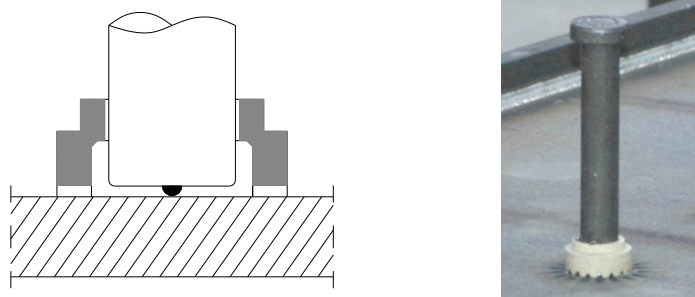


Bild 3.3: Keramikring zur Ausbildung eines definierten Schweißwulstes

Die Form der Schweißnaht stellt eine scharfe geometrische Kerbe zum einen am Übergang des Kopfbolzens zum Schweißwulst und zum anderen auch am Übergang vom Schweißwulst zum Grundwerkstoff dar. Durch die kurzen Schweißzeiten und die sehr schnelle Abkühlung entstehen stärkere Aufhärtungen als sie von anderen Schweißverfahren bekannt sind. Durch die radiale Kontraktion infolge der Abkühlung entstehen erhebliche Eigenspannungen in Größe der Streckgrenze<sup>60</sup>.

Das Schweißen der Kopfbolzen führt nicht nur für den Bolzen sondern auch für das Grundmaterial zu einer Kerbwirkung. Bei einer Wechselbeanspruchung kann daher ausgehend vom Kopfbolzen ein Riss im Grundmaterial entstehen. Von Welz & Dennin<sup>61</sup> wurden Untersuchungen für das Grundmaterial durchgeführt. Dabei wurde festgestellt, dass eine Änderung der Schweißbedingungen wie Schweißstromstärke, Schweißzeit, Bolzenanhub und Antauchgeschwindigkeit einen untergeordneten Einfluss auf die Dauerfestigkeit hat. Selbst eine Erwärmung mit einem Acetylen-Sauerstoff-Brenner mit der Absicht die Eigenspannungen zu reduzieren, führte nicht zu einer Verbesserung der Dauerfestigkeit bei den geprüften Großproben. Da bei früher durchgeführten Kleinprüfkörpern die Erwärmung mit Anlasswirkung zu einer Verbesserung geführt hatte, wird bei diesen bauteilähnlichen Proben die mangelnde Durchwärmung für den geringen Einfluss verantwortlich gemacht.

<sup>60</sup> Vgl. Trillmich, R. & Welz, W. (1997)

<sup>61</sup> Vgl. Welz, W. & Dennin, G. (1981)

Leffer<sup>62</sup> geht auf die Bedeutung der Schweißung ein. Wegen der ungünstigen Schweißnahtausbildung mit den geometrischen Kerben direkt in der Wärmeeinflusszone mit einem grobkörnigen Gefüge vermutet er auch bei geringen Spannungsschwingbreiten bereits einen sehr frühen Anriss. Daher stellt er auch die Existenz eines Dauerfestigkeitsbereichs in Frage. Er berichtet von einem Push-out Versuch, bei dem die Kopfbolzen nach der Bolzenschweißung mit Hubzündung mit einer Wolfram-Inertgasschweißung (WIG) nachträglich umschweißt wurden. Vor der WIG-Schweißung wurde der Schweißwulst spanabhebend entfernt. Dadurch konnte ein ausgeglichener Schweißwulst erzielt werden. Dieser und ein Vergleichskörper mit konventioneller Bolzenschweißung wurden weggesteuert zyklisch beansprucht. Es hat sich dabei gezeigt, dass der Körper mit der zusätzlichen WIG-Schweißung durch die größere Schweißnahtfläche deutlich steifer ist. Durch die weggesteuerte Regelung wurden bei diesem Körper höhere Bolzenkraftschwingbreiten aufgezeichnet, und dieser Körper zeigte eine geringere ertragbare Bruchlastspielzahl  $N$  als der Körper mit der ausschließlichen Bolzenschweißung mit Hubzündung. Eine kraftgesteuerte Regelung hätte durch das günstigere Kerbdetail bei der durch diese Steuerung bedingten gleichen Kraftschwingbreite dagegen ein umgekehrtes Bild bei den erreichten Lastspielzahlen erwarten lassen.

Generell kam es bei allen Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von Kopfbolzen in den allermeisten Fällen zu einem Ermüdungsbruch direkt in der Schweißnaht. Bei dem von Leffer dargestellten Versuch mit einer zusätzlichen WIG-Schweißung sind die Bolzen alle oberhalb der Schweißnaht im Bolzenschaft abgeschert. Durch den hohen Aufwand ist dieses Vorgehen zwar nicht anzustreben, es zeigt aber, dass dieses Detail generell zu verbessern ist. Ob in diesem Fall das steifere Verhalten durch eine reduzierte Verformung bei gleicher Last ungünstige Auswirkungen auf die Umlagerungen in Form einer ungleichmäßigeren Lastverteilung auf benachbarte Bolzen hat, ist jedoch noch zu hinterfragen.

Insgesamt zeigt die Betrachtung der Herstellung der Bolzenverbindung mit dem Grundmaterial mit dem Verfahren des Bolzenschweißens mit Hubzündung und der Form der Schweißnaht, dass es sich hier unter dem Aspekt der Ermüdung um ein ungünstiges Kerbdetail handelt.

### 3.2.3.2 Betonstahl

Bei Betonstahl beeinflussen die Schwingbreite und weitere Parameter die ertragbare Lastspielzahl unterschiedlich stark. Ein guter Überblick wird von König & Danielewicz<sup>63</sup> gegeben.

Durch die Ausbildung von Rippen wird einerseits der Verbund zwischen Betonstahl und Beton deutlich verbessert. Andererseits begünstigt diese Oberflächenbeschaffenheit das Ermüdungsverhalten negativ. Ein zunehmend scharfer Übergang zwischen Rippen und Stabkern erhöht die Kerbwirkung und verschlechtert dadurch das Ermüdungsverhalten. Die Rippengeometrie stellt den bedeutenden Parameter für das Ermüdungsverhalten von Betonstählen dar.

In Zusammenhang mit Randnahen Kopfbolzen werden im hoch beanspruchten Bereich häufig Bügel verwendet. Daher hat in diesem Zusammenhang der Einfluss der Krümmung in den Ecken der Bügel infolge des Biegens durch eine Kaltverformung eine große Bedeutung. Nach Harre & Nürnberger<sup>64</sup> kommt es durch das Biegen zu starken plastischen Verformungen und damit zu einer Erhöhung der Kerbwirkung einer Rippe. Außerdem wird die Verformungsfähig-

---

<sup>62</sup> Vgl. Leffer, A. (2002), Anhang A

<sup>63</sup> Vgl. König, G. & Danielewicz, I. (1994), Abschnitt 5.1.3.2

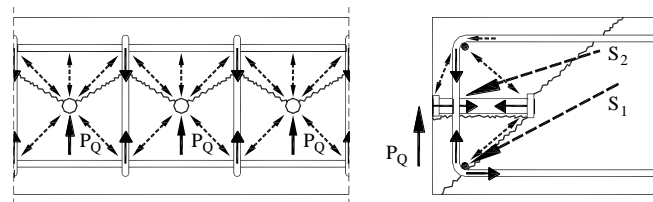
<sup>64</sup> Vgl. Harre, W. & Nürnberger, U. (1980), Teil II, S. 3



keit deutlich reduziert. Durch Alterung kann es im Bereich der Krümmung an den Rippenansätzen zu einer Versprödung kommen. Durch die plastische Verformung infolge des Biegens werden Eigenspannungen eingetragen. Im Krümmungsaußenbereich entstehen Druckeigenspannungen und im Innenbereich Zugeigenspannungen. Eine Näherung kommt zu Eigenspannungen in der Größenordnung von 70% der Streckgrenze. Dabei können die Eigenspannungen im Innenbereich noch größer sein als im Außenbereich<sup>65</sup>.

Einen weiteren, negativen Einfluss hat die Krümmung durch eine Zusatzbelastung infolge der Umlenkung. Dadurch kann im Außenbereich der Krümmung eine Entlastung und im Innenbereich eine zusätzliche Zugspannung entstehen<sup>66</sup>.

Ein Stab der Längsbewehrung, der sich ebenfalls oft in diesem Bereich befindet, erhöht die Beanspruchung in diesem Bereich zusätzlich, da durch ihn eine Kraftübertragung von der Längsbewehrung in die Bügelbewehrung in dem hier behandelten Fall der Querschubbeanspruchung möglich ist. Weiter kann sich die Bolzenkraft direkt in diesem hoch beanspruchten Bereich teilweise kurzschließen. Das Stabwerkmodell in Bild 3.4 verdeutlicht den Kraftfluss und die Lastkonzentration im gebogenen Bereich der Bügelbewehrung.



Quelle: Kürschner, K. (2003), Auszug aus Bild 4-72

Bild 3.4: Stabwerkmodell randnaher Kopfbolzen in Randlage unter Querschub nach Kürschner

In diesem Zusammenhang ist der gewählte Biegerollendurchmesser von Bedeutung. Ein größerer Radius führt zu einer geringeren Abminderung der Ermüdungsfestigkeit.

Die gemachten Ausführungen lassen im Falle eines Ermüdungsbruchs der Bewehrung auf den Beginn des Risses an der Innenseite der Krümmung schließen.

Aus den genannten Gründen, und weil besonders in der oberen Biegung des Bügels in Bild 3.4 eine große Beanspruchung entsteht, ist an dieser Stelle ein Ermüdungsbruch nicht auszuschließen.

Während bei den früher üblichen glatten Stählen sich die Ermüdungsfestigkeit proportional mit der Festigkeit erhöht, tritt bei den heutzutage verwendeten gerippten Bewehrungstählen die Bedeutung der Streckgrenze durch die Kerbwirkung der Rippen in den Hintergrund<sup>67</sup>. Der Parameter Oberflächenkorrosion spielt eine untergeordnete bis gar keine Rolle auf das Ermüdungsverhalten der Bewehrung. Lochfraßkorrosion und Schwingungsrissskorrosion können dagegen eine nennenswerte Auswirkung haben. Während durch einen größeren Durchmesser bei geraden Stäben geringere Lastspielzahlen erreicht werden, führt er bei gebogenen Stäben zu höheren

<sup>65</sup> Vgl. Harre, W. & Nürnberger, U. (1980), Teil II, S. 39

<sup>66</sup> Vgl. Harre, W. & Nürnberger, U. (1980), Teil II, S. 44

<sup>67</sup> Vgl. Fehlmann, P. & Vogel, T. (2009), Abschnitt 2.3.1

Lastspielzahlen. Die Verbindung von Stäben durch Schweißung ist durch die zusätzliche Kerbwirkung und Beeinflussung des Gefüges als ungünstig einzustufen.

Von Maurer & Block & Dreier<sup>68</sup> wurde die Ermüdungsfestigkeit von Bewehrungsstahl an geraden Stäben in freiem Zustand und in einbetoniertem Zustand bei verschiedenen Betonfestigkeiten untersucht. Dabei erreichten die einbetonierten Proben eine um 13% höhere charakteristische Dauerermüdungsfestigkeit als die frei schwingenden Proben. Insbesondere bei höheren Schwingungszahlen wurden im einbetonierten Fall günstigere Werte ermittelt. Die Autoren führen dies zum Teil auf die dämpfende Fähigkeit und das zyklische Kriechen des Betons unter wiederholter Belastung zurück. Dadurch wird die Kräfteinleitung sanfter und es wird eine nahezu konstante Spannungsverteilung im Stahlquerschnitt ermöglicht. Trotz eines erheblichen Einflusses des Verbunds zwischen Beton und Stahl in Abhängigkeit der Betongüte, konnte bei ausreichender Verbundfestigkeit kein Einfluss der Betonfestigkeit auf den Ermüdungswiderstand festgestellt werden.

### 3.2.3.3 Beton

#### Allgemeines

„Im Unterschied zum Werkstoff Stahl besitzt der Beton keine Dauerfestigkeit. Selbst nach  $10^9$  Beanspruchungsspielen treten noch Brüche auf. Ein weiterer Unterschied zum Stahl besteht in der wesentlich größeren Streuung der Bruchschwingungszahlen.“<sup>69</sup>

Die statische Ausnutzung der Kopfbolzen in der randnahen Anordnung ist für den Fall von Querschub geringer als die Ausnutzung des Betons. Dem Beton kommt daher eine große Bedeutung auch im Falle einer Ermüdungsbeanspruchung zu. Da durch die Anordnung der Bolzen für den Beton eine Zugbeanspruchung entsteht, wird neben einer Druckbeanspruchung auch auf das Ermüdungsverhalten infolge einer Zugbeanspruchung eingegangen. Da die meisten Untersuchungen unter einer Druckbeanspruchung durchgeführt wurden, stammen viele Aussagen aus Ergebnissen dieser Beanspruchungsart. Da sich das Ermüdungsverhalten von Beton unter Druck-, Zug- und Biegebeanspruchung ähnelt<sup>70</sup>, können auch Schlüsse auf eine Zugbeanspruchung gemacht werden.

#### Einflussparameter

Die folgenden Äußerungen können ausführlich in König & Danielewicz<sup>71</sup> nachgelesen werden. Hohberg<sup>72</sup> gibt ebenfalls einen ausführlichen Überblick über den Stand der Forschung im Bereich der Betonermüdung.

Der wesentlichste Parameter ist die aufgebrachte *Spannungsschwingbreite*. Da eine Verringerung der Oberspannung zu größeren Bruchlastspielzahlen führt, besteht ein *Oberspannungseinfluss*<sup>73</sup>.

Durch eine größer werdende *Belastungsfrequenz* wird eine Steigerung der erreichten Lastspielzahl beobachtet, vgl. auch Reinhardt et al<sup>74</sup>. Besonders stark ist dieser Effekt bei einer Frequenz

<sup>68</sup> Vgl. Maurer, R. & Block, K. Dreier, F. (2010)

<sup>69</sup> Vgl. König, G. & Danielewicz, I. (1994), Seite 31

<sup>70</sup> Vgl. Mallet, G. (1991), Abschnitt 2.5

<sup>71</sup> Vgl. König, G. & Danielewicz, I. (1994), Seite 32ff

<sup>72</sup> Vgl. Hohberg, R. (2004)

<sup>73</sup> Vgl. Park, Y. J. (1990)

zwischen ein und 15 Hertz. Solange die maximalen Spannungen kleiner als 75% der Druckfestigkeit sind, ist dieser Einfluss allerdings gering. Hohberg sieht einen Zusammenhang mit der erreichten Bruchlastspielzahl: „In dem Bruchlastspielzahlbereich über  $10^4$  bis  $10^5$  Schwingungszyklen wirken sich geringe Frequenzen ( $<10$  Hz) ermüdungswiderstandserhöhend und ter -verringemd aus.“<sup>75</sup> Er beschreibt auch die Bedeutung der Beanspruchungshöhe auf den Frequenzeinfluss: „Die Bruchlastspielzahl nimmt bei einer Beanspruchungshöhe von  $0,75 \beta_c$  mit kleiner werdender Beanspruchungsfrequenz ab ... Bei geringerer Beanspruchung  $\sim 0,66 \beta_c$  kehrt sich der Einfluss der Frequenz auf die Bruchlastspielzahl um.“<sup>76</sup> Für den Fall einer zyklischen Zugbeanspruchung stellt Kessler-Kramer<sup>77</sup> an Probekörpern, die mit einer Frequenz von ein und zehn Hertz geprüft wurden, einen unbedeutenden Einfluss der Frequenz fest.

Die *Belastungsgeschichte* weist eine Auswirkung auf die zu einem bestimmten Zeitpunkt ermittelte statische und zyklische Betonzug- als auch Druckfestigkeit auf. Eine Belastungsunterbrechung wirkt sich bei genügend langen Pausen günstig aus. Dies lässt sich durch Abbau von Spannungskonzentrationen an der Risspitze durch Relaxation erklären. Eine zyklische Druckvorbelastung bis zu 20 % der Bruchspielzahl hat einen positiven Effekt auf die statische Druckfestigkeit. Bei einer weiteren Steigerung der Lastspielzahl konnte eine Reduktion der statischen Festigkeit festgestellt werden. Eine Zugvorbelastung – statisch oder dynamisch – führt zu keiner Reduktion der statischen Zugfestigkeit.

Mit zunehmendem *Feuchtigkeitsgehalt* der Proben konnte oft eine Abnahme der Ermüdungsfestigkeit festgestellt werden.

Die *Betongüte* spielt eine unwesentliche Rolle. Es ist ein linearer Zusammenhang der Ermüdungsfestigkeit mit der Betonfestigkeit erkennbar. Dies bestätigen auch aktuellere Versuche von Hohberg<sup>78</sup> für eine Druckbeanspruchung und von Kessler-Kramer<sup>79</sup> für eine Zugbeanspruchung.

Vernachlässigbar ist die Bedeutung von *Betonzusammensetzung* sowie *Betonalter*<sup>80</sup>.

### **Veränderung der Steifigkeit**

Über die Gesamtlebensdauer wird der Verlauf der Änderung des Elastizitätsmoduls in drei Bereiche unterteilt<sup>81</sup>: In der Phase I bis etwa 10% der Bruchlastspielzahl ist eine schnelle Reduktion der Steifigkeit zu beobachten. Der Grund kann eine Anfangsschädigung in Form von Mikrorissen, die jedoch durch weitere Lastspiele nicht weiter beschleunigt wird und dann abklingt, oder eine Spannungsumlagerung sein<sup>82</sup>. In Phase II zwischen 10 und 80% der Bruchlastspielzahl ist eine stetige, lineare Reduktion der Steifigkeit feststellbar. In der letzten Phase III der Lebensdauer über 80% der ertragbaren Bruchlastspielzahl ist eine stark zunehmende Verringerung der Steifigkeit erkennbar, siehe Bild 3.5. Dieser Verlauf gilt auch für den Fall einer zyklischen

---

<sup>74</sup> Vgl. Reinhardt, H. W. & Stroeven, P. & den Uijl, J. A. & Kooistra, T. R. & Vrenken, J. H. A. M. (1978)

<sup>75</sup> Vgl. Hohberg, R. (2004), Seite 40f

<sup>76</sup> Vgl. Hohberg, R. (2004), Seite 36

<sup>77</sup> Vgl. Kessler-Kramer (2002), Seite 114

<sup>78</sup> Vgl. Hohberg, R. (2004)

<sup>79</sup> Vgl. Kessler-Kramer (2002)

<sup>80</sup> Vgl. Meyer, C. (2000), Seite 8

<sup>81</sup> Vgl. König, G. & Danielewicz, I. (1994), Seite 36f

<sup>82</sup> Vgl. Klausen, D. (1978), Abschnitt 2.2.5.2

Zugbelastung des Betons<sup>83</sup>. Lediglich der Übergang von der ersten in die zweite Phase ist bei Zug mit 5% der Bruchlastspielzahl früher angeordnet.

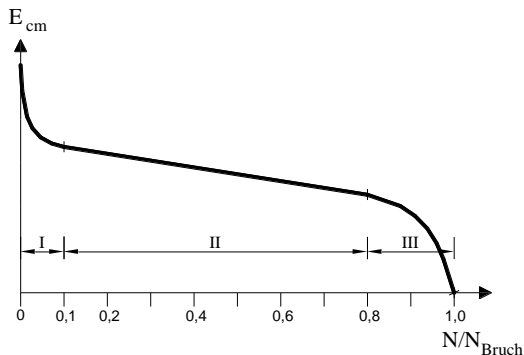


Bild 3.5: Prinzipieller Verlauf des Sekantenmoduls von Beton unter zyklischer Beanspruchung

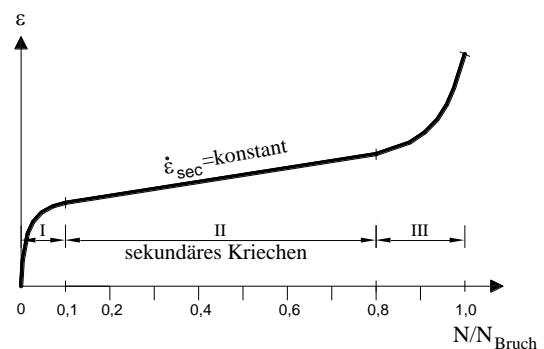


Bild 3.6: Prinzipieller Dehnungsverlauf von Beton unter zyklischer Beanspruchung

Umgekehrt verhält sich der Verlauf der gemessenen Dehnungen, vgl. Bild 3.6.

Die zweite Phase mit einer konstanten Dehnungszunahme, die in der Literatur auch als sekundäres Kriechen bezeichnet wird, vgl. z.B. Weigler & Rings<sup>84</sup>, ist für die rechnerische Ermittlung der Lebensdauer von Bedeutung. Mehmel & Kern<sup>85</sup> konnten eine gute Übereinstimmung zwischen den plastischen Verformungen von Einstufenversuchen und der Standzeit von Kriechversuchen finden. Ein Zusammenhang zwischen Ermüdung und Kriechen wird bereits von Le Camus<sup>86</sup> beschrieben: „Proben, die schon eine beträchtliche Kriechverformung aus der Standbelastung hatten, erreichten unter einer darauf folgenden Ermüdungsbelastung nur noch kleine plastische Verformungen bis zur Bruchphase.“<sup>87</sup> Holmen<sup>88</sup> benutzte die zeitliche Entwicklung der Dehnungen als Kennwert für die Schädigung. Zwischen der Lebensdauer und der Kriechgeschwindigkeit in Phase II konnte ein Zusammenhang nachgewiesen werden, siehe z. B. Cornelissen<sup>89</sup>. Der Versagenszeitpunkt  $t_u$  kann mittels der Kriechgeschwindigkeit in Phase II  $\dot{\epsilon}_{\text{sec}}$  und Gleichung (3-4) abgeschätzt werden<sup>90</sup>. Die Parameter  $C_1$  und  $C_2$  stehen für Materialkonstanten.

$$\log t_u = C_1 - C_2 \log \dot{\epsilon}_{\text{sec}} \quad (3-4)$$

Die Kriechgeschwindigkeit eignet sich somit als Bruchkriterium.

Entgegen der eingangs gemachten Aussage in Abschnitt 3.2.3.3 kommt Hohberg<sup>91</sup> über die Auswertung der Versagenssteifigkeit zu der Erkenntnis, dass für Beton eine Dauerfestigkeit existiert. Allerdings weist diese in Abhängigkeit der Betongüte mit 30-45% der statischen Kurzzeitfestigkeit nur geringe Werte auf.

<sup>83</sup> Vgl. Kessler-Kramer, C. (2002); Seite 112 und 114

<sup>84</sup> Vgl. Weigler, H. & Rings, K. H. (1987); Abschnitt 6.2.3.4

<sup>85</sup> Vgl. Mehmel, A. & Kern, E. (1962), Abschnitt 4.2

<sup>86</sup> Vgl. Le Camus, B. (1945)

<sup>87</sup> Vgl. Frey, R. P. (1984), Abschnitt 2.1.2

<sup>88</sup> Vgl. Holmen, J. O. (1979)

<sup>89</sup> Vgl. Cornelissen, H. A. W. (1984), Abschnitt 10

<sup>90</sup> Vgl. Rings, K.-H. (1986), Abschnitt 5.2.3.4

<sup>91</sup> Vgl. Hohberg, R. (2004), Seite 53f

### Ermüdungsfestigkeitskurven

Cornelissen<sup>92</sup> leitet für zugbeanspruchte Betonproben Wöhlerlinien her. Beispielhaft gibt Gleichung (3-5) das Ergebnis für trocken gelagerte Proben an.

$$\log N = 14,81 - 14,52 \left| \frac{\sigma_{\max}}{f_{ctm}} \right| + 2,79 \left| \frac{\sigma_{\min}}{f_{ctm}} \right| \quad (3-5)$$

Im Gegensatz zu den im Stahlbau und auch für Kopfbolzen üblichen Wöhlerlinien im doppelt-logarithmischen Maßstab werden die Geraden für Beton im halblogarithmischen Maßstab dargestellt. Die Spannungsschwingbreite oder die Oberspannung wird linear auf der Abszisse über der Schwingzahl im logarithmischen Maßstab dargestellt. Dadurch ist ein direkter Vergleich der Wöhlerlinien für Beton mit den Ergebnissen der Kopfbolzen nicht ohne weiteres möglich.

#### 3.2.3.4 Stahlbeton

Die folgenden Feststellungen können ausführlich in Weigler & Rings<sup>93</sup> nachgelesen werden.

Probekörper aus Stahlbeton erfahren durch Kriechen und Schwinden des Betons im Laufe der zyklischen Beanspruchung eine zunehmende Kraftumlagerung vom Beton in die Bewehrung. Der entstehende Eigenspannungszustand überlagert sich mit der äußeren Beanspruchung. Bei den von Weigler & Rings durchgeführten Versuchen unter einer Druckschwellbeanspruchung konnte das in drei Phasen unterteilte Verformungsverhalten, siehe Bild 3.6, bestätigt werden. Interessant ist die Aussage, dass das Bruchbild bei bewehrten und unbewehrten Proben unabhängig von bestehenden Rissen entsteht.

#### 3.2.4 Verbundfuge

##### 3.2.4.1 Allgemeines

Auf die statische Beanspruchbarkeit von randfernen und randnahen Kopfbolzen wurde bereits eingehend in Abschnitt 2 eingegangen. Hier werden das Ermüdungsverhalten und die Ermüdungsfestigkeit dargestellt.

##### 3.2.4.2 Kopfbolzen unter nicht ruhender Beanspruchung

###### Randferne Kopfbolzen

Für das Ermüdungsverhalten ist der Bereich am Bolzenfuß von großer Bedeutung. Zum einen stellt das Kerbdetail der Verbindung durch die große Kerbwirkung eine Schwachstelle dar, siehe Abschnitt 3.2.3.1, und zum anderen ist der Beton in diesem Bereich so hoch beansprucht, dass von einer frühzeitigen Schädigung auszugehen ist. Durch die Betonschädigung am Fuß des Bolzens kommt es zu einer Verschiebung des Lastangriffspunktes zum Bolzenschaft hin und damit zu einer zunehmenden Biegebeanspruchung des Schaftes am Einspannpunkt. Durch die Behinderung der Bolzenkopfverschiebung in Richtung der Bolzenachse kommt es zu einer Zugbeanspruchung des Bolzenschafts. Damit erhält der Kopfbolzen am Fußpunkt neben der Schubbeanspruchung auch eine Zugnormalkraft und ein Biegemoment.

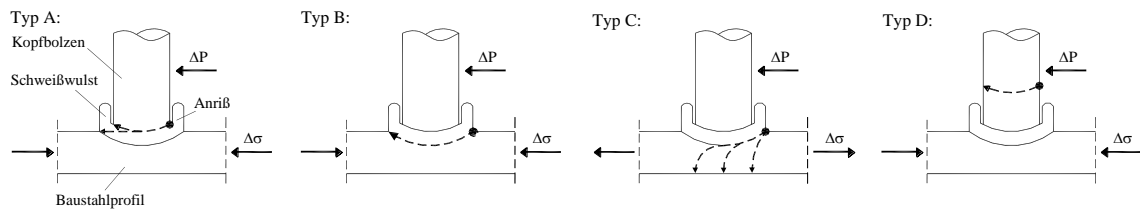
---

<sup>92</sup> Vgl. Cornelissen, H. A. W. (1984)

<sup>93</sup> Vgl. Weigler, H. & Rings, K. H. (1987); Abschnitt 7

Die Zunahme des Schlupfes deutet bereits frühzeitig auf ein Ermüdungsversagen hin. Bei geringeren Betonfestigkeiten ist diese Ankündigung bereits früh und bei höheren Betonfestigkeiten später zu erkennen.<sup>94</sup>

Bild 3.7 zeigt die in vielen Literaturen beschriebenen Rissverläufe<sup>95,96</sup>, die bei Ermüdungsversuchen aufgetreten sind.



Quelle: Hallam, M. W. (1976) und Kuhlmann, U. & Kürschner, K. (2002c); Bild 2-6

Bild 3.7: Typische Verläufe von Ermüdungsrissen

- Typ A: Der Rissbeginn liegt am Bolzenschaft auf der lastzugewandten Seite. Der Rissfortschritt erfolgt durch den Schaft und/oder den Schweißwulst.
- Typ B: Der Rissbeginn liegt am Fuß der Schweißwulst. Der Riss verläuft durch die Wärmeeinflusszone im Flansch. Dabei kann sich der Verlauf auch seitlich aufweiten.
- Typ C: Der Rissbeginn liegt am Fuß der Schweißwulst. Der Rissverlauf erfolgt zuerst durch die Wärmeeinflusszone und anschließend durch den Flansch. Dieser Typ wurde bei einer Bolzenbeanspruchung beobachtet, die gleichzeitig mit einer hohen Zugnormalspannung im angeschlossenen Stahlteil vorhanden ist.
- Typ D: In wenigen Veröffentlichungen wird von Rissverläufen im Bolzenschaft deutlich oberhalb der Schweißwulst berichtet<sup>97,98</sup>.

Der Hintergrundbericht zu Eurocode 4<sup>99</sup> über den Nachweis des Grenzzustandes der Betriebsfestigkeit für Kopfbolzen stellt verschiedene Versuchsreihen zusammen und entwickelt daraus einen Bemessungsvorschlag für diese Norm.

Die wesentlichsten Parameter sind die *Schwingbreite* und die *Oberlast*  $P_{OL}$ . Die Schwingbreite  $\Delta\tau$  wird dabei immer auf die Querschnittsfläche des Bolzenschafts bezogen und als Spannung angegeben:

$$\Delta\tau = \frac{P_{OL} - P_{UL}}{\pi \cdot d^2 / 4} \quad (3-6)$$

Der signifikante Oberlasteinfluss lässt sich durch eine zunehmende Schädigung des Betons am Bolzenfuß bei steigender Oberlast erklären.

Bei einer *Wechselbeanspruchung* konnte ein günstigeres Verhalten gegenüber einer Schwellbeanspruchung nachgewiesen werden<sup>100,101</sup>. Da durch den Wechsel der Beanspruchung auch die

<sup>94</sup> Vgl. Roik, K. & Hanswille, G. (1987), Abschnitt 2.1

<sup>95</sup> Vgl. Roik, K. & Hanswille, G. (1990), Abschnitt 1.2

<sup>96</sup> Vgl. Mensinger, M. (2000); Abschnitt 2.2.2.1

<sup>97</sup> Vgl. Oehlers, D. J. (1990)

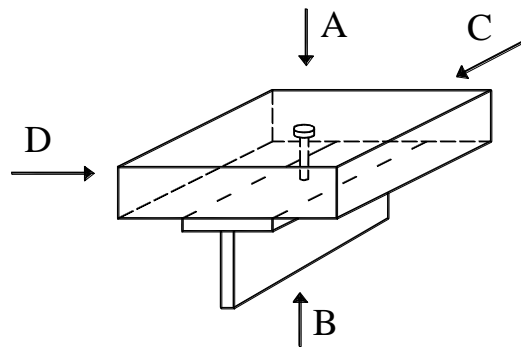
<sup>98</sup> Vgl. Lee, P.-G. & Shim, C.-S. & Chang, S.-P (2005)

<sup>99</sup> Vgl. Roik, K. & Hanswille, G. (1990)

<sup>100</sup> Vgl. Mainstone, R. J. & Menzies, J. B. (1967), Part 1

Biegezugseite des Bolzens wechselt, ist die betragsmäßig größere Kraft der beiden Richtungen entscheidend.

Durch die Bedeutung des umgebenden Betons ist mit zunehmender *Betonfestigkeit* eine höhere Lastspielzahl zu erreichen. Die Betonqualität im Bereich des Bolzenfußes spielt eine Rolle. Akao & Kurita & Hiragi<sup>102</sup> stellen einen Einfluss der Betonierrichtung auf die Ermüdungsfestigkeit und die Neigung der Wöhlerlinie fest. Die Variante B, siehe Bild 3.8, mit dem Stahlprofil auf dem zu betonierenden Körper liefert die schlechtesten Ergebnisse. Von Roik & Hanswille<sup>103</sup> wird angegeben, dass unterhalb der Bolzen Lockerstellen entstehen, die zu einer Reduzierung der Tragfähigkeit führen können. Von Hanswille & Porsch & Üstündag<sup>104</sup> wird von Versuchen berichtet, die wegen einer schlechten Verdichtung im Bereich der Bolzenfüße eine geringere Lastspielzahl als erwartet erreichten.



Quelle: Kuhlmann, U. & Kürschner, K. (2002c); Bild 2-9

Bild 3.8: Von Akao & Kurita & Hiragi untersuchte Betonierrichtungen

Im Hintergrundbericht zu Eurocode 4 konnte beobachtet werden, dass der Einfluss der *Bolzenhöhe* ab dem vierfachen Durchmesser von geringer Bedeutung ist.

Im Hintergrundbericht wurde an den ausgewerteten Versuchen mit einem *Durchmesser der Kopfbolzen* von 19 und 22 mm kein deutlicher Einfluss des Durchmessers auf die Ermüdungsfestigkeit festgestellt. Daher war es möglich als Bezugsgröße die Spannungsschwingbreite nach Gleichung (3-6) und nicht eine Kraftschwingbreite zu verwenden. Bode & Mensinger & Leffer<sup>105</sup> stellen an Push-out Körpern mit Profilblechen dagegen eine Abhängigkeit der Ermüdungsfestigkeit vom Durchmesser fest. Von Lee & Shim & Chang<sup>106</sup> werden Untersuchungen an Kopfbolzen mit großen Durchmessern, die teilweise außerhalb der Anwendung der Normen liegen, vorgenommen. Die Versuche mit einem Bolzendurchmesser von 25, 27 und 30 mm zeigen eine geringfügig kleinere Ermüdungsfestigkeit als in DIN V ENV 1994-2<sup>107</sup>. Damals wurde der Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit  $\Delta\tau_c$  noch mit  $95 \text{ N/mm}^2$  angegeben. Da in aktuelleren Fassungen  $\Delta\tau_c$  mit  $90 \text{ N/mm}^2$  vorgegeben wird, ist daraus kein wesentlicher Einfluss ableitbar. Die Reduktion des Bezugswertes wurde von Hanswille<sup>108</sup> auf der Grundlage einer statistischen

<sup>101</sup> Vgl. Seracino, R. & Oehlers, D. J. & Yeo, M. F. (2003)

<sup>102</sup> Vgl. Akao, S. & Kurita, A. & Hiragi, H. (1982)

<sup>103</sup> Vgl. Roik, K. & Hanswille, G. (1983)

<sup>104</sup> Vgl. Hanswille, G. & Porsch, M. & Üstündag, C. (2006), Abschnitt 3.3

<sup>105</sup> Vgl. Bode, H. & Mensinger, M. & Leffer, A. (2001), Abschnitt 2.1

<sup>106</sup> Vgl. Lee, P.-G. & Shim, C.-S. & Chang, S.-P (2005)

<sup>107</sup> Vgl. Norm DIN V 1994-2 (1997), Abschnitt 6.1.5

<sup>108</sup> Vgl. Hanswille, G. (2003), S. 110

Auswertung vorgeschlagen. Badie et al.<sup>109,110</sup> zeigen experimentelle Untersuchungen an Kopfbolzen mit einem Durchmesser von 22,2 und 31,8 mm, bei dem der größere Durchmesser sogar eine höhere Ermüdungsfestigkeit erreicht. Zusammenfassend zum Parameter Bolzendurchmesser kann gesagt werden, dass zwar oft ein geringer Einfluss festgestellt wurde, eine systematische Auswertung zu diesem Aspekt steht jedoch noch aus.

Eine *Querdruckbeanspruchung* im Betongurt führt zu einer höheren Lebensdauer. Von Roik & Hanswille konnte der günstige Einfluss einer Quervorspannung an zwei Push-out Körpern beobachtet werden. Untersuchungen von Becker<sup>111</sup> und Jenisch<sup>112</sup> bestätigen diese Tendenz.

*Zugspannungen in dem angeschlossenen Stahlblech* führen zu negativen Auswirkungen auf die Lebensdauer. Daher beinhaltet das Bemessungskonzept im Hintergrundbericht auch eine Interaktion zwischen Schubspannungsdifferenzen im Kopfbolzen und den Zugspannungen im angeschlossenen Bauteil. Druckspannungen bleiben jedoch unberücksichtigt.

Versuchsergebnisse von Roik & Hanswille<sup>113</sup> zeigen, dass die Auswirkung von *Rissen* gering ist. Bei den Untersuchungen entstand die Rissbildung zufällig durch die aufgebrachte Beanspruchung. Von Bode & Mensinger & Leffer<sup>114</sup> wurden Risse gezielt durch einbetonierte Bleche erzeugt. Dabei hat sich bei größeren Schwingbreiten eine zufriedenstellende Übereinstimmung mit der Wöhlerlinie für ungerissenen Beton eingestellt. Bei geringeren Schwingbreiten ist ein früheres Versagen, als für den Fall eines rissfreien Stahlbetonkörpers zu erwarten war, eingetreten. Die Abminderung liegt jedoch noch über der 95 %-Fraktile.

### **Randnahe Kopfbolzen unter Längsschub**

In einem Forschungsvorhaben<sup>115</sup> wurde das Ermüdungsverhalten von Randnahen Kopfbolzen unter Längsschub untersucht.

Das Versuchsprogramm beinhaltete insgesamt 20 Körper. An einer ersten Versuchsreihe S1 mit zehn Standardkörpern mit einem wirksamen Randabstand  $a_r'$  von 100 mm konnte eine Wöhlerlinie hergeleitet werden. In der zweiten Versuchsreihe S2 wurde der Grad der Verbügelung variiert. Statt wie bei den anderen Reihen wurde anstelle von einem zwei Bügel zwischen den Kopfbolzen eingebaut. Durch diese Maßnahme konnte keine Steigerung der Ermüdungsfestigkeit festgestellt werden. Daher wurden die Körper beider Reihen bei der Auswertung zusammengefasst. Die dritte Versuchsreihe S3 mit einem wirksamen Randabstand  $a_r'$  von 50 mm zeigte eine geringere Ermüdungsfestigkeit und damit auch die Bedeutung dieses Parameters. In Tabelle 3.1 sind die Bezugsschwingbreiten der Mittelwerte  $\Delta\tau_{c,50\%}$  sowie die der 95 %-Fraktile  $\Delta\tau_c$  und der 5 %-Fraktile  $\Delta\tau_{c,5\%}$  für eine Steigung  $m = 8$  aufgeführt.

<sup>109</sup> Vgl. Badie et al. (2007)

<sup>110</sup> Vgl. Badie et al. (2002)

<sup>111</sup> Vgl. Becker, J. (1997)

<sup>112</sup> Vgl. Jenisch, F. M. (2000),

<sup>113</sup> Vgl. Roik, K. & Hanswille, G. (1987)

<sup>114</sup> Vgl. Bode, H. & Mensinger, M. & Leffer, A. (2000), Seite 87ff

<sup>115</sup> Vgl. Kuhlmann, U. & Kürschner K. (2002c)



Tabelle 3.1: Mittelwert und Fraktilwerte der Ermüdungsfestigkeit unter Längsschubbeanspruchung der Untersuchungen von Kuhlmann & Kürschner

$a_r$ [mm]	$\Delta\tau_{c,50\%}$	$\Delta\tau_c$	$\Delta\tau_{c,5\%}$
50	89,3	65,8	121,3
100	105,7	94,3	118,6

In Abhängigkeit des Randabstands werden mittlere Ermüdungsfestigkeitskurven für eine Schubspannungsdoppelamplitude und eine Kraftamplitude für die statistisch ermittelte Steigung  $m$  bereitgestellt.

Für den Randabstand  $a_r$  von 50 mm gilt:

$$\log N = 22,259 - 8,176 \cdot \log \Delta\tau_{c,50\%} \quad (3-7a)$$

$$\log N = 18,824 - 8,176 \cdot \log \Delta P_{c,50\%} \quad (3-7b)$$

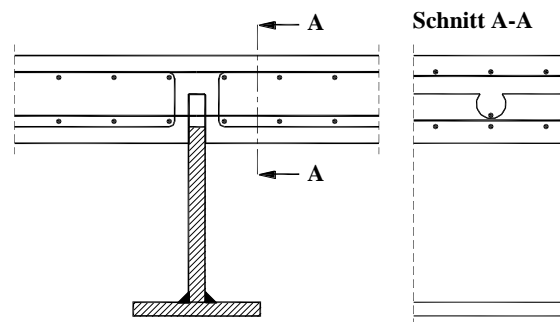
Für den Randabstand  $a_r$  von 100 mm gilt:

$$\log N = 22,391 - 7,951 \cdot \log \Delta\tau_{c,50\%} \quad (3-8a)$$

$$\log N = 19,052 - 7,951 \cdot \log \Delta P_{c,50\%} \quad (3-8b)$$

### 3.2.4.3 Betondübel

Bei Betondübeln ist wie für Randnahe Kopfbolzen eine obergurtlose Lösung für den Stahlträger im Verbundquerschnitt möglich, siehe Bild 3.9. Daher treten auch hier die Beanspruchungen Längsschub und Querschub auf.



Quelle: Kuhlmann, U. & Kürschner, K. (2002b); Bild 2-12

Bild 3.9: Verbundträger mit obergurttlosem Stahlträger und Betondübeln

Grundlegende Erkenntnisse zu Betondübeln wurden von Leonhardt erlangt<sup>116</sup>.

Von Zapfe<sup>117</sup> wurden Versuche zum Ermüdungsverhalten durchgeführt. Trotz hoher Oberlasten und Schwingbreiten konnte gezeigt werden, dass bis zu zwei Millionen Lastspielen kein Versagen zu erwarten ist. Jedoch konnte eine Zunahme der Relativverschiebungen beobachtet werden, die im doppeltlogarithmischen Maßstab in Zusammenhang mit der Lastspielzahl eine Gerade aufzeigt.

<sup>116</sup> Vgl. Leonhardt, F. et al. (1987)

<sup>117</sup> Vgl. Zapfe, C. (2001), Abschnitt 6

Mangerig & Zapfe & Burger<sup>118,119</sup> berichten neben Versuchen an Push-out Körpern auch von Versuchen an Trägern. Bei einem Push-out Versuch und zwei Trägerversuchen konnten Ermüdungsriss im Stahlträger ausgehend vom Dübelfuß beobachtet werden. Daraus werden Maßnahmen wie eine günstige Wahl der Dübelgeometrie, eine kerbarme Ausbildung der Dübel und eine dem Schubfluss angepasste Verteilung der Dübel abgeleitet.

Burger<sup>120</sup> führt die Untersuchungen an der Universität der Bundeswehr München weiter und stellt eine uneingeschränkte Resttragfähigkeit eines auf Ermüdung vorbelasteten Versuchs fest. Dadurch ist für Betondübel die Trennung zwischen statischem und zyklischem Nachweis legitim.

Unter anderem wurde außerdem an der RWTH Aachen und vom Ingenieurbüro SSF Ingenieure AG nennenswerte Forschungsarbeit betrieben, die schließlich in einer Allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung mündete<sup>121,122</sup>.

#### 3.2.4.4 Befestigungstechnik

Im Gegensatz zu einer ruhenden Beanspruchung existiert für eine Ermüdungsbeanspruchung auf dem Gebiet der Befestigungstechnik nur wenig Literatur. Bei Befestigungen in der Nähe eines freien Bauteilrandes kann es unter Querbelastung zu einem Betonausbruch kommen. Dabei wird die Zugfestigkeit des Betons ausgenutzt. Es zeigen sich weitere Einflussfaktoren wie z. B. die Vorspannung des Befestigungsmittels und die Reibung zwischen Anbauteil und Beton oder der Einfluss von Rissen. Außerdem steht in diesem Zusammenhang oft auch die Auswirkung einer Zugbeanspruchung des Befestigungsmittels im Vordergrund.

Auf der Basis einer Übertragung von Ergebnissen einer zentrischen Zugbeanspruchung auf eine Querkzugbeanspruchung kommt Lotze<sup>123</sup> zu einer zulässigen maximalen Querkzugkraft bei Einzelbefestigungen unter einer Ermüdungsbeanspruchung, siehe Gleichung (3-9).

$$\text{zul. } F_Q = \frac{(1 + 0,4R)}{12,3} \cdot d^{0,75} \cdot \sqrt{d_B} \cdot \sqrt{\beta_W} \cdot a_r^{1,5} \quad (3-9)$$

Dabei sind:

- $d$  = Bauteildicke [mm] mit

$$d \leq a_r + 2 \cdot d_B = d_{\text{krit}}$$

Im Falle  $d \geq d_{\text{krit}}$  wird  $d = d_{\text{krit}}$  gesetzt

- $d_B$  = Schaftdurchmesser bei Kopfbolzen bzw. Bohrl Lochdurchmesser bei Dübeln [mm]
- $\beta_W$  = Betondruckfestigkeit gemessen an Würfeln mit 20 cm Kantenlänge [N/mm<sup>2</sup>]
- $a_r$  = Randabstand [mm]
- $R$  = Grenzspannungsverhältnis [-]

<sup>118</sup> Vgl. Mangerig, I. & Zapfe, C. & Burger, S. (2005), Abschnitt 2.3

<sup>119</sup> Vgl. Mangerig, I. & Burger, S. (2005)

<sup>120</sup> Vgl. Burger, S. (2009)

<sup>121</sup> Vgl. Gündel, M. et al. (2014)

<sup>122</sup> Vgl. Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-26.4-56 (2013)

<sup>123</sup> Vgl. Lotze, D. (1993), Seite 213

Entgegen dem Normungsstand von randfernen Kopfbolzen ist hier ein Einfluss des Schaftdurchmessers gegeben. Außerdem zeigt sich der Randabstand als wesentlicher Parameter. Die Betonfestigkeit wird berücksichtigt.

Block & Dreier & Bigalke<sup>124</sup> untersuchten die Ermüdungstragfähigkeit von Verbundankern M12 bei Querlast unter Berücksichtigung der Betonfestigkeit  $f_c$  für gerissenen und ungerissenen Beton. Sie stellen eine Gleichung für die Dauerermüdungstragfähigkeit in Abhängigkeit der Betonfestigkeit auf, siehe Gleichung (3-10).

$$\Delta V_D(f_c) = \Delta V_{D,\text{test}} \cdot \left( \frac{f_c}{f_{c,\text{test}}} \right)^n \quad (3-10)$$

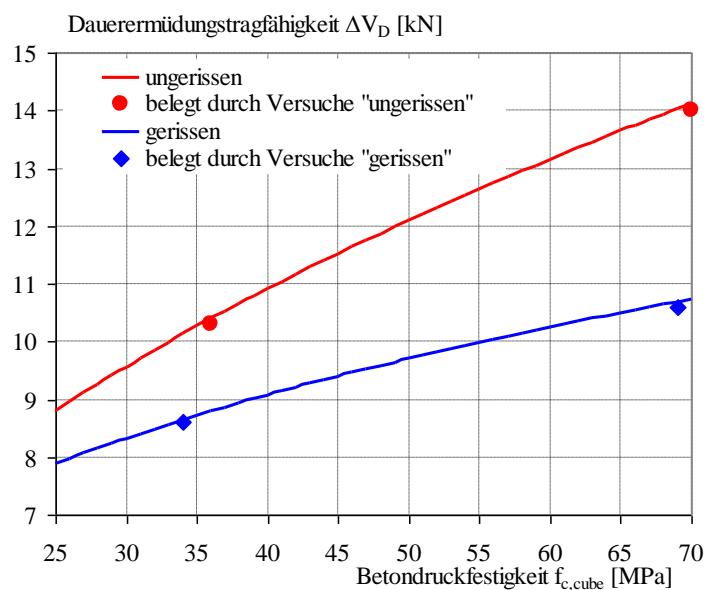
Dabei sind:

- $\Delta V_D(f_c)$  Schwingbreite der Dauerermüdungstragfähigkeit [kN] bei der Betonfestigkeit  $f_c$
- $\Delta V_{D,\text{test}}$  Schwingbreite der Dauerermüdungstragfähigkeit [kN] im Versuch
- $f_c$  Betondruckfestigkeit [MPa]
- $f_{c,\text{test}}$  Betondruckfestigkeit zum Zeitpunkt der Versuche [MPa]

Für die untersuchten Verbundanker konnten folgende Funktionen der Dauerermüdungstragfähigkeit gefunden werden, siehe auch Bild 3.10:

$$\text{gerissener Beton: } \Delta V_D(f_c) \approx 3,0 \cdot (f_c)^{0,30} \quad (3-11a)$$

$$\text{ungerissener Beton: } \Delta V_D(f_c) \approx 2,0 \cdot (f_c)^{0,46} \quad (3-11b)$$



Quelle: Block, K. & Dreier, F. & Bigalke, D. (2005); Bild 12

Bild 3.10: Schwingbreite der Dauerermüdungstragfähigkeit von M12-Verbundankern für beliebige Betonfestigkeiten bei Querzug

Da die Funktionen jeweils nur an zwei Versuchsreihen mit unterschiedlichen Betonfestigkeiten hergeleitet wurden, schränken die Autoren die Gültigkeit der Funktionen ein. Sie empfehlen daher weitere Untersuchungen an anderen Betonfestigkeiten durchzuführen. Sie schränken die

<sup>124</sup> Vgl. Block, K. & Dreier, F. & Bigalke, D. (2005)

Anwendung ebenfalls ein, da die Ergebnisse nachweislich nicht auf andere Ankergrößen übertragbar sind.

Da es sich bei Kopfbolzen um ein anderes Verbindungsmittel und auch um andere Durchmesser handelt, können diese Ergebnisse daher nicht direkt auf randnahe Kopfbolzen unter Querschub übertragen werden. Es ist bei Kofbolzen jedoch ebenfalls eine Steigerung der Ermüdungsfestigkeit mit zunehmender Betonfestigkeit zu erwarten.

In der Befestigungstechnik ist besonders eine Interaktion zwischen einer Zugkraft in Längsrichtung der Achse  $\Delta N_{Ek}$  des Befestigungsmittels und einer Querkraft  $\Delta V_{Ek}$  zum unbelasteten Bauteilrand hin von Interesse. Die Interaktionsgleichung hat dabei die Form nach Gleichung (3-12)<sup>125</sup>.

$$\left( \frac{\gamma_{F,fat} \cdot \Delta N_{Ek}}{\psi_{FN} \cdot \Delta N_{Rk} / \gamma_M} \right)^\alpha + \left( \frac{\gamma_{F,fat} \cdot \Delta V_{Ek}}{\psi_{FV} \cdot \Delta V_{Rk} / \gamma_M} \right)^\alpha \leq 1 \quad (3-12)$$

Dabei sind:

- $\gamma_{F,fat} / \gamma_M$  Teilsicherheitsbeiwert für die Einwirkung / den Widerstand
- $\Delta N_{Ek}$  Doppelamplitude der in Zugrichtung wirkenden Ermüdungsbeanspruchung
- $\Delta V_{Ek}$  Doppelamplitude der in Querrichtung wirkenden Ermüdungsbeanspruchung
- $\Delta N_{Rk}$  Widerstand der maßgebenden Versagensart in Zugrichtung
- $\Delta V_{Rk}$  Widerstand der maßgebenden Versagensart in Querrichtung
- $\psi_{FN} / \psi_{FV}$  Beiwert im Falle der Versagensarten Stahlversagen und Herausziehen
- $\alpha$  Exponent zur Berücksichtigung der Anteile

Insbesondere der Exponent  $\alpha$  hat eine signifikante Auswirkung auf die Ausnutzung, siehe Bild Bild 3.11.

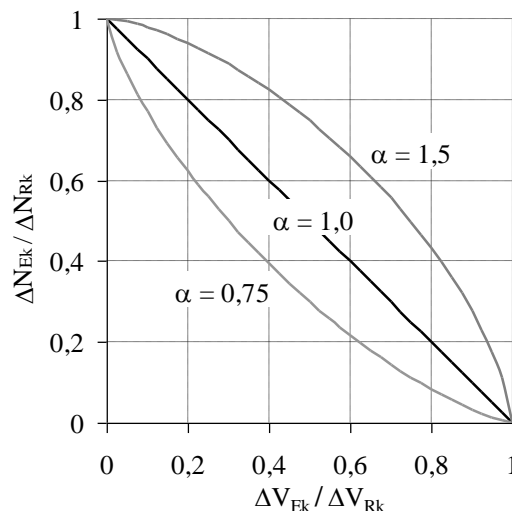


Bild 3.11: Interaktion in Abhängigkeit des Exponenten  $\alpha$

Es treten Fälle auf, bei denen dieser Wert auch kleiner als eins ist. In diesem Fall würde eine einfache Addition der Ausnutzungen der beiden Beanspruchungsrichtungen nicht auf der sicheren Seite liegen. Beispielsweise wird der Wert für einen Verbundanker in Abhängigkeit des An-

<sup>125</sup> Vgl. Norm DIN CEN/TS 1992-4-1 (2009); Gleichungen (15) bis (17)

kerdurchmessers zwischen 0,75 und 1,0<sup>126</sup> angegeben, wobei ein größerer Durchmesser einen günstigeren Wert liefert. Für Ankerschienen finden sich für  $\alpha$  Werte von 1,1 bis 1,2<sup>127</sup>. Bei einer Interaktion zwischen einer statischen Zug- und Querlast mit Zusatzbewehrung ist der Exponent lediglich  $2/3$ <sup>128</sup>.

### 3.2.5 Untersuchungen zur statischen Resttragfähigkeit

#### 3.2.5.1 Allgemeines

Die Bemessungsgleichungen für Kopfbolzen unter einer Ermüdungsbeanspruchung beruhen auf Versuchen, die bis zum Bruch der Kopfbolzen durchgeführt wurden. Ein Anriss der Kopfbolzen tritt bereits deutlich vor dem Versagen ein, siehe Abschnitt 3.2.3.1. Da die Ermittlung des genauen Anrisszeitpunkts Schwierigkeiten bereitet, die genaue Lastspielzahl beim Bruch dagegen beziffert werden kann, hat man Bruchwöhlerlinien zur Beschreibung des Ermüdungsverhaltens gewählt.

Kopfbolzen werden in den derzeit gültigen nationalen und internationalen Normen<sup>129,130,131,132</sup> durch einen getrennten Nachweis der Tragfähigkeit und der Ermüdung bemessen. Damit wird vorausgesetzt, dass die volle statische Tragfähigkeit bis zum Bruch erhalten bleibt, vgl. Bild 3.12 Linie A-C-B. Dies kann nur im Falle von Anrisswöhlerlinien, bei denen bereits der Anriss als Versagen definiert wird, zu einer sicheren Bemessung führen. Da bereits vor dem Bruch mit einer nennenswerten Bruchfläche zu rechnen ist, kann man bereits vor dem Versagen mit einer reduzierten statischen Tragfähigkeit rechnen. Im Grenzfall beträgt bei den über den Bruch hergeleiteten Wöhlerlinien die statische Tragfähigkeit bei der erreichten Lastspielzahl gerade noch die Ermüdungsfestigkeit. Der schädigende Einfluss einer zyklischen Vorbelastung auf die statische Tragfähigkeit bleibt bei der getrennten Betrachtung bisher unberücksichtigt. Außerdem wird auch nicht berücksichtigt, dass sich durch die Vorbelastung das Verformungsverhalten ändern kann.

#### 3.2.5.2 Resttragfähigkeit von Kopfbolzen

Bei Stahlkonstruktionen wird davon ausgegangen, dass ein großer Teil der Lastwechsel dazu benötigt wird einen Anriss zu erzeugen. Bei Verbundkonstruktionen mit Kopfbolzen kommen Mensinger<sup>133</sup> und Leffer<sup>134</sup> zum Schluss, dass die Risswachstumsphase einen großen Teil der Lebensdauer ausmacht.

Mainstone & Menzies<sup>135</sup> prüften bereits 1967 an zwei Körpern mit Kopfbolzen, die während der Ermüdungsbeanspruchung nicht versagten, anschließend die statische Tragfähigkeit. Dabei wurde weniger als die Hälfte der erwarteten statischen Tragfähigkeit erreicht. Von Oehlers &

---

<sup>126</sup> Vgl. Zulassung Z-21.3-1692 (2007)

<sup>127</sup> Vgl. Eligehausen, R. et al. (2007), Abschnitt 3.4

<sup>128</sup> Vgl. Norm CEN CEN/TS 1992-4-1 (2009); Abschnitt 6.4.1.3

<sup>129</sup> Vgl. Norm DIN EN 1994-1-1 (2010)

<sup>130</sup> Vgl. Norm DIN EN 1994-2 (2010)

<sup>131</sup> Vgl. Norm DIN-Fachbericht 104 (2009)

<sup>132</sup> Vgl. Norm DIN 18800-5 (2007)

<sup>133</sup> Vgl. Mensinger, M. (2000), Abschnitt 2.3.5.4

<sup>134</sup> Vgl. Leffer, A. (2002), Anhang A

<sup>135</sup> Vgl. Mainstone, R. J. & Menzies, J. B. (1967)

Foley<sup>136</sup> wurden ebenfalls Versuche durchgeführt, die zuerst zyklisch vorbelastet und dann statisch zu Bruch gefahren wurden. Es wurden reduzierte statische Tragfähigkeiten erreicht.

Von Oehlers<sup>137</sup> wurde eine Versuchsreihe an 14 Push-out Körpern mit Kopfbolzen mit einem Durchmesser von 12,7 mm durchgeführt. An drei Körpern wurde die statische Tragfähigkeit überprüft. Bei sechs Körpern erfolgte eine zyklische Beanspruchung bis zum Bruch. Bei gleicher Amplitude wurde die Oberlast variiert. Die restlichen fünf Körper wurden nach einer unterschiedlichen Anzahl von Schwingspielen, jedoch identischer Schwingbreite und Oberlast statisch zu Bruch gefahren. Bei einem Körper, der mit etwa 16 bis 20% der erwarteten Bruchlastspielzahl beansprucht wurde, konnte nach der statischen Prüfung bereits ein Rissfortschritt durch die zyklische Beanspruchung beobachtet werden. Dadurch wird ein früher Anriss bestätigt. Durch diese Versuche stellte Oehlers einen linearen Zusammenhang zwischen ertragener Lastspielzahl und statischer Resttragfähigkeit fest, vgl. Bild 3.12 Gerade A-B und Gleichung (3-13).

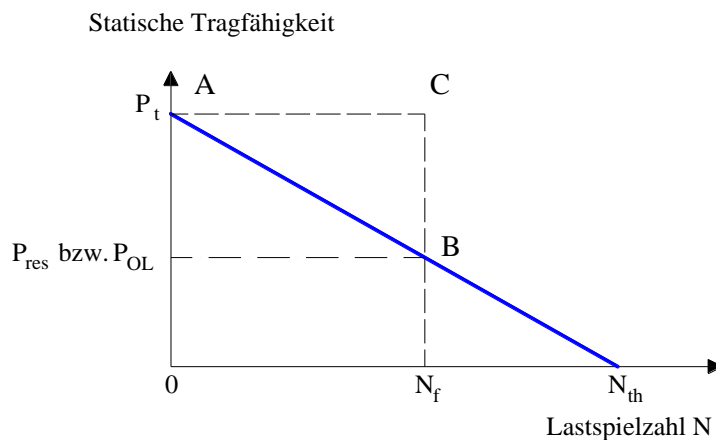


Bild 3.12: Interaktion nach aktueller Normung (Linie A-C-B) und nach Oehlers (Gerade A-B)

$$N_f = N_{th} \cdot \left(1 - \frac{P_{res}}{P_t}\right) \quad (3-13)$$

Die Lastspielzahl  $N_{th}$  stellt dabei eine rein hypothetische, jedoch nicht erreichbare Lastspielzahl dar, die bei einer Verhinderung eines statischen Bruchs erreicht werden könnte. Sie lässt sich jedoch aus den Versuchsdaten extrapolieren. Bei der Lastspielzahl  $N_f$  hat sich die statische Resttragfähigkeit  $P_{res}$  von der rein statischen Beanspruchbarkeit  $P_t$  auf die Oberlast  $P_{OL}$  verringert.

Eine Auflösung der Gleichung (3-13) nach der statischen Resttragfähigkeit  $P_{res}$  ergibt Gleichung (3-14).

$$P_{res} = P_t \cdot \left(1 - \frac{N_f}{N_{th}}\right) \quad (3-14)$$

Von Veljkovic & Johansson<sup>138</sup> wird eine Versuchsreihe an zehn Push-out Körpern zur Untersuchung der statischen Resttragfähigkeit  $P_{res}$  vorgestellt. Fünf der identischen Körper mit einem Bolzendurchmesser von 22 mm wurden zur Ermittlung der statischen Tragfähigkeit weggesteuert bis zum Bruch beansprucht. Die fünf anderen Körper wurden mit einer Schwingbreite von

<sup>136</sup> Vgl. Oehlers, D. J. & Foley, L. (1985)

<sup>137</sup> Vgl. Oehlers, D. J. (1990)

<sup>138</sup> Vgl. Veljkovic, M. & Johansson, B. (2006)

20 % und einer Oberlast von 60 % der zuvor ermittelten statischen Tragfähigkeit mit einer unterschiedlichen Lastspielzahl belastet. Danach erfolgte eine weggesteuerte statische Prüfung bis zum Versagen. Dabei konnte eine lineare Verringerung der statischen Resttragfähigkeit über dem Lastspielverhältnis  $N_e/N_f$  entsprechend den Untersuchungen von Oehlers, vgl. Bild 3.12, beobachtet werden.

Von Hanswille & Porsch & Üstündag<sup>139,140</sup> wurde bisher das umfangreichste Versuchsprogramm zu dieser Problematik durchgeführt. In vier Versuchsreihen zu je zwölf Körpern wurden die bedeutendsten Parameter Oberlast und Schwingbreite variiert, siehe Tabelle 3.2.

Tabelle 3.2: Serien mit bezogener Schwingbreite und Oberlast nach Hanswille & Porsch & Üstündag

Serie	$\Delta P / P_t$	$P_{OL} / P_t$
S1	0,20	0,44
S2	0,25	0,71
S3	0,25	0,44
S4	0,20	0,71

Je drei Körper einer Reihe wurden statisch, bis etwa 30 % und 70 % der erwarteten Bruchspielzahl sowie bis zum Ermüdungsbruch beansprucht. Die statische Resttragfähigkeit bei den rein zyklisch beanspruchten Körpern entspricht der Oberlast. An den sechs Körpern einer Reihe, die nicht bis zum Bruch zyklisch beansprucht wurden, ist nach der Einstufenbelastung die Prüfung der Resttragfähigkeit statisch durchgeführt worden.

Aufgrund der hohen geprüften Druckfestigkeiten der Betonchargen – 42,8 bis 56,2 N/mm<sup>2</sup> – tritt rechnerisch bei den statischen Prüfungen das Bolzenversagen gegenüber dem Betonversagen in den Vordergrund.

Es konnte ein deutlicher Einfluss der Oberlast auf die Lebensdauer festgestellt werden.

Entgegen der bisher vorgestellten Annahme einer linearen Reduktion der statischen Resttragfähigkeit gehen diese Autoren von einer Reduktion aus, die sich in vier Phasen unterteilen lässt, siehe Bild 3.13:

- Phase I: In der ersten Phase von ca. 10 bis 30 % der Lebensdauer ist ein vernachlässigbarer Traglastverlust erkennbar.
- Phase II: Anschließend tritt eine überproportionale Reduktion der statischen Resttragfähigkeit ein. Dabei konnte beobachtet werden, dass bei einem niedrigeren Oberlastniveau die Reduktion größer ist.
- Phase III: In dieser Phase ist eine gleichmäßige, annähernd lineare Reduktion zu beobachten.
- Phase IV: In der letzten Phase wird wieder eine überproportionale Verringerung der statischen Tragfähigkeit prognostiziert.

<sup>139</sup> Vgl. Hanswille, G. & Porsch, M. & Üstündag, C. (2006)

<sup>140</sup> Vgl. Hanswille, G. & Porsch, M. & Üstündag, C. (2007)

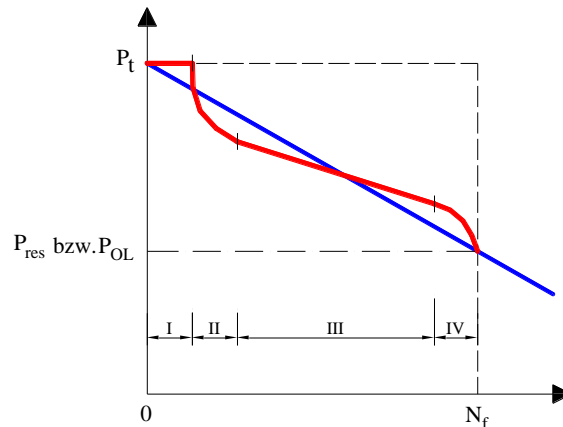


Bild 3.13: Abnahme der statischen Resttragfähigkeit: linear nach Oehlers sowie Veljkovic & Johansson; phasenweise nach Hanswille & Porsch & Üstündag

Unter Vernachlässigung der Phase I ohne eine erkennbare Reduktion ist eine Affinität der S-förmigen Linie mit dem Verlauf des Sekantenmoduls von ermüdungsbeanspruchten Betonprobekörpern in Bild 3.5 zu erkennen.

Eine von den Verfassern durchgeführte Untersuchung der Bruchflächen<sup>141</sup> lässt auf einen Anriss im Bereich von 10 bis 30 % der Lebensdauer schließen. Das Risswachstum mit fortschreitender Anzahl an Lastzyklen führt damit zu einer immer geringer werdenden Restquerschnittsfläche und damit zu einer immer geringer werdenden statischen Resttragfähigkeit. Bei den Versuchen sind der Risstyp A und B, vgl. Bild 3.7, aufgetreten. Auffallend ist, dass hohe Oberlasten in allen Fällen zum Risstyp A mit einer Bruchfläche im Schaft des Bolzens führten. Bei niedrigeren Oberlasten trat dagegen oft der Risstyp B, mit dem Rissbeginn an dem Schweißwulst auf. Dies wird von den Autoren damit begründet, dass es bei hohen Oberlasten zu einer großen Schädigung des Betons am Bolzenfuß kommt.

Durch die Veränderung der Lage der Druckstrebe weg vom Bolzenfußpunkt zum Schaft hin kommt es zu einer verstärkten Biegebeanspruchung des Übergangs Schaft - Schweißnaht. Bei geringerer Oberlast bleibt der Lastangriffspunkt im Bereich des Fußpunktes und des Schweißwulstes. Der Schweißwulst erträgt damit länger eine hohe Beanspruchung.

Hanswille & Porsch & Üstündag stellen im Falle des Risstyps B eine mit der Lastspielzahl und damit eine mit der Rissgröße zunehmende Duktilität fest. Dagegen nimmt das Verformungsvermögen beim Risstyp A mit steigender Lastspielzahl ab.

Das Versuchsprogramm wurde durch weitere Versuchskörper ergänzt, an denen eine Mehrstufenbelastung durchgeführt wurde. Das Ziel dabei war die Verbesserung der Schadensakkumulationshypothese, siehe Abschnitt 3.2.2.2.

### 3.2.5.3 Resttragfähigkeit bei Beton

Die statische Resttragfähigkeit nach einer wechselnden Vorbelastung von Beton wurde bisher nur wenig untersucht. Mehmel & Kern<sup>142</sup> stellen infolge einer zyklischen Vorbelastung durch eine Druckschwellbeanspruchung eine Steigerung der Druckfestigkeit im Mittel um 10 % fest. Selbst bei sichtbaren Rissen durch die Schwellbeanspruchung konnte bei der Prüfung der Pro-

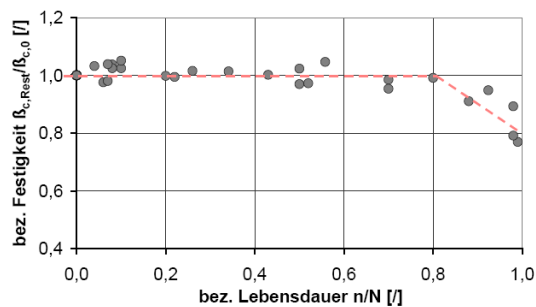
<sup>141</sup> Vgl. Hanswille, G. & Porsch, M. & Üstündag, C. (2004)

<sup>142</sup> Vgl. Mehmel, A. & Kern, E. (1962), Seite 7



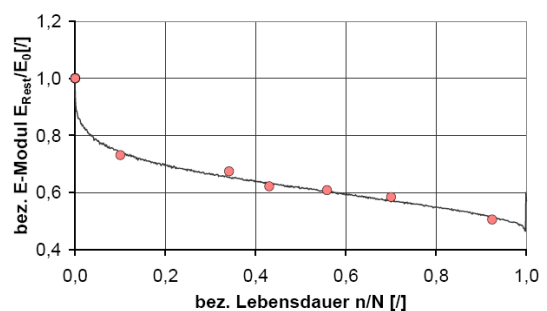
bekörper durch die Autoren eine Festigkeitssteigerung festgestellt werden. Begründet wurde die Steigerung in dieser Literatur mit dem Abbau der Spitzenspannung und einer damit einhergehenden Umlagerung und Vergleichmäßigung von Spannungen in den Probekörpern. Da die Beanspruchung der Körper im Alter von 28 Tagen begann und sich dann über mehrere Tage hinzog, kann der Grund jedoch auch in einer Festigkeitszunahme durch das größere Alter liegen.

Hohberg<sup>143</sup> stellt bis zu einer ertragenen Lastspielzahl  $n$  von 80 % bezogen auf die ertragbare Lastspielzahl keine Abminderung der Resttragfähigkeit bei den druckschwellbeanspruchten Proben fest, vgl. Bild 3.14.



Quelle: Hohberg, R (2004), Abbildung 27

Bild 3.14: Festigkeitsverlauf über die Lebensdauer (B25 und B45)



Quelle: Hohberg, R (2004), Abbildung 28

Bild 3.15: Steifigkeitsabminderung mit steigender Lebensdauer (B25)

Er beobachtet jedoch eine Verringerung der Steifigkeit über die Lebensdauer, wie sie bereits in Abschnitt 3.2.3.3 beschrieben wurde, vgl. Bild 3.15.

### 3.3 Stand der Normung

#### 3.3.1 Allgemeines

Der Nachweis gegen Ermüdung ist bei häufig wiederholten Spannungswechseln notwendig. In den folgenden Abschnitten werden die Regelungen in DIN 18800-5<sup>144</sup>, DIN EN 1994-2<sup>145</sup> und DIN-Fachbericht 104<sup>146</sup> sowie aus daraus verwiesenen weiteren Normen dargestellt.

Der Nachweis der Ermüdung wird dem Grenzzustand der Tragfähigkeit zugeordnet. Mit diesem Nachweis soll ein Versagen aufgrund Materialermüdung während der Nutzungsdauer verhindert werden.

Das in den aktuellen Normen verankerte Sicherheitskonzept unterscheidet zwischen Beanspruchung und Beanspruchbarkeit. Auf der Beanspruchungsseite sind schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreiten  $\Delta\tau_{E,2}$  und  $\Delta\sigma_{E,2}$  zu bestimmen. Auf die Ermittlung der Einwirkungen sei an dieser Stelle direkt auf die Normen verwiesen. Speziell für Kopfbolzen erfolgt die Bestimmung der Spannungsschwingbreite durch Division der Längsschubkraft je Bolzen durch die Fläche des Bolzenschaftes. Zusätzlich ist ein Schadensäquivalenzfaktor  $\lambda_v$  zu berücksichtigen.

<sup>143</sup> Vgl. Hohberg, R. (2004), Seite 23

<sup>144</sup> Vgl. Norm DIN 18800-5 (2007), Abschnitt 9.6 und Anhang A

<sup>145</sup> Vgl. Norm DIN EN 1994-2 (2010), Abschnitt 6.8 und Anhang C

<sup>146</sup> Vgl. Norm DIN-Fachbericht 104 (2009), Abschnitt 6

### 3.3.2 Beton

Für den Fall einer randnahen Ausbildung von Kopfbolzen ist die Zugfestigkeit des Betons von größerer Bedeutung als die Druckfestigkeit. Für Beton unter einer ermüdungsrelevanten Zugbeanspruchung finden sich in den angegebenen und verwiesenen Regelungen keine Angaben. Der Model Code 1990<sup>147</sup> stellt für diese Beanspruchung eine Wöhlerlinie bereit:

$$\log N = 12 \cdot (1 - S_{ct,max}) \quad (3-15)$$

Dabei stellt  $S_{ct,max}$  die maximale Zugspannung dar. Bei der in Bild 3.16 dargestellten Gleichung (3-15) mit einer Steigung  $m$  von 12 ist gegenüber den anderen folgenden Wöhlerlinien für Stahl zu beachten, dass nur die Achse für die Lastspielzahl im logarithmischen Maßstab dargestellt ist.

### 3.3.3 Betonstahl

Die Wöhlerlinie erhält bei  $N^* = 10^6$  Lastspielen einen Knickpunkt mit einem Wechsel der Steigung  $m$  von 5 auf 9, siehe Bild 3.17. Bei dieser Lastspielzahl ist die Spannungsschwingbreite  $\sigma_{RSk}$  im DIN-Fachbericht 102<sup>148</sup> und DIN 1045-1 mit  $175 \text{ N/mm}^2$  angegeben. DIN EN 1992-1-1 gibt für  $\sigma_{RSk}$  nur  $162,5 \text{ N/mm}^2$  an.

Der Ermüdungsnachweis ist für diese Lastspielzahl zu führen. Bei einem Biegerollendurchmesser  $d_{br}$  kleiner als dem 25-fachen Stabdurchmesser  $d_s$  ist aufgrund der Krümmung ein zusätzlicher Abminderungsfaktor  $\xi$  zu berücksichtigen.

$$\xi = 0,35 + 0,026 \cdot d_{br} / d_s \quad (3-16)$$

Für den Mindestbiegerollendurchmesser von  $4d_s$  für Stäbe mit einem Durchmesser kleiner als 20 mm ergibt sich für  $\xi$  der Wert 0,454 und für  $\sigma_{RSk}$  je nach Norm der Wert  $79,5 \text{ N/mm}^2$  oder  $73,8 \text{ N/mm}^2$ .

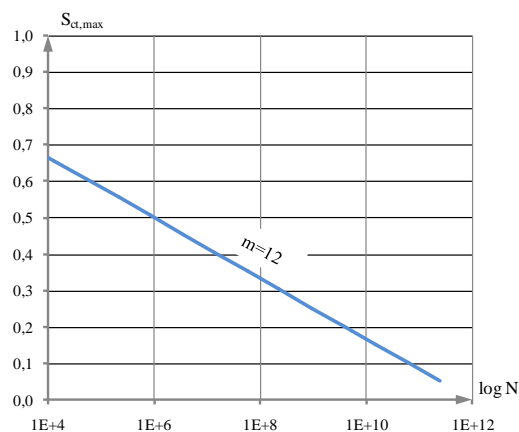


Bild 3.16: Form der Ermüdungsfestigkeitskurve für Beton unter einer reinen Zugbeanspruchung nach Model Code 1990

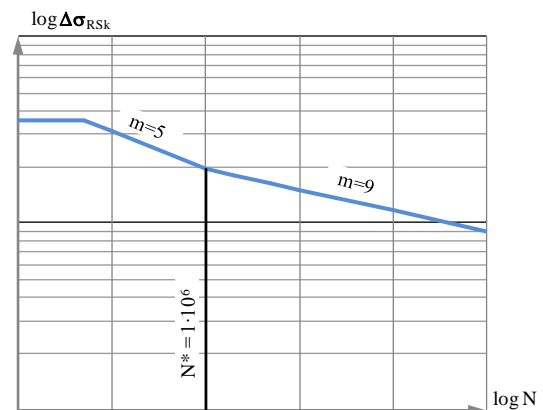


Bild 3.17: Form der charakteristischen Kurven der Ermüdungsfestigkeit für Betonstahl

<sup>147</sup> Vgl. Comité Euro-International du Béton (1993), Abschnitt 2.1.7

<sup>148</sup> Vgl. Norm DIN Fachbericht 102 (2009), Tabelle 4.116

### 3.3.4 Baustahl

Für den Einfluss geschweißter Kopfbolzen auf dem Grundwerkstoff und Längsspannungen gilt nach DIN EN 1993-1-9<sup>149</sup> Kerbfall 80 und somit die Ermüdungsfestigkeit  $\Delta\sigma_c$  von  $80 \text{ N/mm}^2$  bei  $2 \cdot 10^6$  Lastspielen. Die Wöhlerlinie weist bei 5 Millionen Lastspielen einen Wechsel der Steigung von  $m = 3$  auf  $m = 5$ . Dort ist die Dauerfestigkeit  $\Delta\sigma_D$  definiert. Bei  $10^8$  Lastspielen ist der Schwellenwert der Ermüdungsfestigkeit  $\Delta\sigma_L$  erreicht, vgl. Bild 3.18. Die Wöhlerlinie für das Grundmaterial weist damit eine steilere Steigung als für den Nachweis des Kopfbolzens auf.

### 3.3.5 Kopfbolzen

#### 3.3.5.1 Randferne Kopfbolzen

Die Steigung  $m$  der Ermüdungsfestigkeitskurve, siehe Gleichung (3-17), ist mit 8 angegeben. Der Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit  $\Delta\tau_c$  bei der Bezugslastspielzahl  $N_c$  mit  $2 \cdot 10^6$  Lastspielen ist mit  $90 \text{ N/mm}^2$  vorgegeben, siehe Bild 3.19. In älteren Fassungen der Normen betrug  $\Delta\tau_c$   $95 \text{ N/mm}^2$ . Eine Dauerfestigkeit ist nicht festgelegt.

$$(\Delta\tau_R)^m \cdot N_R = (\Delta\tau_c)^m \cdot N_c \quad (3-17)$$

$\Delta\tau_R$  Ermüdungsfestigkeit bezogen auf die Querschnittsfläche des Bolzenschaftes

$\Delta\tau_c = 90 \text{ N/mm}^2$ ; Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit bei der Bezugslastspielzahl  $N_c$

$m = 8$ ; Neigungsexponent der Ermüdungsfestigkeitskurve

$N_R$  zu  $\Delta\tau_R$  zugehörige Anzahl der Spannungsspiele  $N_c$

$N_c$  Bezugslastspielzahl mit  $N_c = 2 \cdot 10^6$

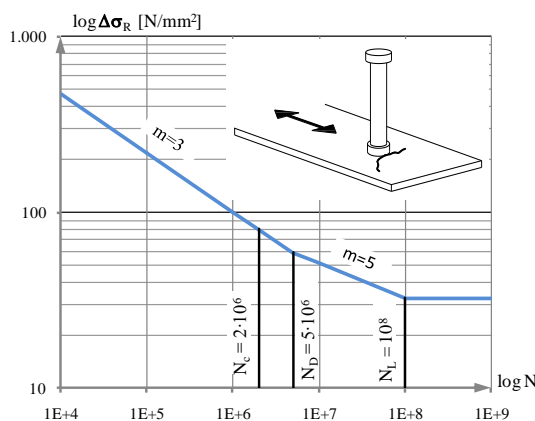


Bild 3.18: Form der charakteristischen Kurven der Ermüdungsfestigkeit für den Einfluss geschweißter Kopfbolzen auf den Grundwerkstoff

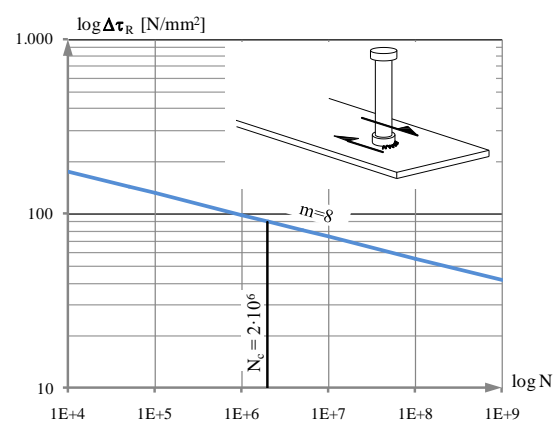


Bild 3.19: Form der charakteristischen Kurven der Ermüdungsfestigkeit für Kopfbolzen ohne Randeinfluss

Zur Berücksichtigung des Oberlasteinflusses wird die Oberlast in DIN 18800-5<sup>150</sup> auf 60 % der Bemessungstragfähigkeit  $P_{Rd}$  beschränkt. In DIN-Fachbericht 104<sup>151</sup> und DIN EN 1994-2<sup>152</sup> wird der Bemessungswert im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit schon auf  $0,60 P_{Rd}$  festgelegt.

<sup>149</sup> Vgl. Norm DIN EN 1993-1-9 (2010), Tabelle 8.4

<sup>150</sup> Vgl. Norm DIN 18800-5 (2007), Element (967)

<sup>151</sup> Vgl. Norm DIN Fachbericht 104 (2009), Abschnitt 6.1.3 (2)

<sup>152</sup> Vgl. Norm DIN EN 1994-2/NA (2010), NDP Zu 6.8.1 (3)

Da in den Versuchen ein deutlicher Einfluss der Oberlast ab 60 % der mittleren Tragfähigkeit  $P_t$  festgestellt wurde, wird durch den Bezug auf die Bemessungstragfähigkeit  $P_{Rd}$  die Sicherheit erhöht.

Die ermittelte schadensäquivalente Spannungsschwingbreite ist dem Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit gegenüberzustellen:

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E,2} \leq \Delta\tau_c / \gamma_{Mf,v} \quad (3-18)$$

Im Falle von Zugspannungen im angeschlossenen Stahlbauteil ist ein zusätzlicher Interaktionsnachweis zu führen.

### 3.3.5.2 Randnahe Kopfbolzen

Für randnahe Kopfbolzen unter einer Längsschubbeanspruchung wurden von Kuhlmann & Kürschner<sup>153</sup> Untersuchungen durchgeführt.

In Abhängigkeit des Randabstands  $a_r'$  konnten 95 %-Fraktilkurven hergeleitet werden:

$$a_r' = 100 \text{ mm: } \log N_k = 18,72 - 8 \cdot \log \Delta P_L \quad (3-19a)$$

$$a_r' = 50 \text{ mm: } \log N_k = 17,47 - 8 \cdot \log \Delta P_L \quad (3-19b)$$

Die Steigung  $m = 8$ , die bereits bei anderen Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von Kopfbolzen beobachtet wurde, konnte auch für diesen Fall bestätigt werden.

Im Unterschied zu den anderen Regelungen zu Kopfbolzen wird nicht die Schubspannungsdoppelamplitude  $\Delta\tau$  sondern die Bolzenkraftdifferenz  $\Delta P$  als maßgebende Größe für den Nachweis verwendet. Dies ist darauf zurückzuführen, dass bei gleicher Schubspannungsdifferenz  $\Delta\tau$  bei Bolzen größeren Durchmessers eine höhere Kraft je Bolzen übertragbar ist. Die Untersuchungen haben zwar ein günstigeres Verhalten von Bolzen mit größerem Durchmesser gezeigt, nicht jedoch in dem Maße wie es dem Anwachsen des Bolzenquerschnitts entspricht. Daher würde ein Bezug auf die Schubspannungsdifferenz  $\Delta\tau$  unsichere Ergebnisse erwarten lassen. In den Normen<sup>154,155</sup> wurde die Bemessungsgleichung (3-20) aufgenommen.

$$(\Delta P_{R,L})^m \cdot N_R = (\Delta P_{c,L})^m \cdot N_c \quad (3-20)$$

$\Delta P_{R,L}$  Ermüdungsfestigkeit (ertragbare Schubkraftdoppelamplitude je Bolzen)

$\Delta P_{c,L}$  Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit bei der Bezugslastspielzahl  $N_c$  in Abhängigkeit des wirksamen Randabstandes  $a_r'$

$m = 8$ ; Neigungsexponent der Ermüdungsfestigkeitskurve

$N_R$  zu  $\Delta P_{R,L}$  zugehörige Anzahl der Spannungsspiele  $N_c$

$N_c$  Bezugslastspielzahl mit  $N_c = 2 \cdot 10^6$

Der Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit  $\Delta P_{c,L}$  ist in Abhängigkeit des wirksamen Randabstandes in Tabelle 3.3 angegeben.

<sup>153</sup> Vgl. Kuhlmann, U. & Kürschner, K. (2002c)

<sup>154</sup> Vgl. Norm DIN 18800-5 (2007), Anhang A

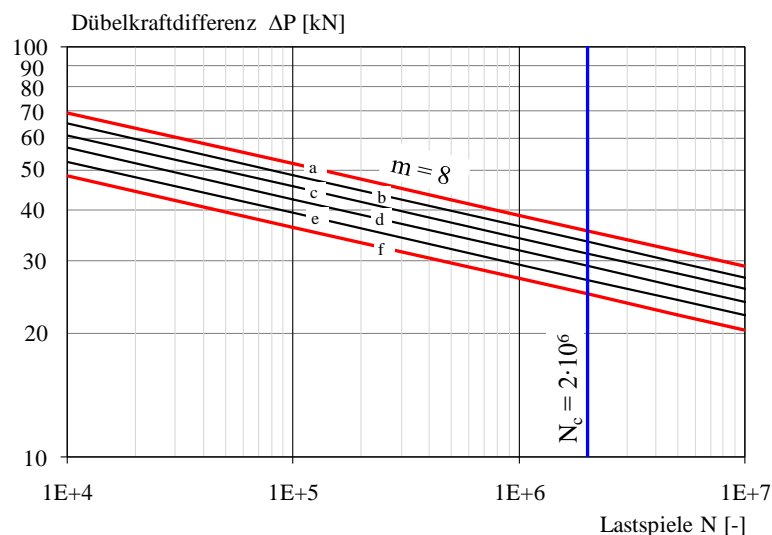
<sup>155</sup> Vgl. Norm DIN EN 1994-2 (2010), Anhang C

Tabelle 3.3: Ermüdungsfestigkeit unter Längsschubbeanspruchung und Vergleich mit randfernen Kopfbolzen nach Kuhlmann &amp; Kürschner

$a_r'$ [mm]	$\Delta P_{c,L}$ [kN]	$\Delta \tau_{c,L,d=22 \text{ mm}}$ [MPa]	$\Delta \tau_{c,L,d=22 \text{ mm}} / \Delta \tau_{c,90 \text{ MPa}}$ [-]
50	25,0	65,8	0,73
60	27,2	71,5	0,79
70	29,3	77,2	0,86
80	31,5	82,9	0,92
90	33,7	88,6	0,98
100	35,8	94,3	1,05

Durch Versuche wurden die Werte für effektive Randabstände  $a_r'$  von 50 und 100 mm abgesichert. Es konnte gezeigt werden, dass sich für Zwischenwerte des effektiven Randabstandes  $a_r'$  eine lineare Interpolation sichere Ergebnisse erzielt. Größere Werte als 35,8 kN für den Randabstand 100 mm können nicht zugelassen werden, da hier die Ermüdungsfestigkeit von randfernen Kopfbolzen erreicht wird.

Um eine bessere Vergleichbarkeit zu den Regelungen der randfernen Kopfbolzen zu schaffen, ist für den Bolzendurchmesser von 22 mm zusätzlich die Ermüdungsfestigkeit als Spannung auf den Schaftquerschnitt angegeben. Dies entspricht auch dem Kerbfall. Außerdem wurde der Quotient aus der Ermüdungsfestigkeit einer Längsschubbeanspruchung und der randfernen Ausbildung aufgenommen. Es zeigt sich, dass durch die Reduzierung des Bezugswertes der Ermüdungsfestigkeit für randferne Kopfbolzen  $\Delta \tau_c$  von 95 nach DIN V ENV 1994-2<sup>156</sup> auf 90 MPa nach DIN EN 1994-2<sup>157</sup> die Längsschubtragfähigkeit bei einem Randabstand  $a_r'$  von 100 mm ein günstigerer Wert für die randnahen Kopfbolzen ergibt als für randferne Kopfbolzen. Das Ergebnis in Abhängigkeit des wirksamen Randabstandes  $a_r'$  zeigt Bild 3.20.



a:  $a_r' \geq 100$  mm:  $P_c = 35,68$  kN, c:  $a_r' = 80$  mm:  $P_c = 30,89$  kN, e:  $a_r' = 60$  mm:  $P_c = 26,75$  kN  
 b:  $a_r' = 90$  mm:  $P_c = 33,20$  kN, d:  $a_r' = 70$  mm:  $P_c = 28,75$  kN f:  $a_r' = 50$  mm:  $P_c = 24,90$  kN

Bild 3.20: Ermüdungsfestigkeitskurven von Randnahen Kopfbolzen unter Längsschub

<sup>156</sup> Vgl. Norm DIN V 1994-2 (1997), Abschnitt 6.1.5

<sup>157</sup> Vgl. Norm DIN EN 1994-2 (2010), Abschnitt 6.8.3

### 3.3.5.3 Statische Resttragfähigkeit

Die Auswirkung einer Ermüdungsbeanspruchung auf die statische Resttragfähigkeit von Kopfbolzen wird bisher weder in Eurocode 4<sup>158,159</sup>, im DIN-Fachbericht 104<sup>160</sup> noch in DIN 18800-5<sup>161</sup> berücksichtigt. Aus den bekannten Untersuchungen wird klar, dass diese Vernachlässigung nicht auf der sicheren Seite liegt, vgl. Abschnitt 3.2.5.2.

## 3.4 Zusammenfassung und Motivation

Beim Ermüdungsverhalten von Verbundkonstruktionen ist nicht nur die Verbundkonstruktion, sondern sind auch die einzelnen Werkstoffe und Bauteile von Bedeutung. Daher wurden in diesem Abschnitt nicht nur die bisherigen Ergebnisse zum Ermüdungsverhalten von Verbundkonstruktionen mit Kopfbolzen, sondern auch das Ermüdungsverhalten von Beton und der Bewehrung dargestellt. Zur besseren Einordnung wurde auf das Ermüdungsverhalten von Betondübeln und auf Erkenntnisse aus der Befestigungstechnik eingegangen.

Es liegen Bemessungsgleichungen für die statische Tragfähigkeit und die Ermüdungsfestigkeit von randfernen Kopfbolzen sowie die statische Tragfähigkeit von randnahen Kopfbolzen unter einer Längs- oder Querschubbeanspruchung sowie unter einer kombinierten Beanspruchung vor. Es existieren außerdem Erkenntnisse zur Ermüdungsfestigkeit von randnahen Kopfbolzen unter Längsschub.

Für die bedeutende Ermüdungsfestigkeit unter Querschub sowie der Interaktion zwischen Längs- und Querschub unter einer Ermüdungsbeanspruchung fehlen bisher gesicherte Erkenntnisse. Ebenso liegen für randnahe Kopfbolzen keine Erfahrungen zur Resttragfähigkeit nach einer Ermüdungsbeanspruchung vor. Der folgende Abschnitt geht daher diesen noch offenen Fragen nach.

---

<sup>158</sup> Vgl. Norm DIN EN 1994-1-1 (2010)

<sup>159</sup> Vgl. Norm DIN EN 1994-2 (2010)

<sup>160</sup> Vgl. Norm DIN-Fachbericht 104 (2009)

<sup>161</sup> Vgl. Norm DIN 18800-5 (2007)

## 4 Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten unter Querschub

### 4.1 Allgemeines

Durch die Radlasten eines Fahrzeugs entstehen hohe wechselnde Beanspruchungen der Verbundfuge in Querrichtung, siehe Bild 4.1.

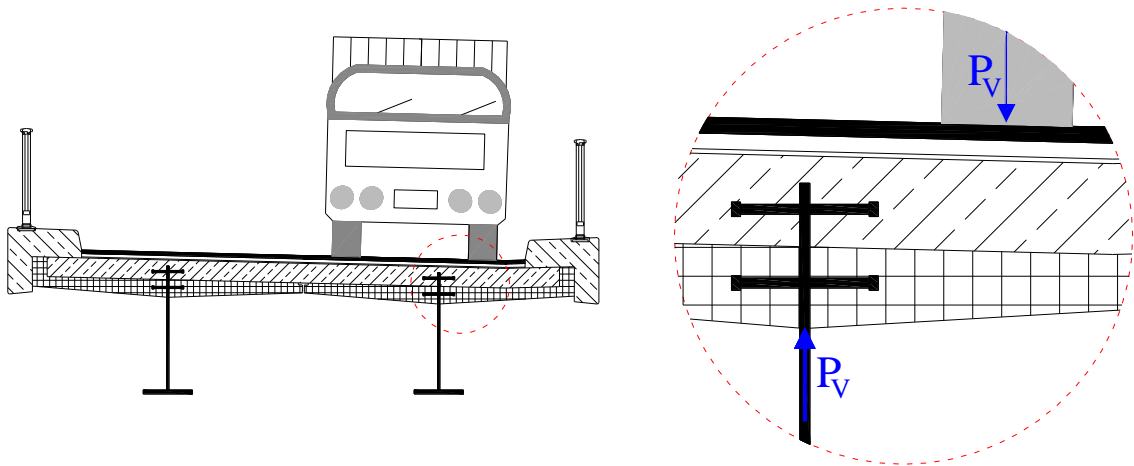


Bild 4.1: Wechselnde Beanspruchung durch die Überfahrt eines Fahrzeugs

Diese, für den Nachweis der Ermüdung relevante Querschubbeanspruchung, wurde im Rahmen eines Forschungsvorhabens mit insgesamt 25 zyklischen Push-out Versuchen untersucht<sup>162</sup>. Der Schwerpunkt der Untersuchungen lag auf der Ermittlung von Wöhlerlinien in Abhängigkeit vom effektiven Randabstand, dem bedeutendsten Parameter für Randnahe Kopfbolzen. Eine ausführliche Darstellung der Versuche mit den Diagrammen aller Versuche enthält der Versuchsbericht<sup>163</sup>.

Ein Ziel dieser Arbeit ist es, aus den genannten experimentellen Untersuchungen mit Hilfe von theoretischen Analysen die Bemessungsgleichung für Randnahe Kopfbolzen für die Ermüdungsfestigkeit unter Querschub zu bestimmen. Soweit möglich, soll der in den Versuchen begrenzte Parameterbereich durch weitere Betrachtungen auf zusätzliche Konstruktions- und Lastparameter erweitert werden. Neben vielen Gemeinsamkeiten mit anderen Ermüdungsversuchen an Versuchskörpern mit Kopfbolzen weisen die durchgeführten Versuche einige Abweichungen und Besonderheiten auf. Daher wird ausführlich auf das Verhalten während den Versuchen und auf das Versagen eingegangen. Ein Vergleich der ermittelten Wöhlerlinien mit den Linien randferner Kopfbolzen und randnaher Kopfbolzen unter Längsschub erlaubt eine Einordnung der hier ermittelten Ergebnisse.

Für den Fall von randfernen Kopfbolzen konnte gezeigt werden, dass eine zyklische Vorbelastung zu einer reduzierten *statischen Resttragfähigkeit* führt<sup>164</sup>. Mit dem Ziel, die Bedeutung einer zyklischen Vorbelastung auf die statische Resttragfähigkeit für den hier betrachteten Fall der Randnahen Kopfbolzen unter Querschub zu bestimmen, werden weitere experimentelle und theoretische Untersuchungen durchgeführt.

<sup>162</sup> Vgl. Kuhlmann, U. & Raichle, J. (2008)

<sup>163</sup> Vgl. Kuhlmann, U. & Raichle, J. (2007)

<sup>164</sup> Vgl. Hanswille, G. & Porsch, M. & Üstündag, C. (2006)

## 4.2 Aspekte zur Entwicklung der Versuchskörper

### 4.2.1 Allgemeines

Bei den statischen Untersuchungen von Breuninger und Kürschner hat sich gezeigt, dass eine Anordnung der Kopfbolzen in Mittellage zu höheren Tragfähigkeiten führt als in Randlage. Um das Versuchsprogramm möglichst zu beschränken und um Ergebnisse auf der sicheren Seite zu erhalten, wurden daher nur Versuchskörper mit einer Anordnung in Randlage hergestellt. Da von Kuhlmann & Kürschner<sup>165</sup> mit den rein statischen Versuchen gute Erfahrungen mit den dort gewählten Versuchskörperabmessungen vorlagen, wurden in dem genannten Forschungsvorhaben analoge Varianten untersucht.

### 4.2.2 Parameter

Bei den bisherigen statischen Untersuchungen als auch den Ermüdungsversuchen unter Längsschub hat sich als bedeutendster Parameter der wirksame Randabstand  $a_r'$  herausgestellt. Bei den Untersuchungen zur Ermüdungsfestigkeit unter Längsschub von Kuhlmann & Kürschner<sup>166</sup> hat sich gezeigt, dass der Grad der Verbügelung eine untergeordnete Rolle spielt.

Um den Versuchsumfang in Grenzen zu halten, beschränkten sich die experimentellen Untersuchungen auf den Einfluss der Parameter wirksamer Randabstand  $a_r'$ , Schwingbreite  $\Delta P_V$  und Oberlast  $P_{OL}$ . Auf eine experimentelle Untersuchung der untergeordneten Parameter Betonfestigkeit, Bolzendurchmesser und Verbügelungsgrad wurde verzichtet.

Wie in Abschnitt 4.2.1 aufgeführt, wurden die geometrisch gleichen Versuchskörper zu den statischen Untersuchungen in Querrichtung verwendet. Der Durchmesser der Bügel- und Längsbewehrung betrug dabei 12 mm. Da im Brückenbau für Überbauten zumindest Beton der Festigkeitsklasse C30/37 verwendet wird, wurde diese Festigkeit hier angestrebt. Wie bei den bisherigen Untersuchungen wurde der Bolzendurchmesser entsprechend dem hauptsächlichlichen Einsatz im Brückenbau auf 22 mm festgelegt.

Zur Ableitung von Wöhlerlinien wurden für die Versuche unterschiedliche Schwingbreiten gewählt. Von Kürschner<sup>167,168</sup> wird angeführt, dass bei Oberlasten kleiner als 60 % der mittleren statischen Tragfähigkeit  $P_t$  kein bedeutender Einfluss der Oberlast auf die Ermüdungsfestigkeit besteht. Darüber hinausgehende Oberlasten haben jedoch einen zunehmenden Einfluss. Nach dem Leitfaden zum DIN-Fachbericht 104 Verbundbrücken<sup>169</sup> kann der Einfluss der Oberlast vernachlässigt werden, wenn die Oberlast den 0,6-fachen Bemessungswert der Bolzentragfähigkeit  $P_{Rd}$  nicht überschreitet. Eine Wechselbeanspruchung macht wegen dem wesentlich aufwändigeren Versuchsaufbau und weil bei einer Wechselbeanspruchung ein günstigeres Ermüdungsverhalten zu erwarten ist<sup>170</sup>, keinen Sinn. Damit wurde die maximal mögliche Spannungsschwingbreite durch die verwendete Oberlast eingeschränkt. Um einerseits sichere Ergebnisse zu erzielen und um andererseits überhaupt Spannungsschwingbreiten aufzubringen, die zu einem absehbaren Versagen führen, wurde die Oberlast möglichst hoch gewählt. Es wurde daher

<sup>165</sup> Vgl. Kuhlmann, U. & Kürschner, K. (2002a)

<sup>166</sup> Vgl. Kuhlmann, U. & Kürschner, K. (2002c)

<sup>167</sup> Vgl. Kuhlmann, U. & Kürschner, K. (2002c), Abschnitt 2.2.3.2

<sup>168</sup> Vgl. Roik, K. & Hanswille, G. (1990), Abschnitt 4.3

<sup>169</sup> Vgl. Hanswille, G. & Stranghöner, N. (2004), Abschnitt 4.6.4

<sup>170</sup> Vgl. Kuhlmann, U. & Kürschner, K. (2002c), Abschnitt 2.2.3.2



eine Oberlast im Bereich der 0,6-fachen mittleren Tragfähigkeit  $P_t$  gewählt. Dies entspricht einer Oberlast etwa auf dem 1,0-fachen Bemessungsniveau. Da höhere Schwingbreiten im Regelfall nicht zu erwarten sind, war eine Untersuchung auf einem noch höheren Oberlastniveau nicht zweckmäßig.

### 4.2.3 Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm wurde in drei Reihen QE1 bis QE3 gegliedert. Die Reihen QE1 und QE2 unterschieden sich im wirksamen Randabstand  $a_r'$ . Die Versuchskörper der Reihe QE1 wurden mit einem wirksamen Randabstand  $a_r'$  von 100 mm und die Reihe QE2 mit 50 mm geplant. Mit diesen beiden Reihen sollen grundlegende Wöhlerlinien entwickelt werden. Da es sich bei der Reihe QE1 eher um den Standardfall handelt, wird diese Reihe höher gewichtet als Reihe QE2. Von der Reihe QE1 wurden zehn Körper hergestellt und von der Reihe QE2 sieben Körper. Mit der dritten Reihe QE3 wurde ein anderes Ziel verfolgt. Mit dieser Reihe sollte überprüft werden, welche Auswirkung eine zyklische Beanspruchung auf die statische Resttragfähigkeit hat, siehe Abschnitt 3.2.5.2. Dazu wurden 8 Versuchskörper gefertigt. Ein Körper jeder Reihe wurde für eine vergleichende statische Prüfung vorgesehen. Einen Überblick über das Versuchsprogramm gibt Tabelle 4.1.

Tabelle 4.1: Versuchsprogramm

Reihe	Zweck der Untersuchung	Anzahl
QE1	Standardfall	10
QE2	Reduzierter Randabstand	7
QE3	Statische Resttragfähigkeit	8

## 4.3 Versuchsbeschreibung

### 4.3.1 Allgemeines

Die folgenden Abschnitte erläutern detailliert die Geometrie und die Herstellung der Versuchskörper, die Messeinrichtung und den Versuchsaufbau.

### 4.3.2 Geometrie

Die Geometrie der Versuchskörper zeigt das Bild 4.2. Die Körper der Reihen QE1 und QE3 waren identisch. Die Körper wiesen einen effektiven Randabstand  $a_r'$  von 100 mm auf. Sie entsprachen dem Standardkörper B des Versuchsprogramms zur Untersuchung der statischen Tragfähigkeit für eine Querschubbeanspruchung<sup>171</sup>. Die Körper der Reihe QE2 sind planmäßig mit einem effektiven Randabstand  $a_r'$  von 50 mm hergestellt worden. Sie entsprechen dem Körper R6/3 der genannten Untersuchungen. Im Anhang B sind die Konstruktionszeichnungen der Körper dokumentiert.

<sup>171</sup> Vgl. Kuhlmann, U. & Kürschner, K. (2002a)

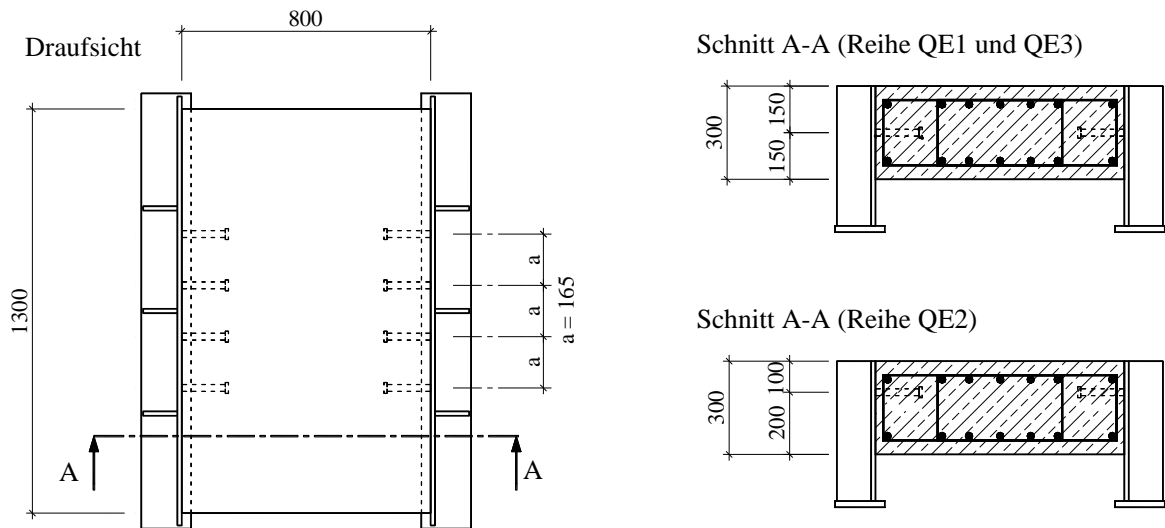


Bild 4.2: Geometrie der Versuchskörper

### 4.3.3 Herstellung

Zur Abminderung der Reibung zwischen dem Stahlsteg und dem Beton wurden die Stahlstege vor dem Betonieren mit Schalöl eingesprüht. Die Versuchskörper wurden liegend betoniert. Die Betonier- und Belastungsrichtung entsprach den meisten realen Verhältnissen.

### 4.3.4 Versuchsaufbau

#### 4.3.4.1 Versuchseinrichtung

Die Versuche wurden an der Materialprüfungsanstalt Universität Stuttgart (MPA Stuttgart) durchgeführt. Der Versuchsstand ist in Bild 4.3 dargestellt.



Bild 4.3: Versuchsstand



Bild 4.4: Eingebauter Versuchskörper mit Messeinrichtung

Zwischen Zylinder und Versuchskörper wurde ein Lastverteilungsträger mittig eingebaut. Zwischen diesem Träger und dem Körper wurde zur gleichmäßigen Kräfteinleitung ein Mörtelbett aufgezogen, siehe Bild 4.4 und Bild 4.5. Außer bei dem zuerst geprüften Körper QE1-1 wurde auch zwischen der Aufstandsfläche der Körper und dem Untergrund ein Mörtelbett hergestellt. Zur Verhinderung einer Verschiebung durch die zyklische Beanspruchung des Prüfkörpers wurden im Bereich der Aufstandsfläche Anschläge angebracht. Um einen günstigen Einfluss auf das Versuchsergebnis zu verhindern, wurden die Anschläge auf Abstand eingebaut.

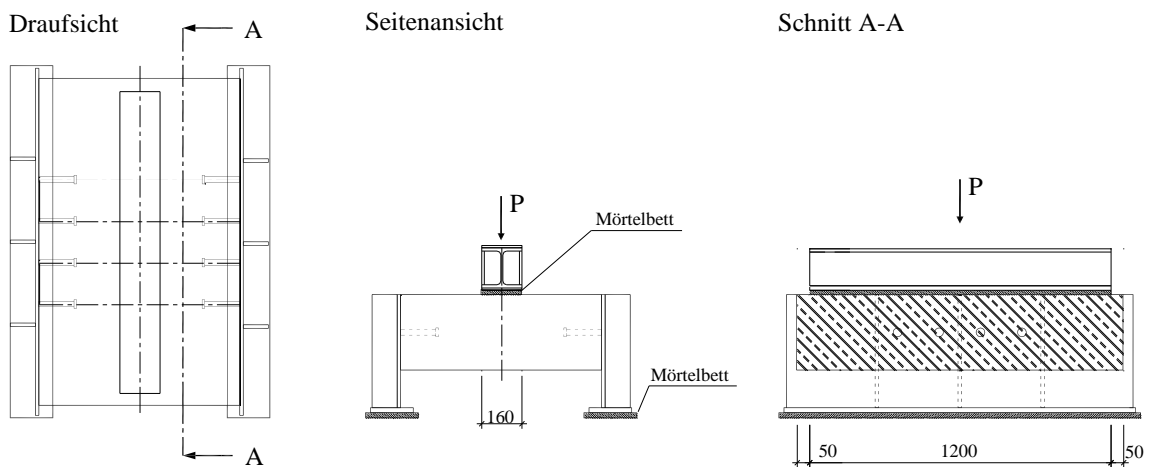


Bild 4.5: Versuchsaufbau

#### 4.3.4.2 Beanspruchungen

Für alle Untersuchungen wurde in der Regel vor der eigentlichen Ermüdungsbeanspruchung eine kraft- oder weggesteuerte Vorbelastung durchgeführt. Dabei wurde die Kraft bis zu dreimal bis zur geplanten Oberlast gesteigert und wieder bis zur Unterlast entlastet. Jeweils bei der Oberlast wurde unterschiedlich lange, meist jedoch ca. zehn Minuten verharret. Dabei konnte die Relaxation der Körper beobachtet werden. Bei allen Körpern konnte festgestellt werden, dass die Haftreibung zwischen Beton und Stahl überwunden wurde.

Im Anschluss an diese Vorbelastung wurde mit der sinusförmigen Beanspruchung zwischen Ober- und Unterlast begonnen.

Die Versuche der Reihen QE1 und QE2 wurden entweder nach dem Abscheren der Bolzen auf einer Seite abgebrochen oder nachdem auf einer Seite deutliche Risse im Betonkörper entstanden waren, die zu einer starken Zunahme der Verformungen geführt haben. Für den Fall, dass das Betonteil noch nicht vollständig vom Stahl gelöst war, wurde eine anschließende statische Prüfung durchgeführt.

Die Körper der Reihe QE3 wurden mit einer vorher angegebenen Anzahl an Schwingspielen beansprucht. Im Anschluss daran erfolgte eine statische Prüfung.

#### 4.3.4.3 Messeinrichtung

Die Wegmessungen wurden mit induktiven Wegmessnehmern durchgeführt. Die Anordnung der Wegmessnehmer kann Bild 4.6 entnommen werden.

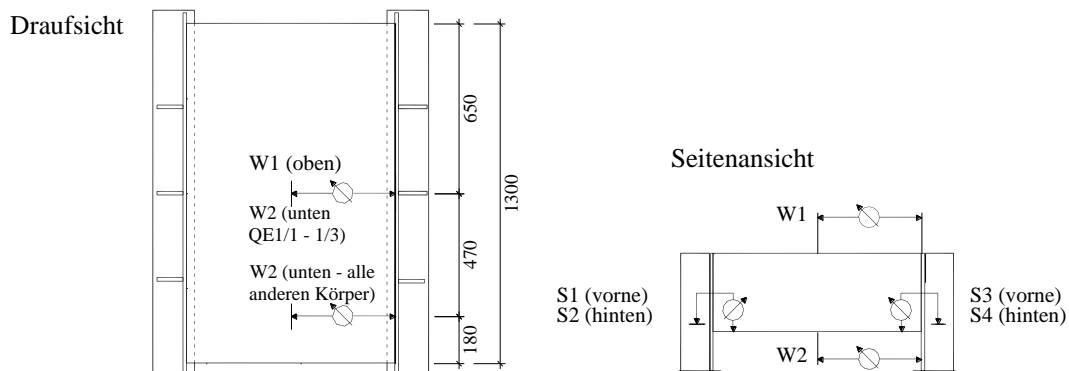


Bild 4.6: Anordnung der Wegmessnehmer

Zur Messung des Schlupfes in der Verbundfuge wurden an allen vier Seiten Wegmessnehmer angebracht (Wegmessnehmer S1 bis S4). Das Ablösen des Stahlbetonkörpers vom Stahlteil wurde einseitig an der Ober- und Unterseite der Platte aufgezeichnet (Wegmessnehmer W1 und W2).

An jedem Körper wurden mindestens folgende Dehnungsmessungen durchgeführt: An einem Kopfbolzen wurden oben und unten Dehnmessstreifen (DMS) angebracht. Diese wurden 20 mm unterhalb des Bolzenkopfes angeordnet. Auf die Anbringung von DMS auf den hoch beanspruchten Bereich des Bolzenfußes wurde verzichtet, da durch den mechanischen Schutz der DMS unrealistische Messungen zu erwarten waren. Auf den mittleren Bügel wurde seitlich ein DMS angebracht. Außerdem wurde an der Längsbewehrung oberhalb des mit DMS applizierten Bolzens oben und unten ein DMS angebracht. 15 mm oberhalb eines Kopfbolzens (Achismaß:

26 mm) an den Stahlstegen wurden zusätzlich zwei DMS angebracht. Diese sollten den Beginn eines Anrisses aufzeigen<sup>172</sup>.

Um Informationen über die Gleichmäßigkeit der Beanspruchungen zu erhalten, wurde an einigen Körpern an weiteren Bügeln und Kopfbolzen Dehnmessstreifen angebracht. Am Körper QE1/4 wurden die Dehnungen an allen Kopfbolzen auf der rechten Seite gemessen. Am Körper QE2/7 wurden außerdem noch weitere zwei Bügel mit DMS bestückt. Am Körper QE3/7 wurden nur zwei weitere Bügel mit DMS versehen. In Bild 4.7 ist die Messeinrichtung am Beispiel des Körpers QE2/7 mit den meisten DMS dargestellt. Dabei ist nur die Bewehrung mit DMS dargestellt. Die Bezeichnungen der DMS, die nicht an allen Körpern appliziert wurden, sind eingeklammert.

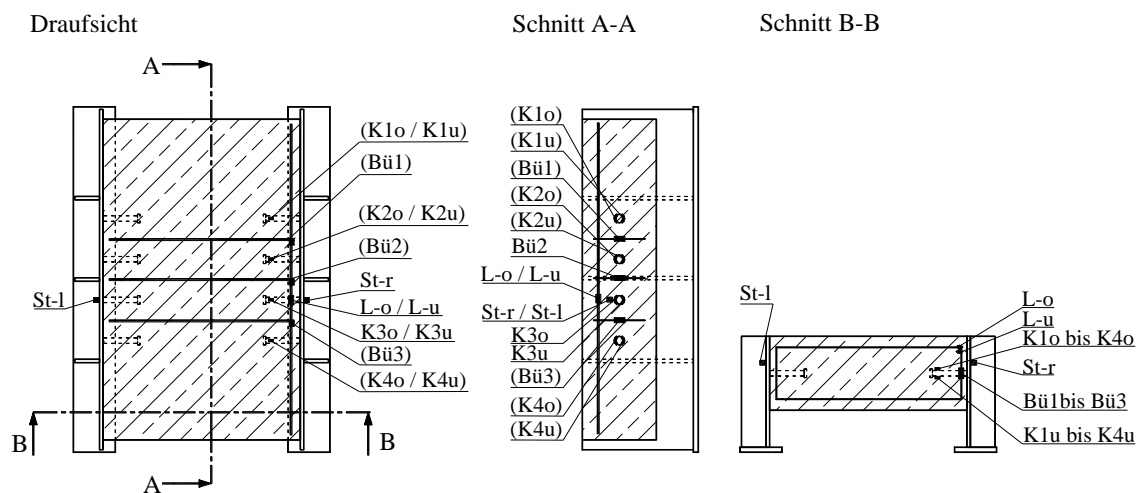


Bild 4.7: Anordnung der Dehnmessstreifen

Die DMS wurden durch Abdeckmittel vor Wasser und durch Abdeckbänder vor mechanischer Beschädigung geschützt.

## 4.4 Materialkennwerte

### 4.4.1 Allgemeines

In den folgenden Abschnitten sind die wichtigsten Materialkennwerte angegeben. Umfangreichere Angaben können dem Forschungsbericht<sup>173</sup> entnommen werden.

### 4.4.2 Beton

Es wurden zahlreiche Prüfungen an den insgesamt drei Betonchargen durchgeführt. Da sich die Prüfung über einen längeren Zeitraum gezogen hat, kann der Einfluss des Betonalters nicht vernachlässigt werden. Tabelle 4.2 enthält die an Probewürfeln bestimmte Betondruckfestigkeit zum jeweiligen Prüfzeitraum und die daraus ermittelte Zylinderdruckfestigkeit.

<sup>172</sup> Vgl. Kuhlmann, U. & Kürschner, K. (2002c), Abschnitt 4.2.3

<sup>173</sup> Vgl. Kuhlmann, U. & Raichle, J. (2008)

Tabelle 4.2: Betondruckfestigkeiten der Versuchskörper

Reihe	Versuchsdatum von - bis	Würfeldruckfestigkeit $f_{c,cube}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Berechnete Zylinder- druckfestigkeit $f_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]
QE1	24.10.05 - 12.01.06	37,9 - 42,1	30,5 – 34,0
QE2	16.01.06 – 27.02.06	38,3 – 43,5	31,0 – 35,0
QE3	2.03.06 – 02.05.06	45,9 – 49,0	37,0 – 39,5

#### 4.4.3 Kopfbolzen

Die Kopfbolzen hatten die Abmessungen Länge · Durchmesser von 150 · 22 mm. Für die verwendeten Kopfbolzen mit der Stahlgüte S235J2+C450 lag ein Abnahmeprüfzeugnis 3.1 nach DIN EN 10204 vor, siehe Tabelle 4.3. Die Materialkennwerte entsprachen DIN EN ISO 13918<sup>174</sup>.

Tabelle 4.3: Kennwerte der Kopfbolzen

Reihe	Dehngrenze $R_{p0,2}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Zugfestigkeit $R_m$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Dehnung A [%]
Ist	508	543	21
Soll	350	450	15

#### 4.4.4 Betonstahl

Für die Bewehrung wurde ausschließlich der Durchmesser 12 mm verwendet. Von den Bewehrungsstäben, an denen die DMS angebracht wurden, sind die Materialkennwerte an drei Proben ermittelt worden. Die Prüfung erfolgte nach EN 10002<sup>175</sup>. Die Mittelwerte der Prüfung an drei Proben sind in Tabelle 4.4 angegeben.

Tabelle 4.4: Kennwerte der Bewehrung

Dehngrenze $R_{p0,2}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Zugfestigkeit $R_m$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Bruchdehnung $A_{11,3}$ [%]	E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]
604,2	633,4	8,472	200.600

Die in DIN 1045-1<sup>176</sup> erforderlichen Festigkeiten wurden deutlich überschritten. Der ermittelte E-Modul stimmte sehr gut mit dem Normwert von 200.000 N/mm<sup>2</sup> überein. Die Stahldehnung unter Höchstlast war für alle drei Proben größer als 5,0 %.

#### 4.4.5 Baustahl

Die 14 mm dicken Bleche der Güte S235, auf die die Kopfbolzen geschweißt wurden, stammten aus zwei Chargen. Für die Bleche lagen 3.1-Zeugnisse vor. Die wesentlichen Kennwerte können Tabelle 4.5 entnommen werden.

<sup>174</sup> Vgl. Norm DIN EN ISO 13918 (2008)

<sup>175</sup> Vgl. Norm DIN EN 10002-1 (2001)

<sup>176</sup> Vgl. Norm DIN 1045-1 (2008), Tabelle 11

Tabelle 4.5: Kennwerte der Bleche  $t = 14$  mm

Charge	Streckgrenze $R_e$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Zugfestigkeit $R_m$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Bruchdehnung A [%]
1	248	365	39
2	272	409	33
Soll	$\geq 235$	$\geq 360$	$\geq 24$

## 4.5 Versuchsverlauf für reine Ermüdungsbeanspruchung

### 4.5.1 Allgemeines

In den ersten beiden Versuchsreihen QE1 und QE2 wurde der wesentliche Parameter des effektiven Randabstands  $a_r'$ , siehe Bild 4.2, variiert. Die Reihe QE1 wurde mit einem Abstand  $a_r'$  von 100 mm und die Reihe QE2 mit 50 mm geplant. Dieser Abschnitt stellt die Versuchsergebnisse dieser beiden Reihen dar. Ein Körper der Reihe QE3 wurde für die Untersuchungen dort nicht benötigt. Daher wurde der Körper QE3/8 ebenfalls für die rein zyklische Auswertung herangezogen.

### 4.5.2 Überblick

In Tabelle 4.6 sind in Abhängigkeit der Materialkennwerte zugeordnet zu den Versuchskörpern die mittleren Tragfähigkeiten nach den Gleichungen (2-1), (2-2) und (2-15), die gewählten Oberlasten sowie die Oberlast bezogen auf die mittleren Tragfähigkeiten angegeben. Der E-Modul wurde nach Gleichung (2-6) bestimmt und dabei auf volle 100 N/mm<sup>2</sup> gerundet. In der Tabelle ist die Oberlast  $P_{OL}$  die im Versuch mittlere tatsächlich aufgetretene Last. Daher unterscheiden sich identisch geplante Versuche geringfügig.

Die nach DIN 18800-5 ermittelten charakteristischen Tragfähigkeiten und Bemessungstragfähigkeiten sowie die Verhältniswerte der Oberlast zu diesen Tragfähigkeiten sind in Tabelle 4.7 zusammengestellt. Für die Bestimmung der Tragfähigkeit von Kopfbolzen mit Randeinfluss wurde allerdings nicht die vereinfachte Gleichung nach dieser Norm, sondern der genauere Ansatz nach Gleichung (2-16), der auch die Bolzenlänge und die Längsbeanspruchung des Stahlbetons berücksichtigt, verwendet. Da nach DIN EN ISO 13918<sup>177</sup> für das Material S235J2+C450 eine Zugfestigkeit  $R_m$  von mindestens 450 N/mm<sup>2</sup> verlangt wird, kann eine höhere Festigkeit z.B. entsprechend DIN EN 1994-1-1 in diesem Geltungsbereich daher nicht garantiert werden. Für diese Tragfähigkeiten wurde daher diese maximale Zugfestigkeit herangezogen.

Der charakteristische Wert der Betondruckfestigkeit  $f_{ck}$  bestimmt sich nach DIN 1045-1<sup>178</sup> durch Gleichung (4-1).

$$f_{ck} = f_c - 8 \text{ [MPa]} \quad (4-1)$$

Planmäßig weist die Reihe QE1 einen effektiven Randabstand  $a_r'$  von 100 mm auf. Überprüfungen an den Versuchskörpern ergaben einen effektiven Randabstand von ca. 95 mm. Am besten wurde bei der Ausführung der Randabstand bei der Reihe QE3 erreicht. Bei der Reihe QE2 war ein effektiver Randabstand  $a_r'$  von 50 mm geplant. Bei der Überprüfung des Randabstands an den Körpern hat sich gezeigt, dass die Betondeckung etwa um einen Zentimeter zu groß ausge-

<sup>177</sup> Vgl. Norm DIN EN ISO 13918 (1998), Tabelle 13

<sup>178</sup> Vgl. Norm DIN 1045-1 (2008), Tabelle 9

führt wurde. Der ausgeführte effektive Randabstand der Körper betrug nur 40 mm. Die weiteren Auswertungen wurden daher für diese Reihe mit dem tatsächlich vorhandenen Randabstand von 40 mm durchgeführt.

Die maßgebenden statischen Bolzentragfähigkeiten sind in den beiden Tabellen fett gedruckt. Für alle Versuche ist der Randeinfluss entscheidend. Dies führt bei allen Versuchen rechnerisch zum Betonversagen. Die Oberlast relativ zur mittleren Tragfähigkeit  $P_t$  betrug bei allen Versuchen zwischen 0,45 und 0,67. Die Bolzenausnutzung betrug dagegen nur 0,08 bis 0,21.

In Tabelle 4.8 sind neben der mittleren statischen Tragfähigkeit, den erreichten Lastspielzahlen  $N_{\text{Bruch}}$  und den aufgetretenen Belastungen Oberlast  $P_{\text{OL}}$ , Unterlast  $P_{\text{UL}}$  und Lastdifferenz  $\Delta P$  die folgenden Beanspruchungskennwerte der Einstufenversuche aufgeführt:

Oberspannung  $\tau_{\text{OL}}$ :

$$\tau_{\text{OL}} = \frac{4 \cdot P_{\text{OL}}}{\pi \cdot d^2} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (4-2)$$

Spannungsschwingbreite  $\Delta\tau$ :

$$\Delta\tau = \tau_{\text{OL}} - \tau_{\text{UL}} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (4-3)$$

Spannungsverhältnis R:

$$R = \frac{\tau_{\text{UL}}}{\tau_{\text{OL}}} \quad [-] \quad (4-4)$$

Tabelle 4.6: Mittlere statische Tragfähigkeiten  $P_t$ , Oberlast  $P_{\text{OL}}$  und Oberlastniveau je Bolzen

Körper	effektiver Randab- stand $a_r'$	Beton- druck- festig- keit $f_c$	Bolzen- zugfes- tigkeit $f_u$	E-Modul $E_{\text{cm}}$	mittlere Bolzentragfähigkeit $P_t$			Bolzen- oberlast $P_{\text{OL}}$	Oberlastniveau bezüglich mittlere- rer Bolzentragfähigkeit		
					$P_{t,v}$ randnah Gl. (2-15) [kN]	$P_{t,B}$ Beton Gl. (2-1) [kN]	$P_{t,s}$ Abscheren Gl. (2-2) [kN]		$P_{\text{OL}}/P_{t,v}$ randnah [-]	$P_{\text{OL}}/P_{t,B}$ Beton [-]	$P_{\text{OL}}/P_{t,s}$ Abscheren [-]
QE1/1	95	30,5	543	25.800	<b>63,6</b>	160,6	206,4	38,7	<b>0,61</b>	0,24	0,19
QE1/2	95	32,0	543	26.300	<b>65,2</b>	166,1	206,4	38,5	<b>0,59</b>	0,23	0,19
QE1/3	95	32,5	543	26.500	<b>65,7</b>	168,0	206,4	44,3	<b>0,67</b>	0,26	0,21
QE1/6	95	32,5	543	27.500	<b>65,7</b>	168,0	206,4	44,3	<b>0,67</b>	0,26	0,21
QE1/5	95	33,0	543	26.700	<b>66,2</b>	169,9	206,4	44,3	<b>0,67</b>	0,26	0,21
QE1/7	95	33,0	543	26.700	<b>66,2</b>	169,9	206,4	44,2	<b>0,67</b>	0,26	0,21
QE1/10	95	33,5	543	26.800	<b>66,7</b>	171,5	206,4	44,2	<b>0,66</b>	0,26	0,21
QE1/8	95	34,0	543	27.000	<b>67,2</b>	173,4	206,4	44,3	<b>0,66</b>	0,26	0,21
QE1/4	95	34,0	543	27.000	<b>67,2</b>	173,4	206,4	44,1	<b>0,66</b>	0,25	0,21
QE1/9	95	34,0	543	27.000	<b>67,2</b>	173,4	206,4	statischer Versuch			
QE2/1	40	31,0	543	26.000	<b>35,0</b>	162,5	206,4	statischer Versuch			
QE2/2	40	31,5	543	26.200	<b>35,3</b>	164,4	206,4	19,1	<b>0,54</b>	0,12	0,09
QE2/3	40	31,5	543	26.200	<b>35,3</b>	164,4	206,4	18,8	<b>0,53</b>	0,11	0,09
QE2/4	40	33,0	543	26.700	<b>36,1</b>	169,9	206,4	18,8	<b>0,52</b>	0,11	0,09
QE2/5	40	33,5	543	26.800	<b>36,4</b>	171,5	206,4	18,8	<b>0,52</b>	0,11	0,09
QE2/6	40	34,0	543	27.000	<b>36,7</b>	173,4	206,4	16,3	<b>0,45</b>	0,09	0,08
QE2/7	40	35,0	543	27.300	<b>37,2</b>	176,9	206,4	17,6	<b>0,47</b>	0,10	0,09
QE3/8	100	39,5	543	28.800	<b>75,1</b>	193,1	206,4	44,0	<b>0,59</b>	0,23	0,21



Tabelle 4.7: Oberlastniveau bezüglich charakteristischem Wert und Bemessungswert der Bolzentragfähigkeit

Körper	Charakteristische Bolzentragfähigkeit $P_{Rk}$ (DIN EN 1994-2 (2010))			Oberlastniveau bezüglich charakteristischer Bolzentragfähigkeit			Bemessungswert der Bolzentragfähigkeit $P_{Rd}$			Oberlastniveau bezüglich dem Bemessungswert der Bolzentragfähigkeit		
	$P_{Rk,V}$ Gl. (2-16)	$P_{Rk,B}$ Gl. (2-3)	$P_{Rk,S}$ Gl. (2-4)	$P_{OL}/P_{Rk,V}$	$P_{OL}/P_{Rk,B}$	$P_{OL}/P_{Rk,S}$	$P_{Rd,V}$	$P_{Rd,B}$	$P_{Rd,S}$	$P_{OL}/P_{Rd,V}$	$P_{OL}/P_{Rd,B}$	$P_{OL}/P_{Rd,S}$
	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[-]	[-]
QE1/1	<b>47,2</b>	92,2	136,8	<b>0,82</b>	0,42	0,28	<b>37,8</b>	73,8	109,5	<b>1,03</b>	0,53	0,35
QE1/2	<b>48,8</b>	96,1	136,8	<b>0,79</b>	0,40	0,28	<b>39,0</b>	76,9	109,5	<b>0,99</b>	0,50	0,35
QE1/3	<b>49,3</b>	97,5	136,8	<b>0,90</b>	0,45	0,32	<b>39,4</b>	78,0	109,5	<b>1,12</b>	0,57	0,40
QE1/6	<b>49,3</b>	97,5	136,8	<b>0,90</b>	0,45	0,32	<b>39,4</b>	78,0	109,5	<b>1,12</b>	0,57	0,40
QE1/5	<b>49,8</b>	98,9	136,8	<b>0,89</b>	0,45	0,32	<b>39,8</b>	79,1	109,5	<b>1,11</b>	0,56	0,40
QE1/7	<b>49,8</b>	98,9	136,8	<b>0,89</b>	0,45	0,32	<b>39,8</b>	79,1	109,5	<b>1,11</b>	0,56	0,40
QE1/10	<b>50,3</b>	100,0	136,8	<b>0,88</b>	0,44	0,32	<b>40,2</b>	80,0	109,5	<b>1,10</b>	0,55	0,40
QE1/8	<b>50,8</b>	101,4	136,8	<b>0,87</b>	0,44	0,32	<b>40,6</b>	81,1	109,5	<b>1,09</b>	0,55	0,40
QE1/4	<b>50,8</b>	101,4	136,8	<b>0,87</b>	0,44	0,32	<b>40,6</b>	81,1	109,5	<b>1,09</b>	0,54	0,40
QE1/9	<b>50,8</b>	101,4	136,8	statischer Versuch			<b>40,6</b>	81,1	109,5	statischer Versuch		
QE2/1	<b>26,1</b>	93,6	136,8	statischer Versuch			<b>20,8</b>	74,9	109,5	statischer Versuch		
QE2/2	<b>26,3</b>	94,9	136,8	<b>0,73</b>	0,20	0,14	<b>21,1</b>	76,0	109,5	<b>0,91</b>	0,25	0,17
QE2/3	<b>26,3</b>	94,9	136,8	<b>0,71</b>	0,20	0,14	<b>21,1</b>	76,0	109,5	<b>0,89</b>	0,25	0,17
QE2/4	<b>27,2</b>	98,9	136,8	<b>0,69</b>	0,19	0,14	<b>21,7</b>	79,1	109,5	<b>0,87</b>	0,24	0,17
QE2/5	<b>27,4</b>	100,0	136,8	<b>0,69</b>	0,19	0,14	<b>22,0</b>	80,0	109,5	<b>0,86</b>	0,24	0,17
QE2/6	<b>27,7</b>	101,4	136,8	<b>0,59</b>	0,16	0,12	<b>22,2</b>	81,1	109,5	<b>0,74</b>	0,20	0,15
QE2/7	<b>28,2</b>	103,9	136,8	<b>0,62</b>	0,17	0,13	<b>22,6</b>	83,1	109,5	<b>0,78</b>	0,21	0,15
QE3/8	<b>57,9</b>	115,2	136,8	<b>0,76</b>	0,38	0,32	<b>46,3</b>	92,2	109,5	<b>0,95</b>	0,48	0,40

Die Belastung wurde periodisch, sinusförmig aufgebracht. Damit die Versuchsdauer möglichst kurz gehalten werden konnte, wurde eine möglichst große Frequenz gewählt. Wegen der geringeren Lastdifferenz in Reihe QE2 gegenüber den Reihen QE1 und QE3 konnte in dieser Reihe eine höhere Frequenz realisiert werden. Die verwendeten Frequenzen sind in der Tabelle mit angegeben.

Tabelle 4.8: Bolzenbeanspruchung, Bruchlastspielzahlen, Frequenzen

Körper	$P_{V,OL}$	$P_{V,UL}$	$\Delta P_V$	$P_{t,V}$	$P_{V,OL}/P_t$	$P_{V,UL}/P_{t,V}$	R	$\tau_{OL}$	$\Delta\tau$	Frequenz [Hertz]	$N_{Bruch}$ [-]
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[-]		[Nmm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]		
QE1/1	38,7	1,1	37,7	63,6	0,61	0,02	0,03	101,9	99,1	3,5	318.300
QE1/2	38,5	7,2	31,2	65,2	0,59	0,11	0,19	101,2	82,1	4,5	3.168.900
QE1/3	44,3	1,1	43,2	65,7	0,67	0,02	0,02	116,4	113,6	4,0	250.800
QE1/6	44,3	1,2	43,1	65,7	0,67	0,02	0,03	116,4	113,4	4,0	266.400
QE1/5	44,3	6,6	37,7	66,2	0,67	0,10	0,15	116,5	99,1	4,0	616.100
QE1/7	44,2	6,6	37,6	66,2	0,67	0,10	0,15	116,3	98,9	5,0	1.267.000
QE1/10	44,2	12,5	31,6	66,7	0,66	0,19	0,28	116,1	83,2	6,0	>7,2 Mill. <sup>a)</sup>
QE1/8	44,3	6,5	37,8	67,2	0,66	0,10	0,15	116,5	99,4	4,0-5,0	4.094.500
QE1/4	44,1	1,2	43,0	67,2	0,66	0,02	0,03	116,0	113,0	4,0-5,0	337.000
QE1/9	statischer Versuch			67,2	statischer Versuch						
QE2/1	statischer Versuch			35,0	statischer Versuch						
QE2/2	19,1	0,6	18,5	35,3	0,54	0,02	0,03	50,2	48,7	5,5	188.600
QE2/3	18,8	4,4	14,5	35,3	0,53	0,12	0,23	49,5	38,0	7,0	618.700
QE2/4	18,8	4,3	14,6	36,1	0,52	0,12	0,23	49,6	38,3	7,0	1.504.100
QE2/5	18,8	6,3	12,6	36,4	0,52	0,17	0,33	49,6	33,0	7,0	1.434.700
QE2/6	16,3	1,6	14,7	36,7	0,45	0,04	0,10	42,9	38,7	7,5	>>4,7 Mill. <sup>b)</sup>
QE2/7	17,6	0,5	17,1	37,2	0,47	0,01	0,03	46,2	44,9	7,0	3.322.700
QE3/8	44,0	1,3	42,7	75,1	0,59	0,02	0,03	115,7	112,4	4,5	870.700

Hinweise:

<sup>a)</sup> Der Versuch wurde bei 7,2 Millionen Lastspielen abgebrochen

<sup>b)</sup> Der Körper QE2/6 ist bei 4,7 Millionen Lastspielen versehentlich zu Bruch gefahren worden.

Die rein statisch durchgeführten Versuche zeigten eine gute Übereinstimmung mit den erwarteten mittleren Bolzentragfähigkeiten  $P_{t,V}$ . Zur Einordnung der Versuche gegenüber der mittleren Tragfähigkeit  $P_t$ , dem charakteristischen Wert  $P_{Rk}$  und dem Bemessungswert  $P_{Rd}$  konnten somit die bereits vorliegenden Gleichungen herangezogen werden.

Die gewählten Frequenzen von vier bis sieben Hertz befanden sich in einem Bereich, der einen Einfluss auf das Ergebnis nicht ganz ausschließen lässt, siehe Abschnitt 3.2.3.3. Der maximale Frequenzunterschied von drei Hertz war aber so klein, dass der Frequenzeinfluss als gering betrachtet werden kann. Bei diesen Versuchen war die Zugfestigkeit des Betons aufgrund der Querszugbeanspruchung von größerer Bedeutung als die Druckfestigkeit. Da bei einer Zugbeanspruchung gegenüber einer Druckbeanspruchung ein geringerer Frequenzeinfluss besteht, ist dieser Einfluss für die hier dargestellten Versuche vernachlässigbar.

Das Spannungsverhältnis  $R$  der schwelend durchgeführten Versuche beträgt 0,03-0,28. Die Versuche zeigten trotz der großen Schwingbreite und den hohen Oberlasten beachtliche Schwingspielzahlen  $N_{Bruch}$ .

### 4.5.3 Vorbelastung

Um zu Beginn der Versuche bereits erste lastbedingte Setzungen des Versuchsaufbaus vorwegzunehmen und schon Veränderungen an den Versuchskörpern zu erkennen, wurden vor der zyklischen Belastung die meisten Versuchskörper zwei- bis dreimal bis zur geplanten Oberlast beansprucht. Durch die hohen bezogenen Oberlasten  $P_{V,OL}/P_t$  bis zu einem Wert von 0,67 waren geringe Vorschädigungen der Körper zu erwarten. In der Tat zeigten sich bei einigen Versuchskörpern bei der Vorbelastung bereits Risse an der Betonoberseite. Diese Risse verliefen parallel zur Bolzenachse. Dies deutet auf systematische Zugspannungen des Betons oberhalb und orthogonal der Bolzenachse hin. Die meisten Risse dieser Art traten etwas außerhalb der äußeren Bolzen auf. Bild 4.8 zeigt beispielhaft einen typischen, ausgeprägten Riss nach der Vorbelastung.

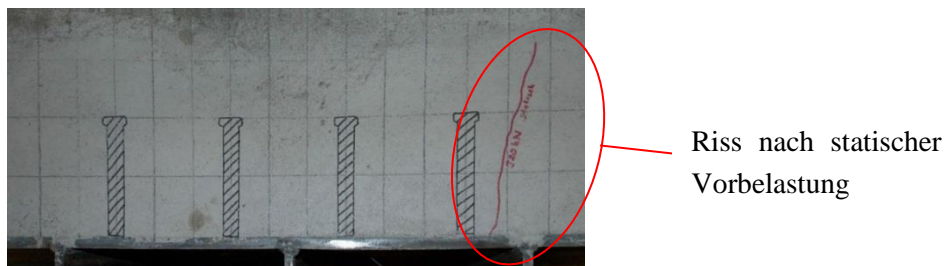


Bild 4.8: Riss am Körper QE1/3 nach der Vorbelastung – Blick auf die Oberseite

### 4.5.4 Ermüdungsverhalten

Das statische Versagen von randnahen Kopfbolzen unter Querschubbeanspruchung ist durch ein Ausbrechen der Betonkante oberhalb der Bolzenreihe gekennzeichnet, siehe Abschnitt 2.2.2. Das Betonversagen ist die maßgebende Komponente.

Dieser Sachverhalt spiegelte sich bei den zyklischen Versuchen wider. Bereits bei der Vorbelastung zeigten sich teilweise Risse parallel zur Bolzenachse, siehe Abschnitt 4.5.3. Diese Risse vergrößerten sich während der zyklischen Beanspruchung und es kamen auch neue hinzu. Sie befanden sich zwar immer innerhalb des späteren Betonausbruchs, sie waren jedoch nicht der Ausgangspunkt für den späteren Betonausbruchkörper, der zum Abbruch der Versuche führte.

Einen typischen Ausbruch stellt Bild 4.10 dar. Sobald ein durchgehender oberflächlicher Riss entlang des späteren Ausbruchkörpers aufgetreten war, wurde eine deutliche Zunahme der Verformung beobachtet. Diese Risse an der Oberseite begannen an der Kontaktseite zum Stahlteil außerhalb der äußeren Bolzen und verliefen zuerst ebenfalls parallel zu Bolzenachse, jedoch deutlich weiter entfernt von ihr. Bei einer Länge von ca. 100 bis 200 mm änderten sie jedoch die Richtung und die zwei Risse einer Seite liefen zusammen. Diese durchgehenden Risse ließen sich nach dem Zerlegen der geprüften Versuchskörper bis zu den Bolzen verfolgen. Zwischen den Bolzen befanden sich horizontale Risse. Trotz der Trennrisse im Beton war eine Lastübertragung über Zug- und Drucktrajektorien in Beton und der Bewehrung bis zum Schluss der Versuche möglich.

Bei wenigen Versuchen kam es jedoch auch dazu, dass der Versuchskörper auf einer Seite abscherete. In diesen Fällen wiesen alle vier Bolzen der Seite eine große Ermüdungsbruchfläche und eine kleine Restbruchfläche auf.

Die Abbruchkriterien für die zyklischen Versuche waren:

- Abscheren von allen vier Bolzen auf einer Seite, siehe Bild 4.9.
- Durchgehender oberflächlicher Riss an der Oberseite des Stahlbetonkörpers, siehe Bild 4.10, oder eine Maschinenwegdifferenz von 2 mm. Bei dieser Wegdifferenz waren die seitlichen Risse immer vorhanden, jedoch zeigte sie bei einigen Körpern noch kein Betonausbruchkörper wie auf Bild 4.10.



Bild 4.9: Abbruchkriterium Abscheren



Bild 4.10: Abbruchkriterium Betonausbruch

Für Körper, die durch das Abbruchkriterium Betonausbruch beendet wurden, ist noch eine reduzierte statische Tragfähigkeit möglich. Diese statische Resttragfähigkeit wurde durch einen wegeregulierten Versuch im Anschluss an die zyklische Beanspruchung geprüft, siehe Abschnitt 4.9.5.2.

Bild 4.11 zeigt die Ansichtsfläche des Körpers QE1/6. Dieser Versuch wurde durch das Versagen aller vier Bolzen auf der rechten Seite beendet. Trotz des Bolzenversagens sind bereits die Risse im Beton zwischen den Kopfbolzen erkennbar. Außerdem ist ein großer Rissfortschritt von den äußeren Bolzen bis knapp unter die Betonoberseite feststellbar.

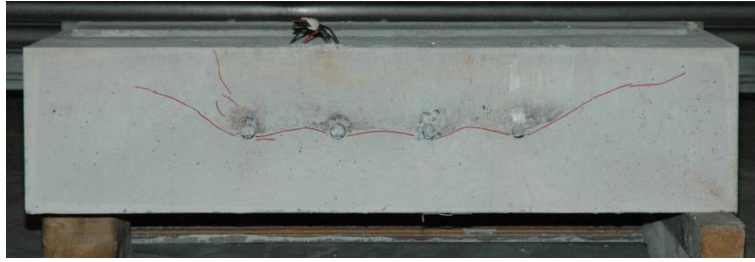
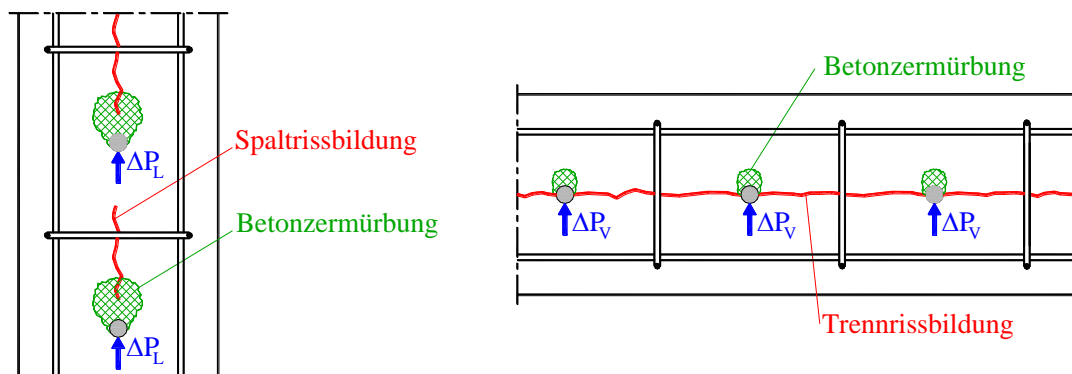


Bild 4.11: Ansichtsfläche Körper QE1/6 rechts

Für Bolzen ohne Randeinfluss<sup>179</sup> und randnahe Bolzen unter Längsschub<sup>180</sup> kommt es wegen hohen Betonpressungen zu Betonzerstörungen am Bolzenfuß, siehe Bild 4.12. Für den hier behandelten Fall einer zyklischen Beanspruchung unter Querschub konnte dies nur in sehr kleinem Umfang festgestellt werden, siehe Bild 4.13.



Quelle: Kürschner, K. & Kuhlmann, U. (2004), Bild 14 und Kürschner, K. (2003), Bild 8-7

Bild 4.12: Lokale Betonzermürbung auf der lastzugewandten Seite bei randnahen Kopfbolzen unter Längsschub

Bild 4.13: Lokale Betonzermürbung auf der lastzugewandten Seite bei Körper QE1/6

Direkt am Bolzenfuß konnte zwar sehr fein zermahlener Beton festgestellt werden, jedoch in geringem Umfang. In Bild 4.14 und Bild 4.15 ist ein Bolzen von Körper QE3/8 dargestellt. Trotz

<sup>179</sup> Vgl. Roik, K. & Hanswille, G. (1990), Abschnitt 1.2

<sup>180</sup> Vgl. Kuhlmann, U. & Kürschner, K. (2002c), Abschnitt 4.4.2

der höheren absoluten Bolzenkräfte dieser Reihe ist der Beton direkt am Fußpunkt des Bolzens noch intakt.



Bild 4.14: Sehr geringe Betonzerstörung am Beispiel von Körper QE3/8 - Stahlseite



Bild 4.15: Sehr geringe Betonzerstörung am Beispiel von Körper QE3/8 - Betonseite

Der Rissbeginn der Kopfbolzen befindet sich auf der Biegezugseite des Bolzenfußpunktes, in diesem Fall in Richtung der Oberseite der Versuchskörper. Die Bolzenbruchflächen zeigen unterschiedliche Rissverläufe.

Bei den hier durchgeführten Versuchen sind die Risstypen A und B aufgetreten, siehe Bild 3.7. In Bild 4.16 ist ein nahezu vollständiger Ermüdungsbruch vom Typ A abgebildet. Bild 4.17 zeigt im oberen Teil einen Anriss des Typs B. Die untere Teilfläche des Bruchbildes offenbart den Gewaltbruch, der bei der Überprüfung der statischen Resttragfähigkeit entstanden ist.



Bild 4.16: Risstyp A am Beispiel eines Bolzens von Körper QE1/7



Bild 4.17: Risstyp B am Beispiel eines Bolzens von Körper QE1/7



Bei einigen Versuchen konnte für den Fall von Risstyp B das Aufweiten in das Blech hinein festgestellt werden, siehe Bild 4.18. Dadurch vergrößert sich die Ermüdungsbruchfläche erheblich. Die Spannung an der Risspitze verringert sich durch die größere Rissbreite.

Bei wenigen Bolzen konnten zwei Rissebenen festgestellt werden. Bild 4.19 zeigt eine Kombination aus Typ A und B.



Bild 4.18: Risstyp B mit Aufweitung am Beispiel eines Bolzens von Körper QE1/10



Bild 4.19: Zwei Rissebenen an einem Bolzen von Körper QE1/8; links: Ebene nach Typ A; rechts: Ebene nach Typ B



Neben dem Betonausbruch und dem Abscheren der Bolzen konnte bei zwei Versuchskörpern ein Ermüdungsbruch der Bügelbewehrung beobachtet werden, siehe Bild 4.20. Dabei handelte es sich um die Körper QE1/2 und QE2/7.



Bild 4.20: Bruch der Bewehrung an Körper QE1/2

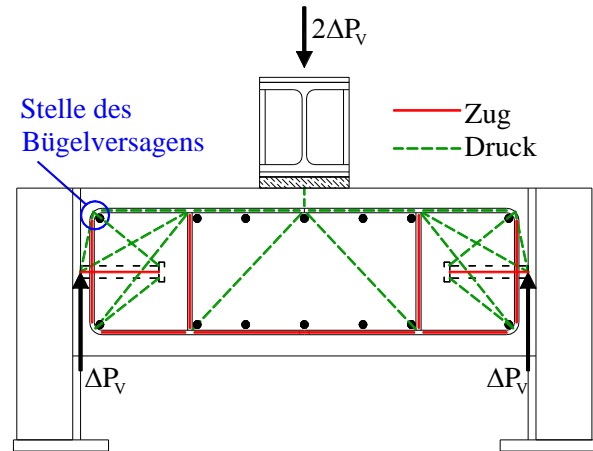


Bild 4.21: Lage der Bruchstelle und zugehöriges Stabwerkmodell

Beide Brüche sind am Beginn des Biegeradius entstanden, siehe Bild 4.21. Der Rissbeginn lag bei beiden Fällen auf der Innenseite der Biegung. Bei den Körpern der Reihe QE1 und QE3 konnte mit einem Ermüdungsbruch der Bewehrung wegen den großen gemessenen Dehnungen gerechnet werden, siehe Abschnitt 4.5.6. Zum einen handelt es sich um die Stelle mit der höchsten Beanspruchung für den Bügel, siehe Stabwerkmodell in Bild 4.21, und zum anderen ergeben sich durch das Biegen in diesem Bereich ungünstige Effekte, siehe Abschnitt 3.2.3.2.

Die Versuche wurden abgebrochen, nachdem eines der beiden Abbruchkriterien Bolzenabscheren oder Betonausbruch auf einer Seite der Versuchskörper eingetroffen war. Bei der anderen Seite waren Risse in mehr oder weniger großem Umfang erkennbar. Inwieweit die Bolzen geschädigt waren, konnte daraus jedoch nicht abgeleitet werden. Daher wurden die Bolzen auf der anderen Seite nach Abschluss der Versuche freigelegt, der Typ einer eventuellen Anrissfläche notiert und das Verhältnis der Rissfortschrittsfläche bezogen auf die Querschnittsfläche eines Bolzens aufgezeichnet. In der Tabelle 4.9 sind die bezogenen Rissfortschrittsflächen, der Risstyp, die Seite des Versagens und das maßgebende Abbruchkriterium aufgeführt. Bild 4.22 zeigt die Bezeichnungen der Bolzen.

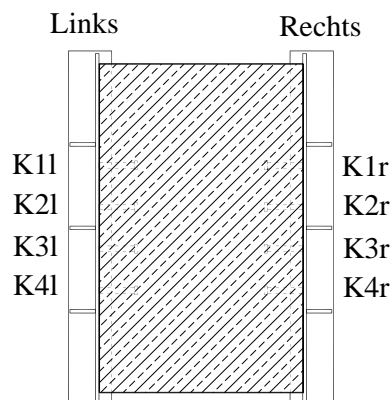


Bild 4.22: Bezeichnung der Kopfbolzen in Tabelle 4.9

Bolzen, die nach dem Versuch noch am Stahlteil fest waren, wurden mit Hilfe eines Vorschlaghammers umgebogen. Bolzen, die sich dabei um 90° umbiegen ließen, ohne dass ein Anriss erkennbar war, wurde eine relative Bruchfläche von 0 zugewiesen.

Tabelle 4.9: Versagensarten und Bruchflächen

Körper		Bolzen								Seite des Versagens	Abbruchkriterium	N <sub>Bruch</sub> [-]
		K1l	K2l	K3l	K4l	K1r	K2r	K3r	K4r			
QE1/1	Bruchfläche [%]	70	50	100	10	75	45	70	90	Links	Betonausbruch	318.300
	Risstyp	A	A	A	B	A	A	A	A			
QE1/2	Bruchfläche [%]	95	95	45	95	100	95	40	40	Links	Betonausbruch	3.168.900
	Risstyp	A	A	A+B <sup>e)</sup>	A	A	A	A	A			
QE1/3	Bruchfläche [%]	50	45	40	25	95	85	95	95	Links <sup>c)</sup>	Betonausbruch	250.800
	Risstyp	A	A	A	B	A	A	A	A			
QE1/6	Bruchfläche [%]	50	65	0	30	95	95	100	100	Rechts	Abscheren	266.400
	Risstyp	A	A	--	A	A	A	B <sup>f)</sup>	B <sup>f)</sup>			
QE1/5	Bruchfläche [%]	95	95	35	20	95	40	30	20	Links	Betonausbruch	616.100
	Risstyp	A	A	A	A	A	B	A	A			
QE1/7	Bruchfläche [%]	80	90	50	90	90	50	25	80	Links	Betonausbruch	1.267.000
	Risstyp	A/B <sup>d)</sup>	A	A	A	A	A	B	A			
QE1/10	Bruchfläche [%]	100	60	60	60	80	65	80	65	--	--	>7,2 Mill. <sup>a)</sup>
	Risstyp	A+B <sup>e)</sup>	B	B	B	A	A	A	B			
QE1/8	Bruchfläche [%]	20	95	95	95	95	85	95	95	Rechts	Abscheren	4.094.500
	Risstyp	A	A/B <sup>d)</sup>	A/B <sup>d)</sup>	A/B <sup>d)</sup>	B	A+B <sup>e)</sup>	A	A			
QE1/4	Bruchfläche [%]	95	50	25	30	95	95	90	90	Rechts	Betonausbruch	337.000
	Risstyp	A	A	A	A	A	A/B <sup>d)</sup>	A	A			
QE1/9 statischer Versuch												
QE2/1 statischer Versuch												
QE2/2	Bruchfläche [%]	0	0	0	0	90	100	50	95	Rechts	Betonausbruch	188.600
	Risstyp	--	--	--	--	A	A	A <sup>f)</sup>	A			
QE2/3	Bruchfläche [%]	0	0	0	0	100	100	100	90	Rechts	Betonausbruch	618.700
	Risstyp	--	--	--	--	A	A	A	A			
QE2/4	Bruchfläche [%]	0	0	0	0	100	100	75	85	Rechts	Betonausbruch	1.504.100
	Risstyp	--	--	--	--	A	A	A	A			
QE2/5	Bruchfläche [%]	0	0	0	0	100	100	100	90	Rechts	Betonausbruch	1.434.700
	Risstyp	--	--	--	--	A	A	A	A			
QE2/6	Bruchfläche [%]	0	5	0	0	0	0	0	0	--	--	>4,7 Mill. <sup>b)</sup>
	Risstyp	--	A	-- <sup>f)</sup>	-- <sup>f)</sup>	--	--	--	--			
QE2/7	Bruchfläche [%]	100	100	25	0	50	0	0	0	Links	Betonausbruch	3.322.700
	Risstyp	A	A	A	--	A	--	--	--			
QE3/8	Bruchfläche [%]	A/B <sup>d)</sup>	A	A	A	A/B	B	A	A	Rechts	Abscheren	870.700
	Risstyp	75	85	95	100	100	60	100	90			

Hinweise:

- a) Der Versuch wurde bei 7,2 Millionen Lastspielen abgebrochen.
- b) Der Körper QE2/6 ist bei 4,7 Millionen Lastspielen versehentlich zu Bruch gefahren worden.
- c) Der Körper QE1/3 ist bei der Überprüfung der statischen Resttragfähigkeit auf der rechten Seite abgeschert.
- d) Die Bezeichnung A/B kennzeichnet eine Mischform: Es trat ein Anriss im Schweißwulst und ein Riss im Bolzen auf: Die beiden Risse vereinigten sich nach einer gewissen Strecke.
- e) Die Bezeichnung A+B steht für zwei getrennte Risse vom Typ A und B in zwei Ebenen.
- f) Der Kopfbolzen zeigt einen nicht vollständigen Schweißwulst.

An den Bruchflächen der Bolzen der Versuchsreihe QE2 ist ausschließlich der Risstyp A aufgetreten. Während bei der Reihe QE1 und dem Körper QE3/8 der Rissfortschritt auf beiden Seiten ähnlich ausgeprägt war, fällt bei der Reihe QE2 auf, dass jeweils einseitig ein sehr großer Rissfortschritt zu erkennen war und auf der anderen Seite noch nicht einmal ein Anriss aufgetreten war.

Bei den Körpern QE1/6, QE2/2 und QE2/6 wiesen ein bzw. zwei Bolzen einen nicht vollständigen Schweißwulst auf. Dies hat sich im Vergleich zu identisch geplanten Versuchen nicht nachteilig auf die Bruchspielzahl ausgewirkt. Generell müssen Fehlstellen dieser Art an wenigen Bolzen an einem Gesamtsystem mit vielen Bolzen nicht von signifikantem Nachteil sein. Durch solche Fehlstellen reduziert sich die Steifigkeit am Bolzenfuß und die benachbarten, fehlerfrei ausgeführten Kopfbolzen erhalten größere Beanspruchung. Die Lebensdauer der fehlerbehafteten Bolzen kann sich durch die geringere Beanspruchung erhöhen.

## 4.5.5 Wegmessungen

### 4.5.5.1 Allgemeines

Im Folgenden werden die Messungen und Ergebnisse an ausgewählten Körpern erläutert.

### 4.5.5.2 Schlupf

Die Schlupfentwicklung kann beispielhaft an Körper QE2/3 in Bild 4.23 aufgezeigt werden.

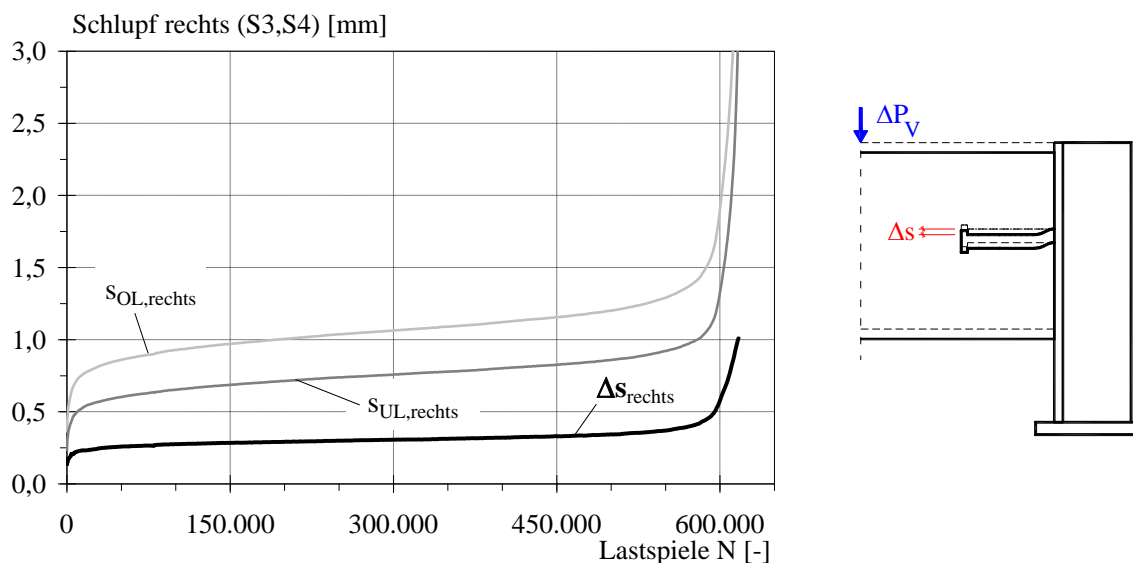


Bild 4.23: Verlauf des Schlupfes  $s$  des Körpers QE2/3 auf der rechten Seite (Versagensort)

Zu erkennen ist in diesem Schaubild das schnellere Wachstum des maximalen Schlupfes  $s_{OL}$  gegenüber der Schlupfdifferenz  $\Delta s$  zwischen Ober- und Unterlast. Gegenüber der Anfangs- und Schlussphase zeigt sich über einen großen Bereich ein nahezu lineares Schlupfwachstum.

Die folgenden Bilder Bild 4.25 bis Bild 4.30 zeigen die Schlupfentwicklung aller rein zyklisch beanspruchter Versuchskörper. Dabei wird zwischen den Versuchsreihen unterschieden. Der Körper QE3/8 wird wegen dem nahezu identischen Randabstand  $a_r'$  mit der Reihe QE1 aufgeführt. Die Auswertung gilt jeweils für die Seite des Versagens oder bei Körpern, die kein Ermüdungsversagen gezeigt haben, für die Seite mit den größeren Verformungen.



Die Kurven unterscheiden sich hauptsächlich durch die Bruchlastspielzahl und zeigen einen ähnlichen Verlauf. Dies ist in Bild 4.27 und Bild 4.30 zu erkennen. In diesen Bildern ist der Schlupf bei der Oberlast  $s_{OL}$  über der Schädigung, die als Verhältnis zwischen Lastspielzahl  $N$  und Bruchlastspielzahl  $N_{Bruch}$  definiert ist, aufgetragen. Dabei lässt sich die Schlupfentwicklung in drei Phasen unterteilen. In Phase 1 bis zu einer Schädigung von etwa 5% steigt die Schlupfzunahme zuerst stark an und wird mit steigender Lastspielzahl immer geringer. Daran anschließend folgt in Phase 2 ein nahezu lineares Schlupfwachstum. Diese Phase nimmt den größten Teil der Lebensdauer ein. Ab ungefähr 80 % der Lebensdauer kommt es in Phase 3 zu einem stetig steigenden Schlupfwachstum. Dieses Verhalten wurde ebenfalls für den Fall von randnahen Kopfbolzen unter Längsschub beobachtet, vgl. Kuhlmann und Kürschner<sup>181</sup> und ist auch für randferne Kopfbolzen typisch.

Für die Körper mit größerem Randabstand – Reihe QE1 und Körper QE3/8 – tritt während den Versuchen ein im Mittel größerer Schlupf als bei den Körpern der Reihe QE2 mit geringerem Randabstand auf, siehe Bild 4.24. Dies ist auch auf die höheren Oberlasten zurückzuführen.

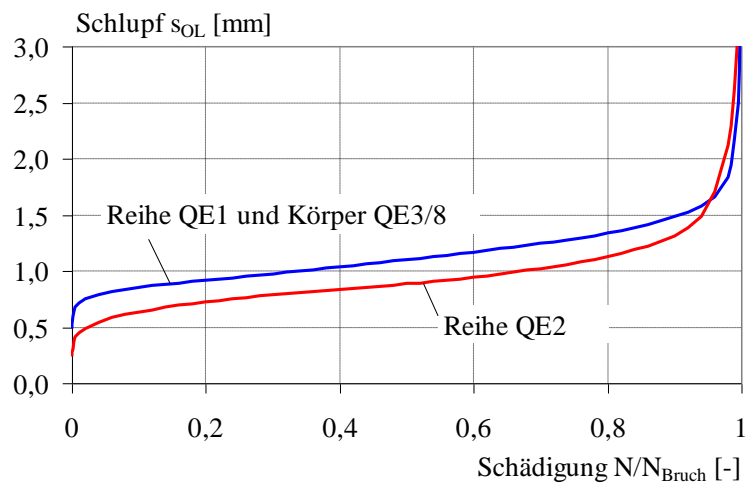


Bild 4.24: Mittlere Schlupfentwicklung bei der Oberlast  $s_{OL}$  in Abhängigkeit des Randabstands

Bei der Versuchsdurchführung hat sich gezeigt, dass erst ab einer bestimmten Schlupfdifferenz  $\Delta s_{krit}$  bzw. ab einem bestimmten Schlupf bei der Oberlast  $s_{OL,krit}$  mit einem zeitnahen Versagen zu rechnen ist. Für die Reihe QE1 war ab einer Schlupfdifferenz von 0,4 bis 0,6 mm und einem maximalen Schlupf von 1,2 bis 1,5 mm mit einem kurzfristigen Versagen zu rechnen. Die Werte sind in den folgenden Bildern markiert. Für die Reihe QE2 gelten etwas geringere Werte.

<sup>181</sup> Vgl. Kuhlmann, U. & Kürschner, K. (2002c), Abschnitt 4.4.3

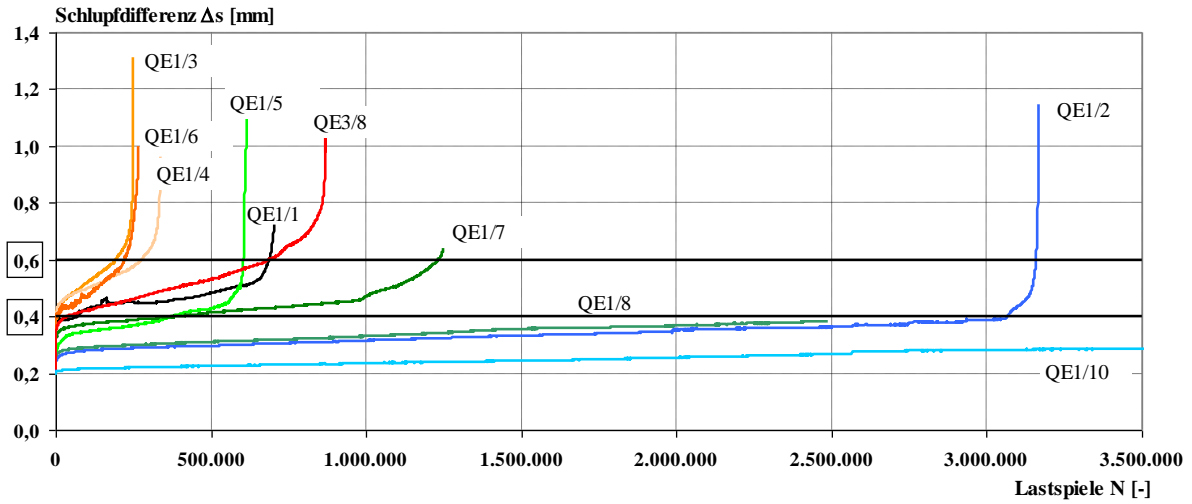


Bild 4.25: Schlupfdifferenz  $\Delta s$  in Abhängigkeit von der Lastspielzahl  $N$  bei der Reihe QE1 und dem Körper QE3/8

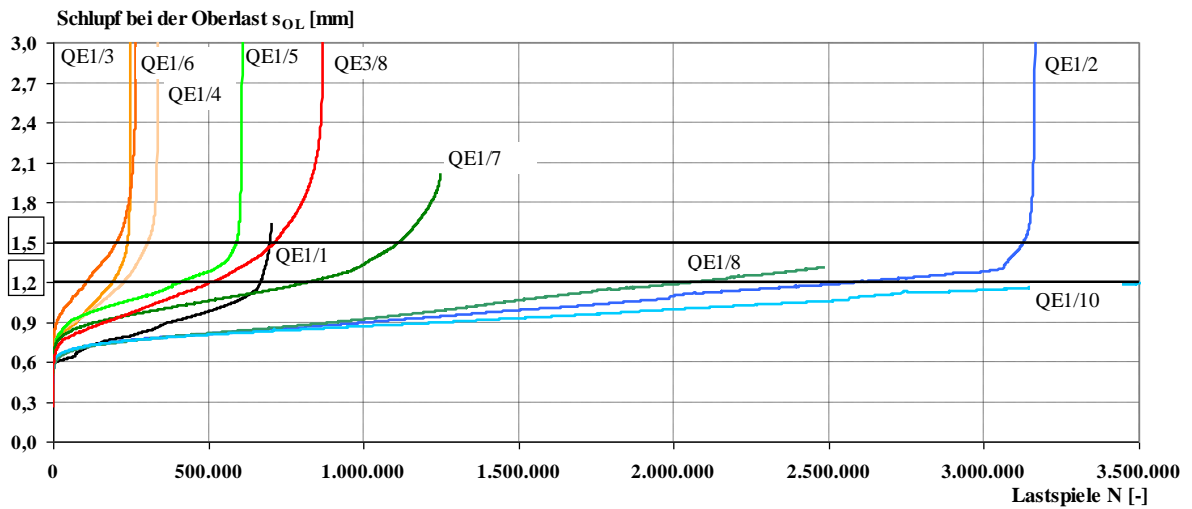


Bild 4.26: Maximaler Schlupf bei Oberlast in Abhängigkeit der Lastspielzahl bei der Reihe QE1 und dem Körper QE3/8

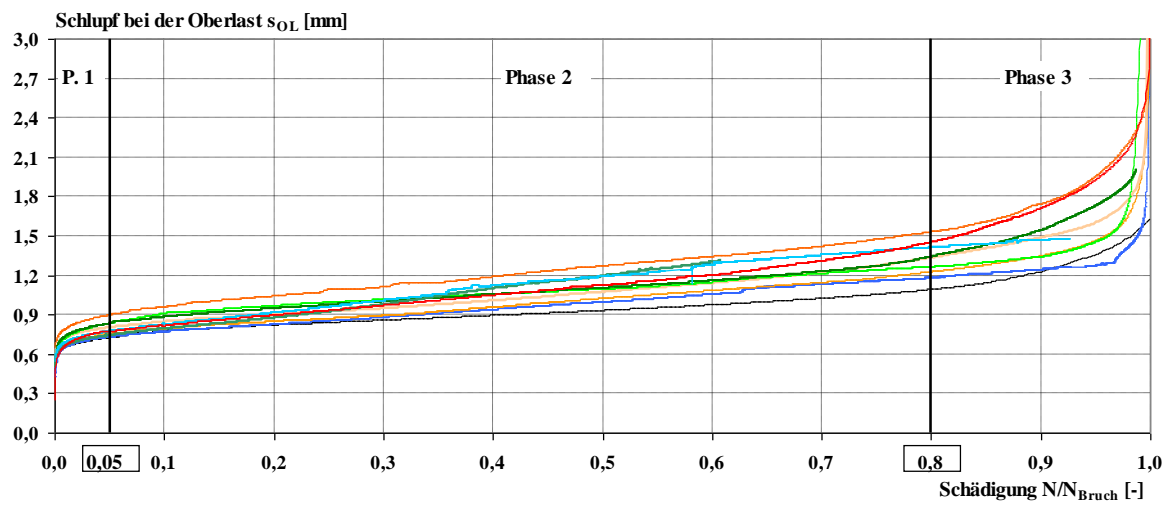


Bild 4.27: Maximaler Schlupf in Abhängigkeit der Schädigung bei der Reihe QE1 und dem Körper QE3/8

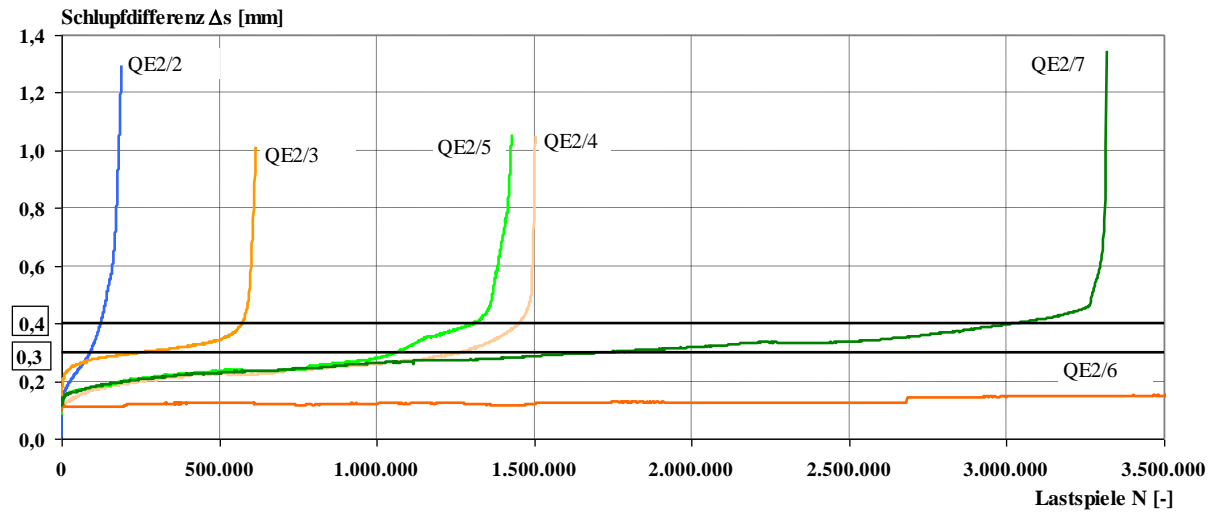


Bild 4.28: Maximaler Schlupf bei Oberlast in Abhängigkeit der Lastspielzahl bei der Reihe QE2

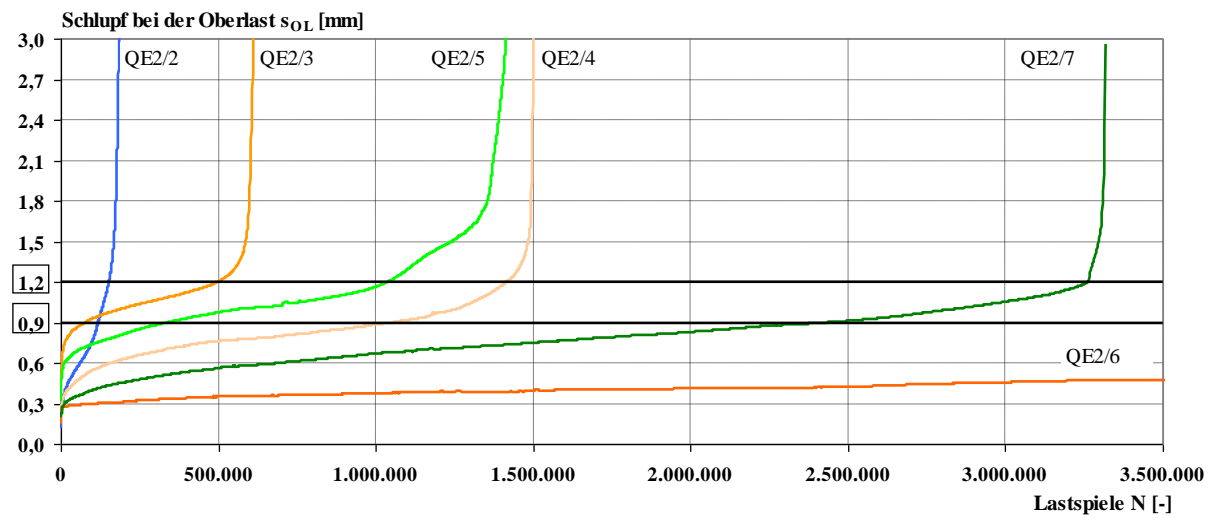


Bild 4.29: Maximaler Schlupf bei Oberlast in Abhängigkeit der Lastspielzahl bei der Reihe QE2

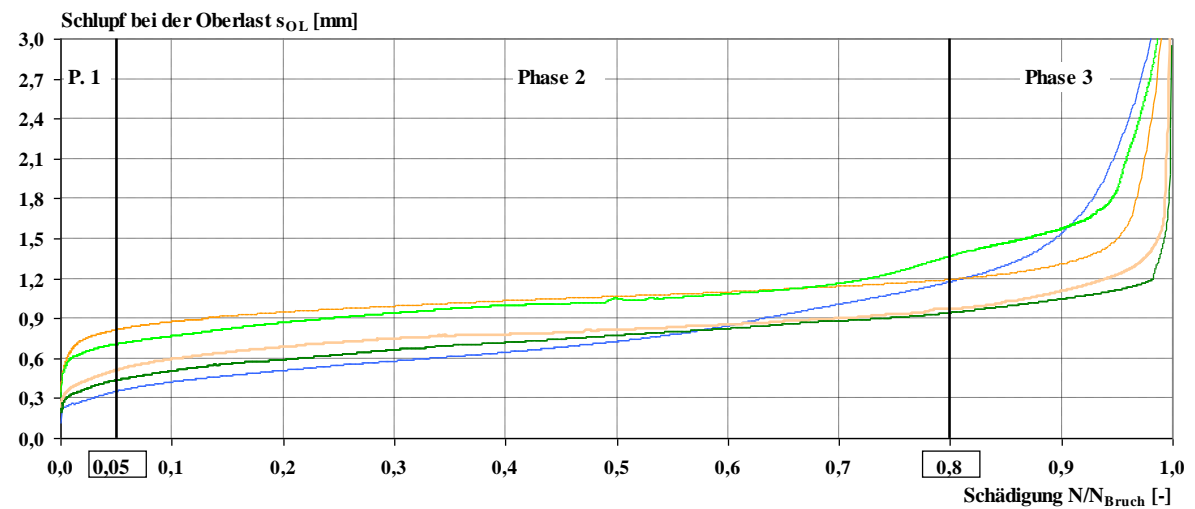


Bild 4.30: Maximaler Schlupf in Abhängigkeit der Schädigung bei der Reihe QE2

### 4.5.5.3 Sonderfälle

Der Versuchskörper QE1/10 wurde bei 7,2 Millionen Lastspielen angehalten, da seit langem keine Veränderung festgestellt wurde und die Schlupfzunahme noch immer sehr langsam und linear erfolgte, siehe Bild 4.25 bis Bild 4.27. Beim Zerlegen des Körpers zeigte sich jedoch, dass bereits ein großer Rissfortschritt an den Bolzen zu erkennen war, siehe Tabelle 4.9. Die Schlupfdifferenz  $\Delta s$  betrug beim Abbruch 0,3 mm und der maximale Schlupf  $s_{OL}$  wies einen Wert von 1,48 mm auf. Im Nachhinein kann aus diesen Werten geschlossen werden, dass in absehbarer Zeit mit einem Versagen zu rechnen gewesen wäre.

Beim Körper QE2/6, der versehentlich bei 4,7 Millionen Lastspielen statisch zu Bruch gefahren wurde, betrug die maximale Schlupfdifferenz  $\Delta s$  0,15 mm und der maximale Schlupf  $s_{OL}$  0,50 mm. Daraus lässt sich ableiten, dass mit einem Versagen noch lange nicht gerechnet werden konnte. Eine Prognose über eine lineare Zunahme der Schlupfvergrößerung in Phase 2, einer kritischen Schlupfdifferenzen  $\Delta s_{krit}$  von ca. 0,3-0,4 mm sowie einem kritischen maximalen Schlupf bei der Oberlast  $s_{OL,krit}$  von 0,9-1,2 mm, siehe Bild 4.28 und Bild 4.29, führt für diesen Versuch zu einer erwarteten Bruchlastspielzahl von 15-45 Millionen.

Die Verformungen beim statischen Versagen und Ermüdungsversagen lassen sich in einen Zusammenhang bringen. Die Traglast beim statisch durchgeführten Versuch QE1/9 wurde bei einem Schlupf von 1,95 mm in der Verbundfuge erreicht. Das Versagen der Versuchskörper QE1/2 bis QE1/6 und des Körpers QE3/8 bei der zyklischen Beanspruchung lag im Mittel bei 4,6 mm. Die anderen Versuchskörper konnten in den Mittelwert nicht aufgenommen werden, da die Messung nicht bis zum Ende durchgeführt worden ist. Die Verformung beim Ermüdungsversagen lag also etwa um den Faktor zwei höher als bei dem statischen Versuch. Diese Aussage gilt auch für die Reihe QE2. Bei den Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten unter Längsschub konnte ein ähnliches Verhalten festgestellt werden<sup>182</sup>. Bei einer Längsschubbeanspruchung betrug die Verformung bei der statischen Tragfähigkeit im Mittel 5,4 mm. Beim Versagen der zyklisch durchgeführten Versuche konnte dort ein Mittelwert von 11,3 mm festgestellt werden. Auch hier tritt wieder etwa der Faktor zwei zwischen zyklischem und statischem Versagen auf. Die absoluten Werte zwischen den Beanspruchungsrichtungen Längsschub und Querschub unterscheiden sich jedoch ungefähr um den Wert 2,5.

Die Abhängigkeit zwischen Schädigung und Schlupf ist auch in Bild 4.31 zu erkennen. In diesem Bild ist der Verlauf des Schlupfs bei der Oberlast getrennt für die linke und für die rechte Seite dargestellt. Während auf der linken Seite nur ein geringer maximaler Schlupf zu verzeichnen war, fand auf der rechten Seite ein stetiges Risswachstum statt.

Dies spiegelt sich in der Schädigung der Bolzen wider, siehe Tabelle 4.9. Auf der linken Seite war an den Bolzen kein Anriss vorhanden. Auf der rechten Seite zeigten sich dagegen nahezu vollständige Ermüdungsbruchflächen.

---

<sup>182</sup> Vgl. Kuhlmann, U. & Kürschner, K. (2002c), Abschnitt 4.4.3

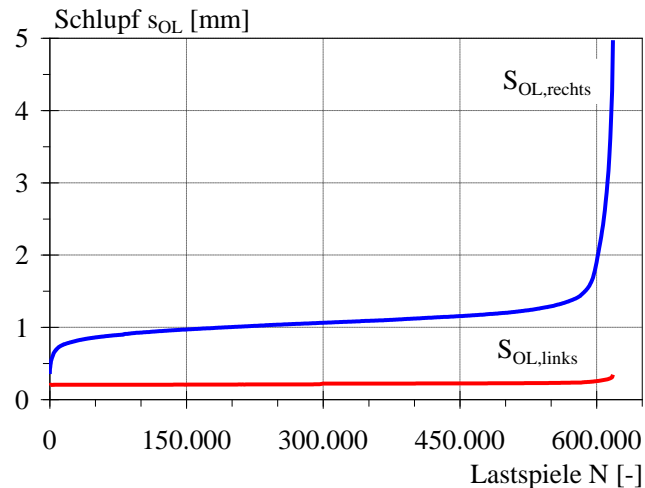


Bild 4.31: Verlauf des maximalen Schlupfes  $s_{OL}$  von Körper QE2/3

In Bild 4.32 ist die Sekantensteifigkeit  $K$ , die durch die Kraftdoppelamplitude  $\Delta P$  zwischen Ober- und Unterlast und der resultierenden Schlupfdifferenz  $\Delta s$  berechnet wurde, über der Schädigung in Abhängigkeit des Randabstands dargestellt. Beispielhaft wurde der Körper QE1/5 für einen großen Randabstand und der Körper QE2/3 für einen kleinen Randabstand ausgewählt. Zu Beginn und zum Ende der periodischen Beanspruchung nimmt die Steifigkeit deutlich ab. Während des größten Teils der Versuchsdauer ist eine geringe, lineare Abnahme zu erkennen. Der Verlauf ist affin zur Verlauf des Sekantenmoduls unter einer zyklischen Beanspruchung, siehe Bild 3.5.

Die Steifigkeit eines Körpers mit geringerem Randabstand ist kleiner als die eines Körpers mit einem größeren Randabstand<sup>183</sup>. Die Beanspruchungsrichtung hat ebenfalls einen Einfluss. Von Kuhlmann & Kürschner wird eine Steifigkeit von 200-300 kN/mm bei einem Versuch mit einem Randabstand  $a_r'$  von 100 mm unter Längsschub angegeben. Dies entspricht etwa dem 2,5-fachen Wert des hier abgebildeten Versuchskörpers QE1/5 unter Querschubbeanspruchung mit gleichem Randabstand  $a_r'$ .

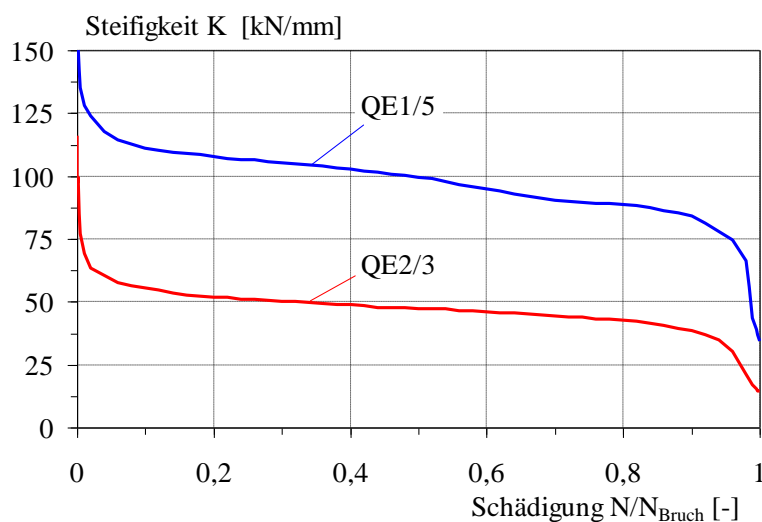


Bild 4.32: Entwicklung der Bolzensteifigkeit an zwei ausgewählten Versuchskörpern

<sup>183</sup> Vgl. Kuhlmann, U. & Kürschner, K. (2002b), Bild 4-19

#### 4.5.5.4 Ablösung

Die Ablösung des Stahlbetonkörpers vom Stahlteil wurde einseitig oben und unten gemessen, siehe Bild 4.6. Als Beispiel wird die Ablösung des Körpers QE2/3 im folgenden Bild 4.33 über der Schwingspielzahl gezeigt.

Es zeigte sich eine kontinuierliche Vergrößerung der Ablösung bei der Oberlast  $a_{OL}$  und der Unterlast  $a_{UL}$ . Die Differenz der beiden Werte veränderte sich jedoch über einen großen Teil der Versuchsdauer nur geringfügig. Die Ablösung auf der Unterseite entsprach bei einigen Körpern ungefähr der Ablösung auf der Oberseite. Bei einigen anderen Körpern war die Ablösung auf der Unterseite deutlich geringer als auf der Oberseite. Die Ablösungen waren jedoch immer positiv, das heißt, das Betonteil löste sich mit der Zeit zunehmend vom Stahlteil ab. Dies führte zu Zugkräften in den Bolzen.

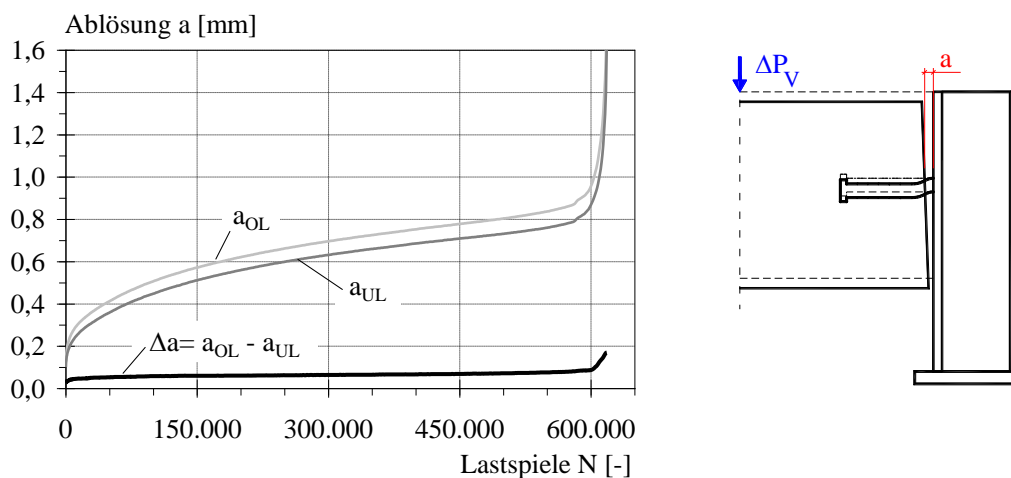


Bild 4.33: Ablösung in Abhängigkeit der Lastspielzahl beim Körper QE2/3

### 4.5.6 Dehnungsmessungen

#### 4.5.6.1 Allgemeines

Im Folgenden werden die Dehnungsmessungen und ihre Ergebnisse an ausgewählten und typischen Körpern erläutert.

#### 4.5.6.2 Kopfbolzen

Das Bild 4.34 zeigt den Dehnungsverlauf der Messungen an den Kopfbolzen nahe dem Bolzenkopf am Beispiel von Körper QE1/6 für die Oberlast  $\epsilon_{KBD,OL}$ , die Unterlast  $\epsilon_{KBD,UL}$  und für die Differenz zwischen Ober- und Unterlast  $\Delta\epsilon_{KBD}$ . Die Verläufe sind qualitativ affin zu den bereits ausführlich erläuterten Wegmessungen in Abschnitt 4.5.5.

An der Unterseite zeigen sich deutlich höhere Dehnungen. Die maximalen Dehnungen bei der Oberlast erreichen bis zu 50 % der Dehngrenze  $R_{p0,2}$ . Über einen großen Teil der Versuchsdauer sind diese Dehnungen geringer und liegen bei etwa 15-35 % der Fließdehnung.

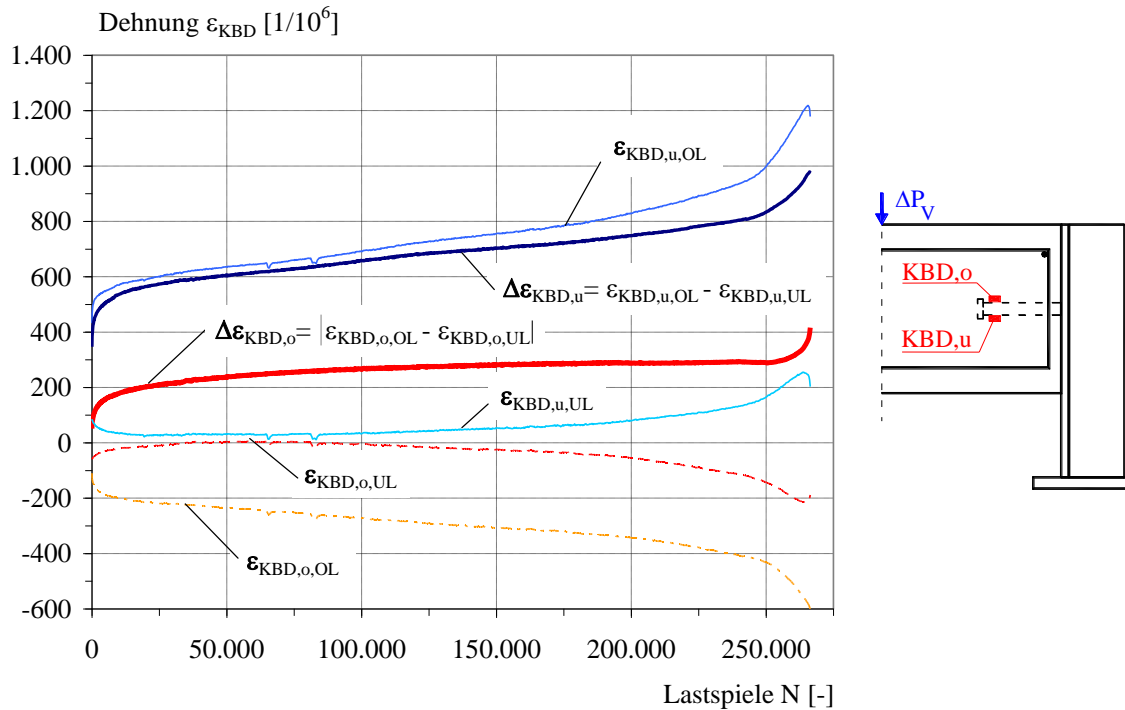


Bild 4.34: Entwicklung der Dehnung an der Oberseite und Unterseite des Bolzenschaftes nahe des Bolzenkopfs – Körper QE1/6

Aus den Dehnungen wurden die Normalkräfte  $N_{KBD}$  und Biegemomente  $M_{KBD}$  hergeleitet. Für denselben Körper sind die Schnittgrößen über der Schwingspielzahl in Bild 4.35 und Bild 4.36 aufgezeichnet.  $\Delta N_{KBD}$  ist dabei die Normalkraftdifferenz zwischen Ober- und Unterlast und  $\Delta M_{KBD}$  die Differenz des Biegemomentes an der gemessenen Stelle.

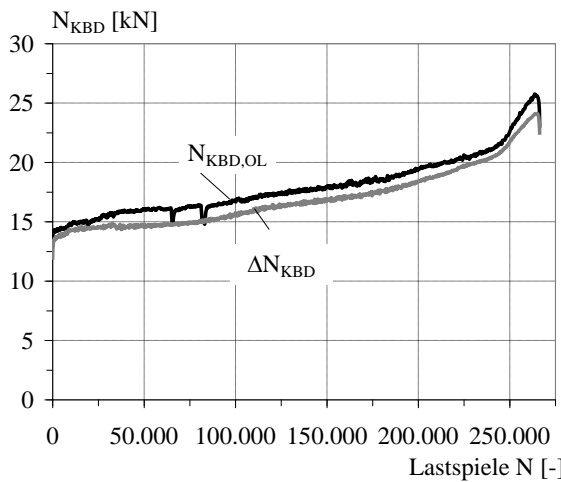


Bild 4.35: Entwicklung der Normalkraft im Kopfbolzen nahe am Bolzenkopf – Körper QE1/6

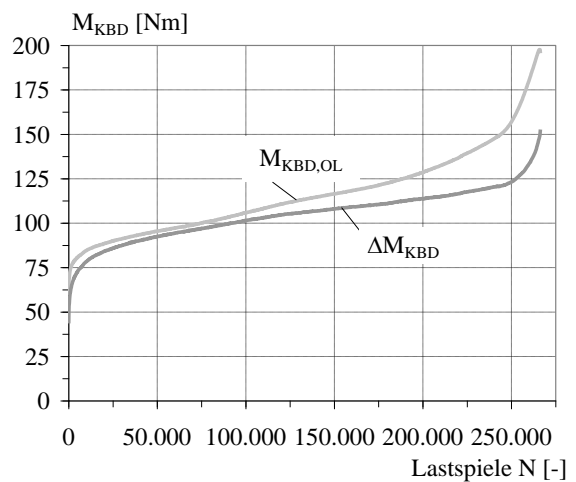


Bild 4.36: Entwicklung des Biegemoments im Kopfbolzen nahe am Bolzenkopf – Körper QE1/6

Die Normalkräfte entstehen durch die Behinderung der Verschiebung am Bolzenkopf, siehe Abschnitt 2.2.1. Die Normalkraft wuchs gegen Ende der Versuche an. Für alle Versuche war bis kurz vor Versuchsende eine maximale Normalkraft von 10-20 kN typisch. Am Ende der Versuche konnte die Normalkraft auch höher sein. Die Normalkraft, bei der die elastische Dehngrenze

$R_{p0,2}$  erreicht wurde, ist 193 kN. Die Normkraftausnutzung betrug somit etwa 5-10 %. Das Biegemoment, bei dem die elastische Dehngrenze erreicht wurde, betrug unter Vernachlässigung der Normkraft 530 Nm. Die Bereiche unterhalb des Bolzenkopfes hatten gegen Ende des Versuchs mit Werten um 100 Nm damit eine Ausnutzung von etwa 20 %.

Die Messungen wurden am dritten Bolzen auf der rechten Seite – K3r – durchgeführt. An den Körpern QE1/4 und QE2/7 wurden die Dehnungen an allen vier Bolzen auf der rechten Seite aufgezeichnet. Diese Messungen zeigten einen qualitativen und quantitativen ähnlichen Verlauf und liesen daher auf eine gleichmäßige Beanspruchung aller Bolzen schließen.

#### 4.5.6.3 Stahlsteg nahe Bolzenfuß

Die Dehnungsmessungen am Stahlsteg dienten zur Rissindikation der Bolzen, vgl. Abschnitt 4.3.4.3. Durch den Anriss ändert sich die Beanspruchung im Stahlsteg, da sich mit Auftreten eines Risses die Einspannung in den Steg reduziert. Die gemessenen Dehnungen waren deutlich geringer als die von Kuhlmann und Kürschner<sup>184</sup> gemessener Dehnungen für den Fall von Längsschub. Dies war teilweise auf die geringeren Beanspruchungen zurückzuführen. Die Verläufe der Reihe QE1 und QE3 ähneln jedoch qualitativ den Messungen zur Untersuchung des Längsschubs. Die Verläufe deuteten auf einen relativ frühen Anriss hin, siehe Bild 4.37.

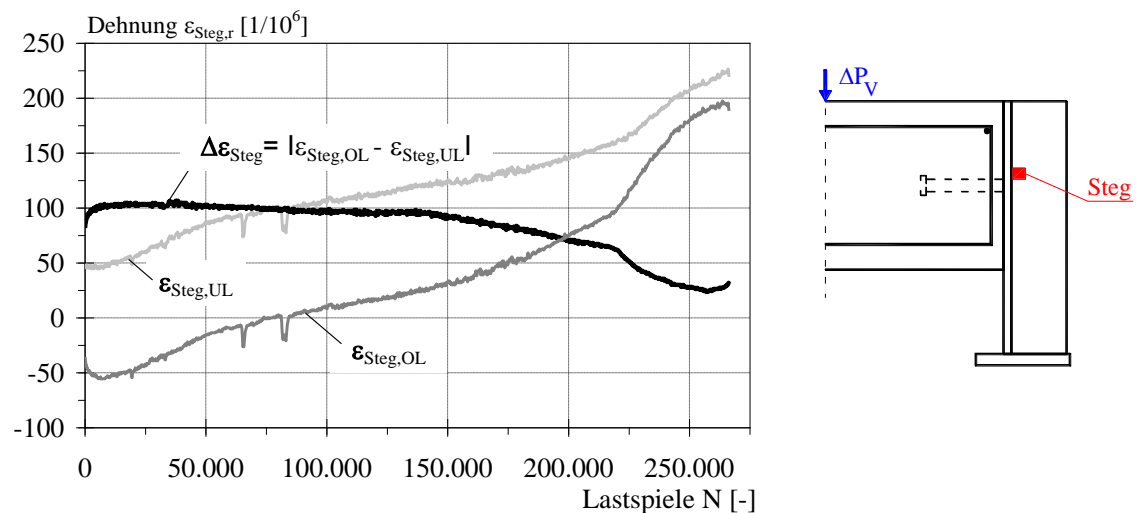


Bild 4.37: Entwicklung der Dehnung auf der Außenseite des rechten Stahlstegs von Körper QE1/6

#### 4.5.6.4 Bügelbewehrung

Die Dehnungsmessungen an den Bügeln zeigten einen deutlichen Unterschied zwischen den Körpern der Reihen QE1 und QE3 mit größerem effektiven Randabstand  $a_r'$  und der Reihe QE2 mit einem sehr kleinen Abstand. Die Dehnungsschwingbreiten bei den Körpern mit größerem Randabstand waren mit Werten zwischen 700-1000  $\mu\text{m}/\text{m}$  (0,7-1,0 %) sehr groß, siehe Bild 4.38. Diese Dehnungsunterschiede entsprechen einer Spannungsschwingbreite von 140-200  $\text{N}/\text{mm}^2$ .

Die gemessenen Bügeldehnungen an den Körpern der Reihe QE2 waren deutlich geringer, siehe Bild 4.39.

<sup>184</sup> Vgl. Kuhlmann, U. & Kürschner, K. (2002c), Abschnitt 4.4.4(b)



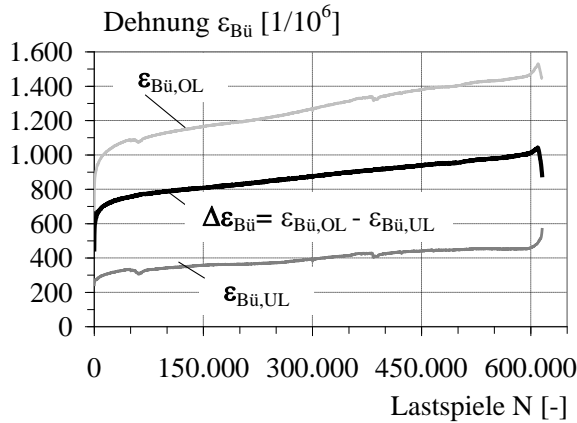


Bild 4.38: Entwicklung der Dehnung am Bügel von Körper QE1/5

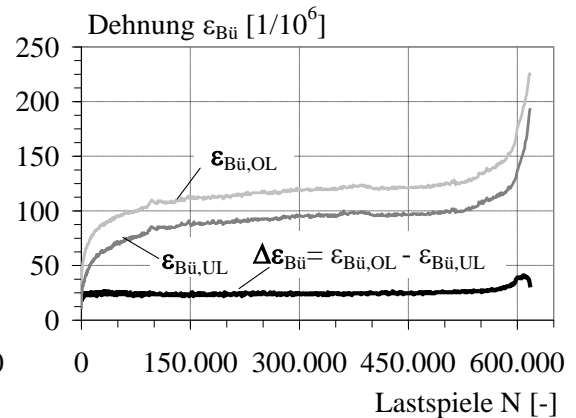


Bild 4.39: Entwicklung der Dehnung am Bügel von Körper QE2/3

Dies ist unter anderem auf die geringeren Oberlasten und Schwingbreiten bei dieser Reihe zurückzuführen. Der Körper QE1/5 wies gegenüber dem Körper QE2/3 eine 2,6-fach höhere Bolzenkraftdifferenz  $\Delta P$  auf. In Bild 4.40 sind die Dehnungsschwingbreiten  $\Delta \epsilon_{Bü}$  der beiden Körper noch einmal mit zwei um den Faktor 2,6 unterschiedlich skalierten Ordinaten dargestellt. Die Dehnungen waren unter der Berücksichtigung der unterschiedlichen Beanspruchungen bei den Körpern mit dem größeren Randabstand noch immer um einen Faktor von 10-15 größer. Da es bei einem Bügel der Reihe QE2 zu einem Ermüdungsbruch am Biegeradius gekommen ist, sind die Beanspruchungen in diesem Bereich dennoch nicht zu unterschätzen.

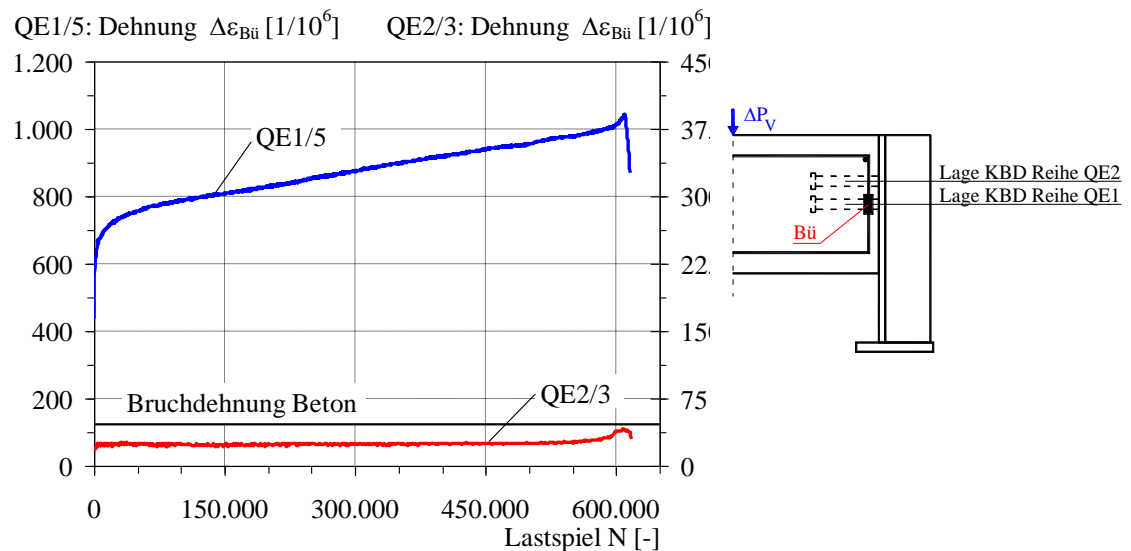


Bild 4.40: Entwicklung der Dehnungsdifferenz  $\Delta \epsilon_{Bü}$  der Körper QE1/5 und QE2/3

Die Dehnmessstreifen an der Bügelbewehrung sind auf der halben Höhe der Bügel angebracht worden. Damit lagen sie in dem Bereich, in dem Risse erwartet wurden. Für die Reihen QE1 und QE3 lagen sie genau auf der Höhe der Bolzen und für die Reihe QE2 fünf Zentimeter tiefer als die Bolzenachse. Die geringen gemessenen Dehnungen bei Reihe QE2 lassen sich somit dadurch erklären, dass die Messung nicht im Bereich der erwarteten Risse liegt. Nach Reinhardt

& Hilsdorf<sup>185</sup> beträgt die Bruchdehnung bei zentrischen Zugversuchen 0,10 bis 0,15 ‰. Schon bei der ersten Oberlast wurden diese Werte für die Reihen QE1 und QE3 überschritten. Damit ist bereits von Beginn an mit Rissen zwischen den Bolzen zu rechnen.

Die großen Dehnungen sowie die Ermüdungsbrüche der Bügel an zwei Körpern zeigten die große Bedeutung der Bügel für diese Beanspruchungsrichtung.

#### 4.5.6.5 Längsbewehrung

Die Dehnmessstreifen wurden direkt über den Kopfbolzen angeordnet, siehe Bild 4.7.

Bei der Längsbewehrung waren die Dehnungen in Abhängigkeit des effektiven Randabstands  $a_r'$  gegenläufig zu den Dehnungen der Bügelbewehrung. Ein geringerer Randabstand führte für die Längsbewehrung zu größeren Dehnungen. In Bild 4.41 sind die Dehnungen der Längsbewehrung der Körper QE1/5 und QE2/3 dargestellt. Die um den Faktor 2,4 höhere Oberlast bei Körper QE1/5 gegenüber dem Körper QE2/3 wurde in dieser Darstellung durch unterschiedliche Maßstäbe der Ordinaten berücksichtigt.

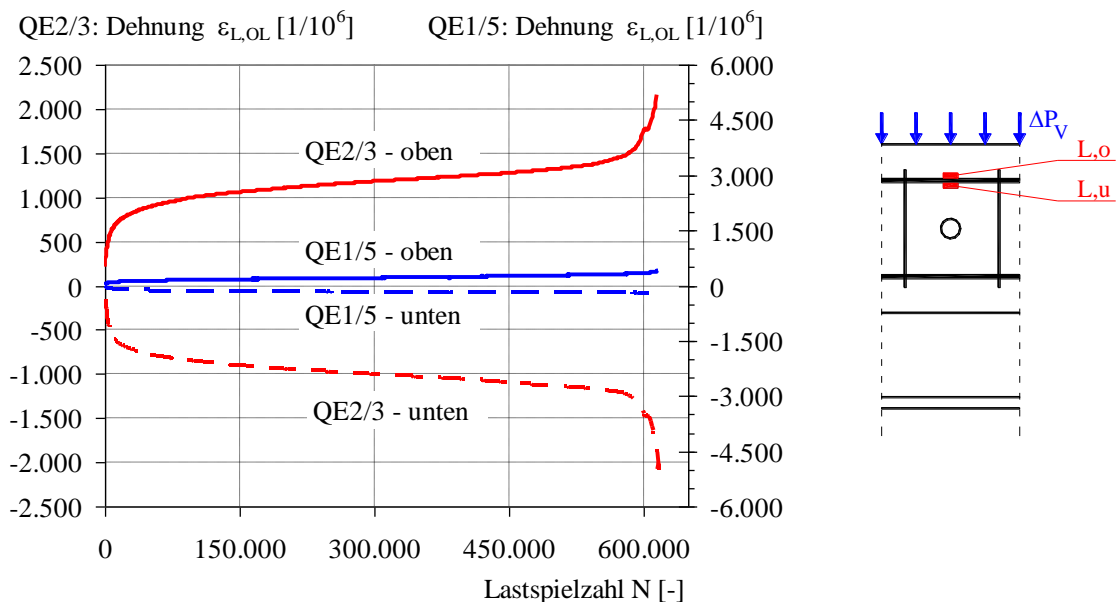


Bild 4.41: Entwicklung der Dehnung bei der Oberlast  $\varepsilon_{L,OL}$  an den Dehnmessstreifen der Längsbewehrung von Körper QE1/5 und QE2/3

Der Betrag der Dehnungen auf der Ober- und Unterseite war nahezu gleich. Die Vorzeichen unterschieden sich jedoch. Die Längsbewehrung wurde daher hauptsächlich gebogen und die Normalkraft war gering.

Bild 4.42 zeigt beispielhaft an Körper QE2/3 die Verläufe der Dehnungen an der Oberseite der Bewehrung. Selbst bei einer geringen Unterlast, in diesem Fall 4,4 kN, traten große Dehnungen und auch Dehnungszunahmen auf. Die Fließdehnung betrug bei der Bewehrung  $3000 \mu\text{m/m}$ . Über einen großen Bereich der Versuche lagen die Spannungen bei der Oberlast damit bei ca. 200 bis 300 MPa und die Spannungsschwingbreite bei ca. 80 MPa.

<sup>185</sup> Vgl. Reinhardt, H.-W. & Hilsdorf, H. K. (2001); Abschnitt 5.5.3

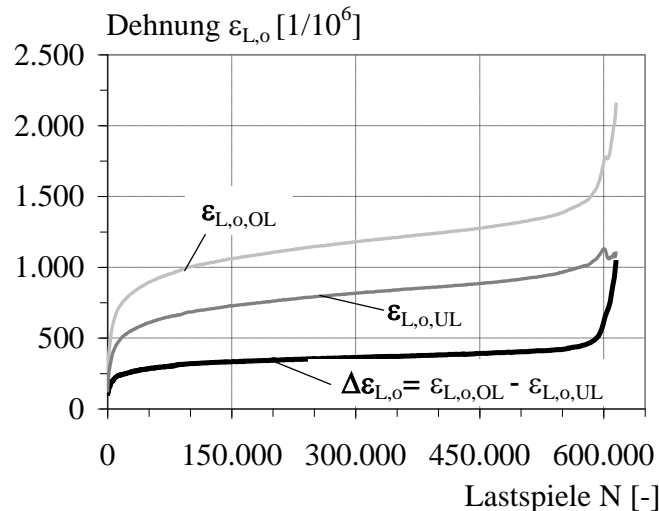


Bild 4.42: Entwicklung der Dehnung bei der Oberlast, Unterlast und Dehnungsdifferenz der Längsbewehrung von Körper QE2/3

#### 4.5.7 Schlussfolgerungen aus den Messungen

Die Messungen zeigten einen affinen Verlauf zu den Messungen unter einer zyklischen Beanspruchung bei randnahen Kopfbolzen unter Längsschub, bei randfernen Kopfbolzen, bei Beton aber auch zum Kriechverhalten von Beton. Es ist daher möglich Rückschlüsse aus einem Kriechverhalten auf das Ermüdungsverhalten zu schließen. Außerdem sind qualitative Rückschlüsse aus dem Ermüdungsverhalten der genannten Anwendungen auf randnahe Kopfbolzen unter Querschub durchführbar.

Die Schlupfmessungen haben gezeigt, bei welchen Schlupfdifferenzen ein baldiges Versagen wahrscheinlich ist. Damit kann bei tatsächlichen Bauwerken zerstörungsfrei geprüft werden, ob ein Ermüdungsversagen bevor steht.

Insbesondere die Bügel der Reihe QE1 mit großem Randabstand haben erhebliche Schwingbreiten gezeigt. Die zusätzlich aufgetretenen Ermüdungsbrüche an der Bügelbewehrung machen es notwendig neben Regelungen zur Ermüdungsfestigkeit der Kopfbolzen auch solche zur Ermüdungsfestigkeit der Bewehrung festzulegen.

Die Messungen auf der Stegaußenseite deuten darauf hin, dass der Anriss bereits bei einer geringen Lastspielzahl stattfindet. Die bisher übliche Vorgehensweise, Bruchwöhlerlinien für die Bemessung zu verwenden ist daher kritisch zu hinterfragen. Die Resttragfähigkeit wird damit bedeutend.

### 4.6 Versuchsauswertung für reine Ermüdungsbeanspruchung

#### 4.6.1 Allgemeines

Im Folgenden werden für die durchgeführten Versuche Bruchwöhlerlinien hergeleitet. Zur Auswertung stehen zwei sehr ähnliche Verfahren nach dem Hintergrundbericht zu Eurocode 3<sup>186</sup> und nach der IIW-Richtlinie<sup>187</sup> zur Verfügung.

<sup>186</sup> Vgl. Brozetti, J.; Hirt, M. A.; Ryan, I.; Sedlacek, G.; Smith, I. F. C. (1989)

<sup>187</sup> Vgl. Hobbacher, A. (1997)

## 4.6.2 Statistisches Auswertungsverfahren

Die Mittelwertkurve aus  $n$  Versuchen wird mittels einer linearen Regression auf Basis der logarithmischen Datenpaare  $\log \Delta\tau_i$  und  $\log N_i$  ermittelt. Die Lastspielzahl wird als abhängige und die Schwingbreite als unabhängige Variable betrachtet.

Für die Mittelwertkurve wird folgende Geradengleichung angenommen:

$$y_{c,50\%} = \alpha + \beta \cdot x \quad (4-5)$$

mit:

$$y_{c,50\%} = \log N_{c,50\%}$$

$$x = \log \Delta\tau$$

$$\alpha = \log a$$

$$\beta = -m$$

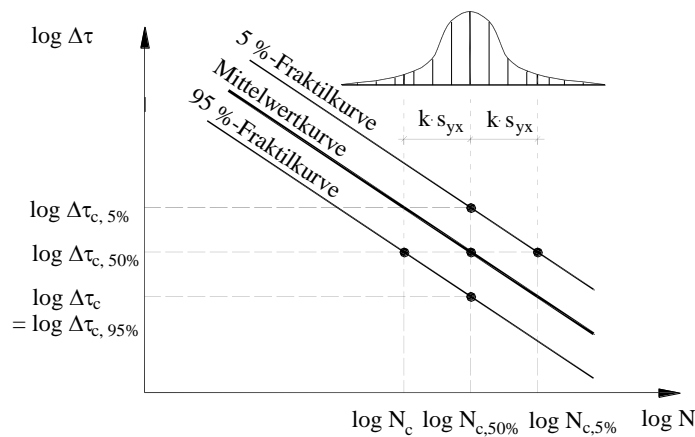


Bild 4.43: Wöhlerlinie und Überlebenswahrscheinlichkeiten von 95 und 5%

Die Berechnung der Koeffizienten erfolgt nach dem Prinzip der Minimierung der vertikalen Abweichungsquadrate unter Berücksichtigung folgender Hilfsgrößen:

$$S_{xx} = \sum_{i=1}^n x_i^2 - \frac{1}{n} \cdot \left( \sum_{i=1}^n x_i \right)^2 \quad (4-6)$$

$$S_{yy} = \sum_{i=1}^n y_i^2 - \frac{1}{n} \cdot \left( \sum_{i=1}^n y_i \right)^2 \quad (4-7)$$

$$S_{xy} = \sum_{i=1}^n x_i \cdot y_i - \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n x_i \cdot \sum_{i=1}^n y_i \quad (4-8)$$

Die Steigung  $\beta$  und der y-Achsenabschnitt  $\alpha$  ergeben sich wie folgt:

$$\beta = S_{xy} / S_{xx} \quad (4-9)$$

$$\alpha = \frac{1}{n} \cdot \left( \sum_{i=1}^n y_i - \beta \cdot \sum_{i=1}^n x_i \right) \quad (4-10)$$

Der Mittelwert für die Schwingbreite  $\Delta\tau_{c,50\%}$  bei der Lastspielzahl  $N_c$  von 2 Millionen ist wie folgt definiert:

$$\log \Delta\tau_{c,50\%} = (\log N_{c,50\%} - \alpha) / \beta \quad (4-11)$$

Für die Entwicklung eines Bemessungsvorschlags wird die Mittelwertkurve um das Maß des Produkts von Korrekturfaktor  $k$  und Standardschätzfehler  $s_{yx}$  in eine 95 %-Fraktilkurve entsprechend Bild 4.43 und Gleichung (4-14) parallel verschoben. Die Werte dieser charakteristischen Kurve weisen unter Annahme einer Gauß-Normalverteilung der Logarithmen von  $\Delta\tau$  und  $N$  eine Überlebenswahrscheinlichkeit von 95 % bei einem zweiseitigen Vertrauensbereich von 75 % auf.

Der Standardschätzfehler als Maß für die Abweichung berechnet sich zu:

$$s_{yx} = \sqrt{\frac{S_{yy} - \beta \cdot S_{xy}}{n - 2}} \quad (4-12)$$

Zur Ermittlung des Korrekturfaktors wird im Vergleich zum Hintergrundbericht zu Eurocode 4<sup>188</sup> und Background Documentation zu Eurocode 3<sup>189</sup> wegen des geringen Stichprobenumfangs ein geringfügig konservativerer Ansatz nach der IIW-Richtlinie<sup>190</sup> gewählt.

$$k = \frac{t_{(0,875; n-1)}}{\sqrt{n}} + \phi_{(0,95)}^{-1} \cdot \sqrt{\frac{n-1}{\chi_{(0,125; n-1)}^2}} \quad (4-13)$$

mit:

$t_{(0,875; n-1)}$  Wert der Student t-Verteilung für eine einseitige Wahrscheinlichkeit von 87,5 % oder zweiseitig 75 % bei  $n - 1$  Freiheitsgraden

$\phi_{(0,95)}^{-1}$  Verteilungsfunktion der Gauß-Normalverteilung für eine Überlebenswahrscheinlichkeit von 95 %, entspricht einem Wert von 1,645

$\chi_{(0,125; n-1)}^2$  Chi-Quadrat für eine Wahrscheinlichkeit von 12,5 % bei  $n - 1$  Freiheitsgraden

Die gegenüber anderen Ansätzen zusätzliche Chi-Quadrat-Korrektur deckt eine mögliche Abweichung der Versuchsdaten von der angenommenen Gauß-Normalverteilung ab.

Unter Berücksichtigung des Streubands ergibt sich folgende 95 %-Fraktilkurve:

$$y_c = y_{c,50\%} - k \cdot s_{yx} \quad (4-14)$$

mit:

$$y_c = \log N_c$$

$$y_{c,50\%} \text{ nach Gl. (4-5)}$$

Der dazugehörige y-Achsenabschnitt bzw. die zugehörige Schwingbreite lassen sich wie folgt berechnen:

<sup>188</sup> Vgl. Roik, K.; Hanswille, G. (1990), Abschnitt 2

<sup>189</sup> Vgl. Brozzetti, J.; Hirt, M. A.; Ryan, I.; Sedlacek, G.; Smith, I. F. C. (1989), Abschnitt 5.2

<sup>190</sup> Vgl. Hobbacher, A. (1990), Abschnitt 6.4.1

$$\log a_c = y_c - \beta \cdot \log \Delta\tau_{c,50\%} \quad (4-15)$$

$$\log \Delta\tau_c = \log \Delta\tau_{c,95\%} = (\log N_{c,95\%} - \log a_c)/\beta \quad (4-16)$$

Analog dazu berechnet sich die 5 %-Fraktilkurve wie folgt:

$$y_{c,5\%} = y_{c,50\%} + k \cdot s_{yx} \quad (4-17)$$

mit:

$$y_{c,5\%} = \log N_{c,5\%}$$

$y_{c,50\%}$  nach Gl. (4-5)

$$\log a_{c,5\%} = y_{c,5\%} - \beta \cdot \log \Delta\tau_{c,50\%} \quad (4-18)$$

$$\log \Delta\tau_{c,5\%} = (\log N_{c,95\%} - \log a_{c,5\%})/\beta \quad (4-19)$$

Das bisher gezeigte Verfahren führt auf Basis der vorhandenen Datenpaare zu einer optimierten Regressionsgeraden, die ein Minimum für den Standardschätzfehler aufweist. Ist die Datenbasis jedoch relativ klein, die Verteilung der Daten relativ gering oder wird für die Steigung eine ganze Zahl angestrebt, so kann mit der Methode der vorgegebenen Steigung nach Hobbacher<sup>191</sup> für die Auswertung die Steigung  $\beta$  auch zu einem festen Wert aus vergleichbaren Untersuchungen vorgegeben werden. In diesem Fall entfällt die Beziehung nach Gleichung (4-9) und für den Standardschätzfehler ergibt sich folgende, gegenüber Gleichung (4-12) verallgemeinerte, Beziehung:

$$s_{yx} = \sqrt{\frac{1}{n-2} \cdot \sum_{i=1}^n (y_i - y_{m,i})^2} \quad (4-20)$$

### 4.6.3 Bestimmung der Ermüdungsfestigkeiten

#### 4.6.3.1 Allgemeines

In diesem Abschnitt erfolgt die statistische Auswertung der durchgeführten Versuche nach dem in Abschnitt 4.6.2 erläuterten Verfahren. Die Spannungsschwingbreite  $\Delta\tau$  sowie die erzielten Bruchspielzahlen  $N_{\text{Bruch}}$  der durchgeführten Versuche sind zur besseren Übersicht in Tabelle 4.10 noch einmal aufgeführt.

<sup>191</sup> Vgl. Hobbacher, A. (1990), Abschnitt 3.7

Tabelle 4.10: Spannungsschwingbreite und Bruchlastspielzahl der durchgeführten Versuche

Versuch	Spannungsschwingbreite $\Delta\tau$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Bolzenkraftdifferenz $\Delta P_v$ [kN]	Bruchlastspielzahl $N_{\text{Bruch}}$ [-]
QE1/1	99,1	37,7	318.300
QE1/2	82,1	31,2	3.168.900
QE1/3	113,6	43,2	250.800
QE1/6	113,4	43,1	266.400
QE1/5	99,1	37,7	616.100
QE1/7	98,9	37,6	1.267.000
QE1/10	83,2	31,6	>7,2 Mill.
QE1/8	99,4	37,8	4.094.500
QE1/4	113,0	43,0	337.000
QE2/2	48,7	18,5	188.600
QE2/3	38,0	14,5	618.700
QE2/4	38,3	14,6	1.504.100
QE2/5	33,0	12,6	1.434.700
QE2/6	38,7	14,7	>>4,7 Mill.
QE2/7	44,9	17,1	3.322.700
QE3/8	112,4	42,7	870.700

#### 4.6.3.2 Standardfall

Die Körper der Reihe QE1 und der Körper QE3/8 wiesen mit einem wirksamen oberen Randabstand  $a_{r,o}$  von 95 bzw. 100 mm einen anzustrebenden Bereich auf, da bei diesem Randabstand die ertragbare statische Tragfähigkeit noch zu wirtschaftlichen Ergebnissen führt.

Der Versuchskörper QE1/1 zeigte gegenüber den Versuchen mit gleicher Schwingbreite ein sehr frühes Versagen. Bei diesem Körper wurde zwischen der Aufstandsfläche des Körpers und dem Untergrund noch keine Mörtelschicht angebracht. Die Bolzen wurden dadurch nicht gleichmäßig beansprucht. Daher wird er für die Auswertung nicht herangezogen.

Der Versuch QE1/10 wurde abgebrochen. Sowohl die Auswertung als auch die Rissfortschrittsflächen deuten auf ein baldiges Versagen hin. Daher wird dieser Körper – auf der sicheren Seite – mit der Lastspielzahl beim Abbruch für die statistische Auswertung herangezogen.

Der Körper QE3/8 unterschied sich von den Körpern der Reihe QE1 wegen einer längeren Lagerung und einer anderen Betoncharge durch eine höhere Betonfestigkeit. Außerdem wiesen die Körper der Reihe QE3 einen im Mittel um 5 mm höheren gemessenen Randabstand auf. Abgesehen von der statistischen Verteilung erklärt dies die größte erreichte Schwingspielzahl der Versuche mit dieser Schwingbreite.

In Bild 4.44 sind die Einzelergebnisse der Körper von Reihe QE1 und das Ergebnis von Körper QE3/8 sowie die dazugehörigen Wöhlerlinien einschließlich der Fraktilen dargestellt.

Die Gleichung der Mittelwertkurve lautet:

$$\log N = 22,499 - 8,224 \cdot \log \Delta\tau_{c,50\%}$$

$$\text{mit } \Delta\tau_{c,50\%} \text{ in [N/mm}^2\text{]}$$

(4-21a)

$$\log N = 19,045 - 8,224 \cdot \log \Delta P_{c,50\%}$$

mit  $\Delta P_{c,50\%}$  in [kN]

(4-21b)

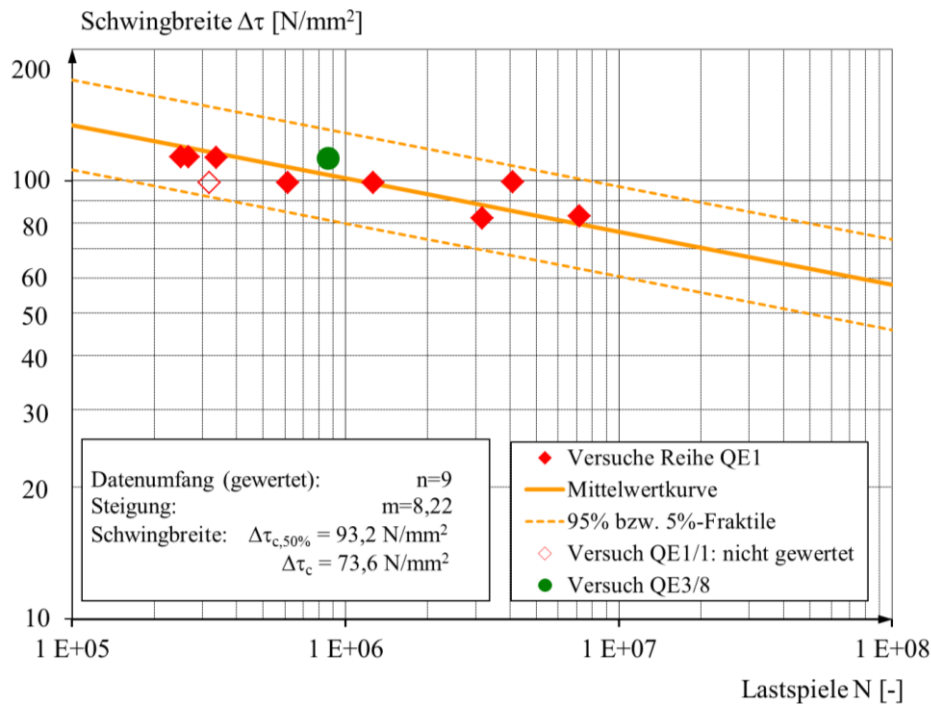


Bild 4.44: Statistische Auswertung der Reihe QE1 und des Körpers QE3/8

Die Auswertung beruht auf neun Versuchen. Mit Bruchlastspielzahlen von 250.800 bis über 7,2 Millionen wird ein großer Bereich abgedeckt. Einen Anhaltspunkt für einen Dauerfestigkeitsbereich konnte nicht festgestellt werden. Die statistisch ermittelte Steigung  $m$  von 8,224 stimmt sehr gut mit dem Wert von 8,0 in Eurocode 4 Teil 2<sup>192</sup> für randferne Bolzen überein. Die Bezugsschwingbreite  $\Delta\tau_c$  von 73,6 N/mm<sup>2</sup> fällt jedoch unter den Wert 90 des Eurocodes zurück.

Es fällt auf, dass Versuche mit einer nahezu identischen Schwingbreite teilweise sehr unterschiedliche Bruchlastspielzahlen aufwiesen. Besonders in der mittleren geprüften Schwingbreite von ca. 99 N/mm<sup>2</sup> betrug das Verhältnis von maximaler zu minimaler Schwingbreite 6,6. Wegen der geringen Neigung  $m$  lag dies jedoch im Rahmen.

### 4.6.3.3 Wirksamer Randabstand

Die Körper der Reihe QE2 mit einem tatsächlich ausgeführtem Randabstand  $a_{r,o'}$  von 40 mm deckten einen Grenzfall ab, der mindestens einzuhalten ist, um nennenswerte statische Tragfähigkeiten zu erreichen.

Die Versuche QE2/6 und QE2/7 wurden mit einer geringeren Oberlast als die anderen Versuche durchgeführt. Der Körper QE2/6 kann für die statistische Auswertung nicht herangezogen werden, da sowohl entsprechend der Auswertung in Abschnitt 4.5.5 als auch nach der Begutachtung des Körpers, vgl. Tabelle 4.9, nicht mit einem Versagen in abschätzbare Zeit zu rechnen war. Ein späteres Ermüdungsversagen konnte jedoch nicht ausgeschlossen werden. Eine Abschätzung der ertragbaren Schwingspielzahl  $N_{\text{Bruch}}$  wurde bereits in Abschnitt 4.5.5.3 vollzogen. Der Versuch QE2/7 wurde mit einer größeren Oberlast als Körper QE2/6, jedoch einer geringen

<sup>192</sup> Vgl. Norm DIN EN 1994-2 (2010), Abschnitt 6.8.3



Oberlast als alle anderen Versuche durchgeführt. Der Versuch konnte bis zum Versagen durchgeführt werden. Die erreichte Schwingzahl zeigte gegenüber Versuchen mit ähnlichen Schwingbreiten jedoch einen sehr großen Wert. Der Versuch wird daher auf der sicheren Seite nicht in die Auswertung einbezogen. Die beiden Versuche QE2/6 und QE2/7 weisen auf einen Oberlasteinfluss hin.

Aufgrund des geringen auswertbaren Datenbestandes von lediglich vier Versuchen wird die für Kopfbolzen typische Steigung  $m$  von 8,0 für die lineare Regression nach Abschnitt 4.6.2 vorgegeben.

In Bild 4.45 sind die Einzelergebnisse der Reihe QE2 sowie die dazugehörigen Wöhlerlinien einschließlich der Fraktilen dargestellt. Der Bereich der erwarteten Bruchspielzahl von Körper QE2/6 ist in das Diagramm eingezeichnet.

Die Gleichung der Mittelwertkurve lautet:

$$\log N = 18,588 - 8,0 \cdot \log \Delta\tau_{c,50\%}$$

mit  $\Delta\tau_{c,50\%}$  in  $[N/mm^2]$  (4-22a)

$$\log N = 15,288 - 8,0 \cdot \log \Delta P_{c,50\%}$$

mit  $\Delta P_{c,50\%}$  in  $[kN]$  (4-22b)

Die Bezugsschwingbreite  $\Delta\tau_c$  von  $23,5 N/mm^2$  ist deutlich geringer als bei der Reihe QE1 mit größerem Randabstand.

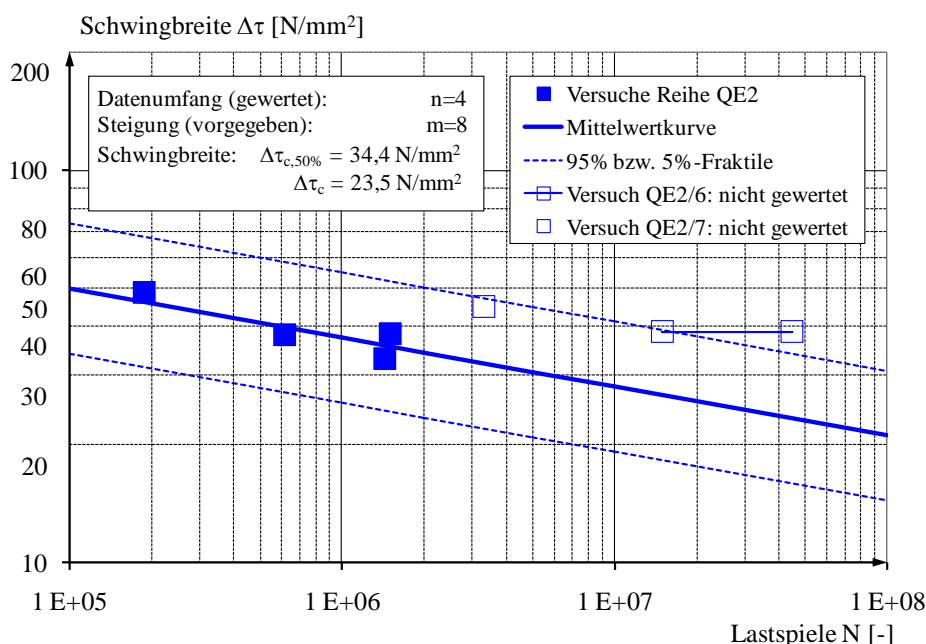


Bild 4.45: Statistische Auswertung der Reihe QE2

#### 4.6.3.4 Zusammenstellung verschiedener Ermüdungsfestigkeitskurven

In Bild 4.46 sind die Linien der mittleren Schwingfestigkeiten sowie die 95 %-Fraktilen der beiden Fälle mit unterschiedlichem Randabstand in einem Schaubild dargestellt. Es zeigt sich ein erheblicher Einfluss des Randabstands. Bei der Bezugslastspielzahl  $N_c$  von zwei Millionen Lastspielen ist die Bezugsschwingbreite des Mittelwerts  $\Delta\tau_{c,50\%}$  der Versuchsreihe QE2 mit dem

kleineren Randabstand um 63 % geringer als der Wert für den größeren untersuchten Randabstand der Reihe QE1. Die Bezugsschwingbreite der 95 %-Fraktile  $\Delta\tau_c$  reduziert sich um 70 %.

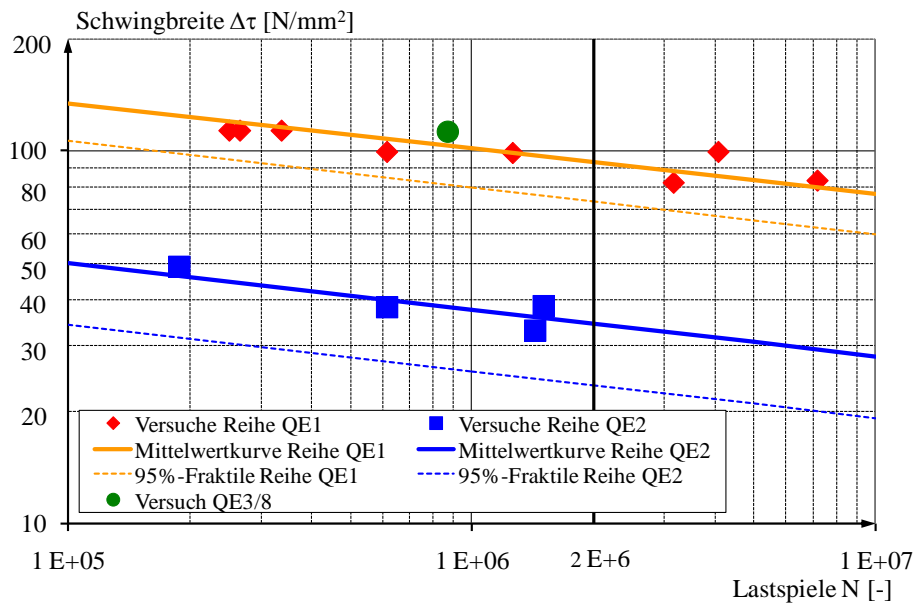


Bild 4.46: Mittelwertlinie und 95%-Fraktile der Versuche

Für den Fall von Längsschub wurden von Kuhlmann & Kürschner<sup>193</sup> Werte von 17 und 33 % angegeben. Der Randabstand ist für den Fall von Querschub damit noch signifikanter als für den Fall von Längsschub.

In Bild 4.47 werden die Verhältnisse  $N_{\text{Bruch},i} / N_{c,50\%,i}$  aus experimentell ermittelter und der rechnerischen Bruchlastspielzahl nach Gleichung (4-21a) in Abhängigkeit der gewählten Schwingbreite  $\Delta\tau$  für den Fall des größeren geprüften Randabstandes gezeigt.

Der wegen der ungleichmäßigen Lasteinleitung nicht gewertete Versuch QE1/1 zeigt den geringsten Wert. Er liegt jedoch immer noch oberhalb der 95 %-Fraktile. Der Körper QE3/8 zeigt den größten Verhältniswert. Die Abweichungen von der erreichten zur erwarteten Bruchspielzahl sind für Ermüdungsversuche zufriedenstellend.

Bild 4.48 zeigt denselben Sachverhalt für die Versuche der Reihe QE2 mit dem geringeren Randabstand.

<sup>193</sup> Vgl. Kuhlmann, U. & Kürschner, K. (2002c), Abschnitt 4.5.3.4

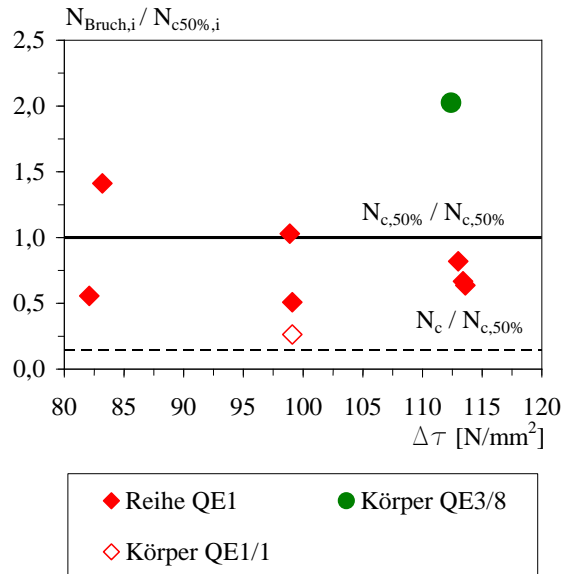


Bild 4.47: Verhältniswerte aus experimenteller zu rechnerischer Bruchlastspielzahl der Reihe QE1 und des Körpers QE3/8

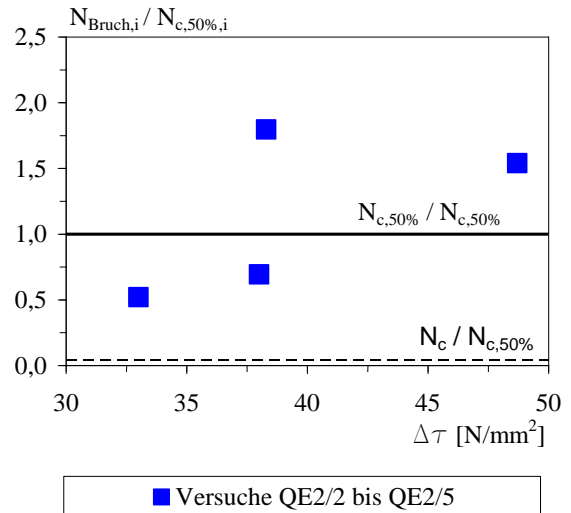


Bild 4.48: Verhältniswerte aus experimenteller zu rechnerischer Bruchlastspielzahl der Reihe QE2

In diesem Diagramm sind die nicht gewerteten Versuche QE2/6 und QE2/7 nicht dargestellt, da sie weit oberhalb liegen würden. Je nach Prognose für die Bruchlastspielzahl liegt der Körper QE2/6 bei Werten zwischen 19 und 58. Der Körper QE2/7 erreicht einen Wert von 15,3. Dieser Umstand weist auf die Bedeutung der Oberlast hin. Da die statistische Auswertung anhand der Versuche mit einer hohen Oberlast durchgeführt wurde, kommt es dadurch zu einem sicheren Ergebnis.

Abschließend für die statistische Auswertung sind in Tabelle 4.11 die Ergebnisse numerisch dokumentiert. Dabei wird zwischen der statistisch ermittelten Steigung  $m$  und einer vorgegebenen, für Kopfbolzen typischen Steigung von  $m = 8$  unterschieden.

Tabelle 4.11: Zusammenstellung ausgewerteter Ermüdungsfestigkeitskurven

Körper	Anzahl n [-]	Steigung m [-]	50%-Fraktile		Streuband		95%-Fraktile		5%-Fraktile	
			$\Delta\tau_{c,50\%}$ [Nmm <sup>2</sup> ]	$N_{c,50\%}$ [-]	$s_{yx}$ [-]	k [-]	$\Delta\tau_c$ [Nmm <sup>2</sup> ]	$N_c$ [-]	$\Delta\tau_{c,5\%}$ [Nmm <sup>2</sup> ]	$N_{c,5\%}$ [-]
Reihe QE1 und Körper QE3/8	9	8,22	93,24	2.000.000	0,30137	2,801	73,61	286.300	118,10	13.972.800
		8	93,03	2.000.000	0,30167	2,801	72,95	285.700	118,65	13.999.700
Reihe QE2	4	5,40	32,26	2.000.000	0,22945	4,136	21,52	225.000	48,37	17.779.300
		8	34,35	2.000.000	0,32048	4,136	23,46	94.600	50,30	42.305.900

## 4.7 Erweiterung des Parameterbereichs

### 4.7.1 Allgemeines

Die experimentellen Untersuchungen mussten sich auf den effektiver Randabstand  $a_r$  als wesentlichen Parameter der randnah ausgeführten Kopfbolzen beschränken. Um eine Bemessungsgleichung zu erhalten, die zum einen eine Vielzahl von unterschiedlichen Parametern berücksichtigt, und zum anderen einen großen Gültigkeitsbereich innerhalb der einzelnen Parameter zulässt, werden im Folgenden weitere theoretische Überlegungen durchgeführt. Diese Überle-

gungen betreffen die Parameter Oberlast, Betonfestigkeit, Lage der Verbundfuge, Bolzen-durchmesser, Bolzenlänge, Bügeldurchmesser, Bügelanzahl und Lage der Bügel.

#### 4.7.2 Oberlast

Für randferne Kopfbolzen konnte ein zunehmender Einfluss der erreichten Lastspielzahl in Abhängigkeit der Oberlast festgestellt werden. Für Oberlasten kleiner als 60% der maximalen Tragfähigkeit konnte kein wesentlicher Einfluss der Oberlast beobachtet werden. Dies wird durch eine früh einsetzende Schädigung des Betons am Bolzenfuß begründet<sup>194</sup>. In DIN 18800-5<sup>195</sup> und DIN EN 1994-2<sup>196</sup> wird dieser Sachverhalt durch die Begrenzung der Längsschubkraft auf 60% der maximalen Bolzentragfähigkeit berücksichtigt.

Die dieser Untersuchung zu Grunde liegenden Versuche weisen ein Oberlastniveau von 45 - 67% der mittleren statischen Tragfähigkeit  $P_{t,V}$ , von 59 -90% der charakteristischen Bolzentragfähigkeit  $P_{Rk,V}$  und 74 – 112% bezogen auf den Bemessungswert  $P_{Rd,V}$  auf. Bei der Reihe QE2 konnte ein Oberlasteinfluss beobachtet werden. Daher ist es auch für randferne Kopfbolzen unter Querschub notwendig diesen Einfluss zu berücksichtigen. Auf der sicheren Seite wurden die Versuchskörper mit geringerem Oberlastniveau von der Auswertung ausgeschlossen. Die Auswertungen der beiden Versuchsreihen basieren damit auf ein Oberlastniveau von mindestens 52% der mittleren Tragfähigkeit  $P_{t,V}$  und 69% der charakteristischen Bolzentragfähigkeit  $P_{Rk,V}$ . Entsprechend den randfernen Kopfbolzen ist daher eine Begrenzung auf 60% des Bemessungswerts  $P_{Rd,V}$  sinnvoll. Der Oberlasteinfluss hat folgende Ursachen: Zum einen hat die Betonschädigung direkt am Bolzenfuß, die bei einer größer werdenden statischen Beanspruchbarkeit bei einem größeren effektiven Randabstand  $a_r'$  größer wird, eine Bedeutung. Dieser dreiaxial hoch beanspruchte Beton in diesem Bereich zermürbt und führt damit zu höheren Bolzenverformungen und –beanspruchungen. Zum anderen führt die Rissbildung im Beton zu vergrößerten Verformungen des Bolzens. Damit steigt bei größer werdender Oberlast die Beanspruchung gerade am Bolzenfuß.

#### 4.7.3 Wechselbeanspruchung

Bei randfernen Kopfbolzen existieren nur wenig Versuche, die unter Wechselbeanspruchung durchgeführt wurden, siehe Abschnitt 3.2.4.2. Diese Versuche zeigen günstigere Ergebnisse als die Versuche unter Schwellbeanspruchung. Da jedoch für quantitative Aussagen zu wenige Versuche vorliegen, wird dieser Einfluss im Hintergrundbericht auf der sicheren Seite vernachlässigt.

Für den Fall der Randnahen Kopfbolzen wurden bisher keine experimentellen Untersuchungen mit einer Wechselbeanspruchung durchgeführt. Aus den Versuchen mit einer Schwellbeanspruchung lässt sich ablesen, dass das Verhalten des Betons und dessen Rissbildung während der zyklischen Beanspruchung von sehr großer Bedeutung für die erreichte Lastspielzahl ist. Bei einer Wechselbeanspruchung wird der Beton vor und hinter dem Bolzenschaft beansprucht, während bei einer Schwellbeanspruchung mit gleicher Schwingbreite der Beton nur einseitig und höher beansprucht wird. Daher ist auch für den Fall der randnahen Kopfbolzen unter Querschub eine höhere Schwingspielzahl zu erwarten als bei einer Schwellbeanspruchung. Aufgrund der

<sup>194</sup> Vgl. Roik, K. & Hanswille, G. (1990), Abschnitt 4.3

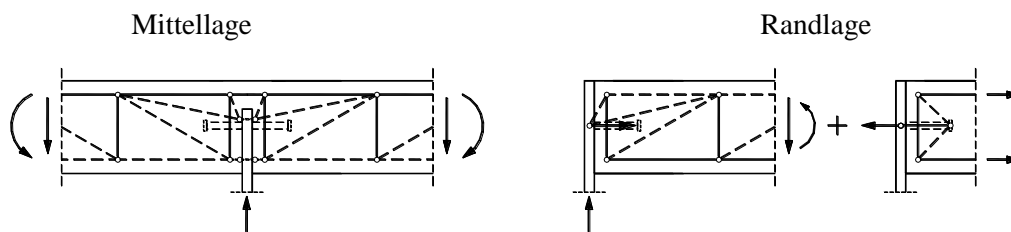
<sup>195</sup> Vgl. Norm DIN 18800-5 (2007), Element (967)

<sup>196</sup> Vgl. Norm DIN EN 1994-2 (2010), Abschnitt 6.8.1 (3) und zugehöriges nationales Anwendungsdokument Norm DIN EN 1994-2/NA (2010)

fehlenden Versuche kann der günstige Einfluss der Wechselbeanspruchung für die Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit jedoch nicht berücksichtigt werden.

#### 4.7.4 Lage der Verbundfuge

Die statische Tragfähigkeit für randnah ausgebildete Kopfbolzen ist sowohl für Längsschub als auch Querschub bei einer Mittellage höher als bei einer Randlage, siehe Abschnitt 2.4. Numerische Betrachtungen von Kürschner<sup>197</sup> haben bestätigt, dass für eine Randlage gegenüber einer Mittellage ein Versagen mit kleinerer Lastspielzahl zu erwarten ist. Um Ergebnisse auf der sicheren Seite zu erhalten, wurden für die hier dargestellten Untersuchungen unter Querschub ebenfalls Versuchskörper mit Randlage gewählt. Stabwerkmodelle zeigen, dass neben einer Schubbeanspruchung des Bolzenschaftes im kritischen Fußbereich auch eine Normalbeanspruchung entsteht. Für Längsschub wirkt am Bolzenfuß eine für Ermüdung ungünstigere Zugbeanspruchung bei einer Randlage gegenüber einer günstigeren Druckbeanspruchung in Mittellage. Auch für Querschub zeigt sich für die Mittellage eine günstigere Beanspruchung, siehe Stabwerkmodelle in Bild 4.49.



Quelle: Kuhlmann, U. & Kürschner, K. (2003); Bild 1-3

Bild 4.49: Stabwerkmodelle für Querschub in Abhängigkeit der Lage der Verbundfuge

Einen weiteren Einfluss hat die Reibung zwischen Stahlsteg und Beton. Bei einer Querbiegebeanspruchung werden Kräfte auch über Reibung übertragen. Diese nur bei der Mittellage auftretende Möglichkeit der Kraftübertragung macht die Mittellage zudem günstiger als die geprüfte Randlage.

Es ist daher zu erwarten, dass die Anordnung in Mittellage höhere Lastspielzahlen erreicht als eine Anordnung in Randlage. Daher kann die Bemessungsgleichung für beide Anordnungsmöglichkeiten herangezogen werden.

#### 4.7.5 Betonfestigkeit

Für randferne Kopfbolzen wird von einem geringen Einfluss der Betonfestigkeit auf die Ermüdungsfestigkeit ausgegangen<sup>198</sup>. Diese Aussage stützt sich allerdings auf eine geringe Anzahl von Versuchen. Daher wurde für Versuche mit randfernen Kopfbolzen eine statistische Auswertung durchgeführt. Die vorliegenden Versuche wurden in insgesamt fünf Betonfestigkeitsgruppen eingeteilt, siehe Anhang B.2 und Tabelle 4.12.

<sup>197</sup> Vgl. Kürschner, K. (2003), Abschnitt 8.4.3.4

<sup>198</sup> Vgl. Roik, K. & Hanswille, G. (1990), Abschnitt 4.7

Tabelle 4.12: Statistische Auswertung der Ermüdungsfestigkeit an randfernen Kopfbolzen in Abhängigkeit der Betonfestigkeit

Betonfestigkeit [MPa]	15 – 24,9	25 – 34,9	35 – 44,9	45 – 54,9	111 - 112
$\Delta\tau_{c,50\%}$ [MPa]	104,2	109,7	102,2	103,5	184,1

Im Betonfestigkeitsbereich zwischen 15 und 55 MPa weisen randferne Kopfbolzen geringfügig unterschiedliche Ermüdungsfestigkeiten auf, die keine eindeutige Tendenz erkennen lassen. Lediglich im hochfesten Bereich zeigt sich eine signifikant erhöhte Ermüdungsfestigkeit.

Die Betonfestigkeit, insbesondere die Zugfestigkeit, spielt für die randnahen Kopfbolzen eine größere Rolle als für randferne Bolzen. Durch Risse wird die Umgebung der Kopfbolzen weicher und die Biegebeanspruchung direkt am Bolzenfuß erhöht sich, siehe Abschnitt 2.2.2. Dies hat einen ungünstigen Einfluss auf die Lebensdauer der Kopfbolzen zur Folge. Die Bedeutung des Betons zeigt auch die Tatsache, dass viele Versuche durch einen Betonausbruch und nicht durch das Abscheren der Kopfbolzen durch einen Ermüdungsbruch beendet wurden, siehe Tabelle 4.9.

Sowohl bei einer Druck- als auch einer Zugbeanspruchung ist ein linearer Zusammenhang von Betongüte und Ermüdungsfestigkeit erkennbar, siehe Abschnitt 3.2.3.3. Im Model Code 1990 ist der Beanspruchungsgrad der einzige Parameter zur Ermittlung der Ermüdungsfestigkeit des Betons auf Zug, siehe Abschnitt 3.3.2.

Von Block & Dreier & Bigalke<sup>199</sup> wurde der Einfluss der Betonfestigkeit auf Bolzen, speziell an Verbundankern mit einem Durchmesser M12, unter Querlast untersucht. Dabei wird auch zwischen gerissenem und ungerissenem Beton unterschieden. Die Berücksichtigung der Betonfestigkeit erfolgt mit einem Exponenten kleiner als eins, siehe Abschnitt 3.2.4.4. Aufgrund des anderen Befestigungsmittels und des geringeren Durchmessers sind die Ergebnisse nicht vollständig auf Kopfbolzen übertragbar. Wegen dem für randnahe Kopfbolzen ebenso bedeutenden Einfluss aus der Rissbildung, kann jedoch auch für Kopfbolzen davon ausgegangen werden, dass die Ermüdungsfestigkeit mit zunehmender Betonfestigkeit ansteigt. Dies wird auch durch die Ergebnisse von Lotze, siehe Abschnitt 3.2.4.4, der einen Exponenten kleiner als eins zur Berücksichtigung der Betonfestigkeit verwendet, untermauert.

Für die randnahen Kopfbolzen wird mangels einer direkten Übertragbarkeit und eigener Versuche an dieser Stelle daher ein konservativerer Ansatz gemacht. Die Versuche wurden mit Beton C30/37 ausgeführt. Auf der sicheren Seite können für höhere Betonfestigkeiten die Ermüdungsfestigkeiten von C30/37 verwendet werden. Für geringere Betonfestigkeiten sollte die Ermüdungsfestigkeit im Verhältnis  $f_{ck}/30$  abgemindert werden. Bei steigender Betonfestigkeit ist dieser Ansatz konservativer als die in diesem Zusammenhang wichtigen Werkstoffeigenschaften Zugfestigkeit und der E-Modul von Beton. Ein ungünstigeres Verhalten als nach diesem linearen Ansatz ist nicht zu erwarten. Um die Wirtschaftlichkeit zu erhöhen, sollten jedoch weitere Untersuchungen gemacht werden.

#### 4.7.6 Bolzendurchmesser

Für randferne Kopfbolzen wurde bisher ein untergeordneter Einfluss des Bolzendurchmessers auf die Ermüdungsfestigkeit festgestellt. Daher konnte als Bezugsgröße eine Spannungsschwingbreite für den Ermüdungsnachweis herangezogen werden, siehe Abschnitt 3.2.4.2. Mit

<sup>199</sup> Vgl. Block, K. & Dreier, F. & Bigalke, D. (2005), Abschnitt 4.5

zunehmendem Schaftdurchmesser der Kopfbolzen ergeben sich damit linear zunehmend ertragbare Kraftschwingbreiten  $\Delta P$ . Bei einer bestimmten Oberlast ist unabhängig vom Durchmesser die gleiche Restfläche erforderlich, um einen statischen Bruch zu verhindern. Mit einem größer werdenden Durchmesser wird somit eine zunehmende, durch die Ermüdungsbeanspruchung erzeugte, Anrissfläche möglich. Dadurch ist im Grunde ein größerer Durchmesser bei gleicher Oberlast und Spannungsschwingbreite günstiger zu bewerten. Daraus lässt sich aber nicht ableiten, dass sich das Verhalten auch im Verhältnis der Querschnittsflächen verbessert.

Da in der Literatur bis jetzt jedoch keine systematische Auswertung für den Parameter Bolzendurchmesser bei randfernen Kopfbolzen durchgeführt wurde, wird dies im Rahmen dieser Arbeit nachgeholt. Eine ausführliche Darstellung erfolgt im Anhang B. In Bild 4.50 ist für die vorgegebene Neigung  $m = 8$  die statistisch ermittelte Ermüdungsfestigkeit dargestellt.

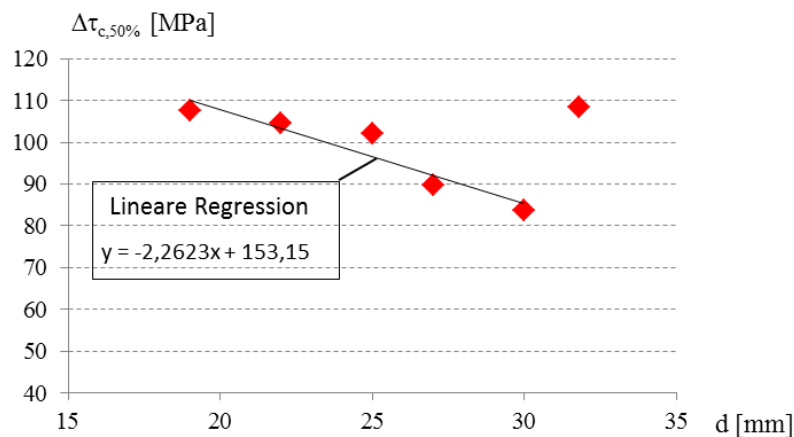


Bild 4.50: Statistische Auswertung der Ermüdungsfestigkeit an randfernen Kopfbolzen in Abhängigkeit des Bolzendurchmessers

Abgesehen vom Durchmesser 31,8 mm reduziert sich die Ermüdungsfestigkeit mit zunehmendem Bolzendurchmesser. Alle Versuche mit dem Durchmesser 31,8 mm wurden von Badie et al.<sup>200</sup> durchgeführt. Die Versuchskörpergeometrie der Körper von Badie et al. weicht von der Geometrie der anderen Literaturstellen ab. Badie et al. verwendeten Körper mit lediglich einem Stahlbetongurt, bei dem die Lasteinleitung in der Ebene der Verbundfuge erfolgte. Bei den übrigen Versuchskörpern greift die Beanspruchung exzentrisch zu Verbundfuge an. Die günstigeren Versuchsergebnisse von Badie et al. lassen sich daher durch die günstigere Versuchskörpergeometrie erklären. Eine lineare Regression der Versuchsergebnisse, bei der die Versuche von Badie et al. wegen der günstigeren Versuchskörpergeometrie ausgeschlossen wurden, führt zu der in Bild 4.50 dargestellten Linie, die mit zunehmendem Durchmesser eine abnehmende Ermüdungsfestigkeit auf dem Spannungsniveau zeigt.

Von Kuhlmann & Kürschner<sup>201</sup> wurde hergeleitet, dass im Falle von Randnahen Kopfbolzen unter Längsschubbeanspruchung bei gleicher Schubspannungsdoppelamplitude mit zunehmendem Durchmesser ein ungünstigeres Verhalten zu erwarten ist. Für den hier behandelten Fall von Querschub hat sich gezeigt, dass das Verhalten des Betons eine entscheidende Rolle spielt. Zunehmende Kraftschwingbreiten  $\Delta P$ , die aus gleichen Spannungsschwingbreiten  $\Delta\tau$  bei einem

<sup>200</sup> Vgl. Badie, S. S. (2002) und (2007)

<sup>201</sup> Vgl. Kuhlmann, U. & Kürschner, K. (2002c)

größer werdenden Durchmesser resultieren, führen zu einer höheren Beanspruchung des umgebenden Betons und lassen dadurch auf ein ungünstigeres Verhalten des Betons schließen.

Insgesamt betrachtet, deutet sowohl bei randfernen als auch bei randnahen Kopfbolzen ein zunehmender Durchmesser auf der Basis einer Kraftdifferenz  $\Delta P$  zwar auf eine höhere Ermüdungsfestigkeit hin, jedoch nicht in dem Maße wie es der Zunahme der Querschnittsfläche entspricht. Der in Abschnitt 3.2.4.4 behandelte Ansatz aus der Befestigungstechnik setzt den Bolzendurchmesser unter der Wurzel an. Bei dem spannungsbasierten Nachweis aus den Normen wird ein quadratischer Ansatz des Durchmessers angesetzt. Die statistische Auswertung führt zu einem Ergebnis das zwischen dem spannungsbasierten Ansatz und dem Ansatz der Befestigungstechnik von Lotze liegt. Die Tabelle 4.13 zeigt die Auswirkung dieser verschiedenen Ansätze. Dabei wurde auf den Durchmesser von 22 mm normiert.

Tabelle 4.13: Auswirkung unterschiedlicher Ansätze auf die Ermüdungsfestigkeit mit der Kraft als Bezugswert

Durchmesser [mm]	Spannungsbasiert $d^2$	Befestigungstechnik $\sqrt{d}$	Kraftbasiert	nach statistischer Auswertung
19	0,745	0,929	1,0	0,794
22	1,0	1,0	1,0	1,0
25	1,291	1,066	1,0	1,207

Die Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit von randnahen Kopfbolzen unter Querschub wurde an Versuchen mit einem Bolzendurchmesser von 22 mm hergeleitet. Der kraftbasierte Bemessungsansatz für Randnahe Kopfbolzen unter Querschub ist unabhängig vom Durchmesser und stellt daher für einen Schaftdurchmesser ab 22 mm den konservativsten Ansatz dar. Um Ergebnisse auf der sicheren Seite zu erhalten, wird daher der kraftbasierte Ansatz empfohlen.

Für kleinere Durchmesser kann dieses Vorgehen auf der unsicheren Seite liegen. Für den im Bauwesen häufig verwendeten Durchmesser von 19 mm wird daher eine Reduktion entsprechend der Querschnittsfläche vorgeschlagen:  $A_{\phi 19\text{mm}} / A_{\phi 22\text{mm}} = 0,75$ .

#### 4.7.7 Bolzenlänge

Da sich ein Hauptteil der Beanspruchung direkt am Bolzenfuß abstützt, ist kein wesentlicher Einfluss der Bolzenlänge auf die Ermüdungsfestigkeit zu erwarten. Neben einer Schubbeanspruchung im Kopfbolzen wird der Schaft bei einer Randlage auch auf Zug beansprucht, siehe Bild 4.49. Daher ist eine zunehmende Bolzenlänge durch die günstigere Verankerung im Beton als günstig anzusehen. Daher wird entsprechend den Regelungen für randferne Kopfbolzen zum einen empfohlen, die Längsbewehrung mindestens 30 mm unterhalb des Bolzenkopfes anzuordnen<sup>202</sup> und zum anderen, entsprechend einer statischen Beanspruchung, keine Kopfbolzen kürzer als 100 mm zu verwenden<sup>203</sup>.

#### 4.7.8 Bügel- und Längsbewehrung

Insbesondere die Versuchskörper mit großem Randabstand haben eine nennenswerte Spannungsschwingbreite der Bewehrung gezeigt, siehe Abschnitt 4.5.6.4f. Die aufgetretenen Ermü-

<sup>202</sup> Vgl. Norm DIN EN 1994-1-1 (2010), Abschnitt 6.6.5.1 (1)

<sup>203</sup> Vgl. Kürschner, K. (2003), Abschnitt 4.6.3



drungsbrüche der Bügelbewehrung an zwei Körpern zeigen die Notwendigkeit einer näheren Betrachtung der Bewehrungsbeanspruchung und –beanspruchbarkeit.

Das Stabwerkmodell in Bild 4.51 zeigt die Lastabtragung. Während über die Bügel die Beanspruchung der Kopfbolzen unabhängig vom effektiven Randabstand  $a_r'$  vollständig übertragen wird, erhöht sich die Beanspruchung in der Längsbewehrung mit abnehmendem effektivem Randabstand  $a_r'$  und zunehmendem Bolzenabstand  $a$ .

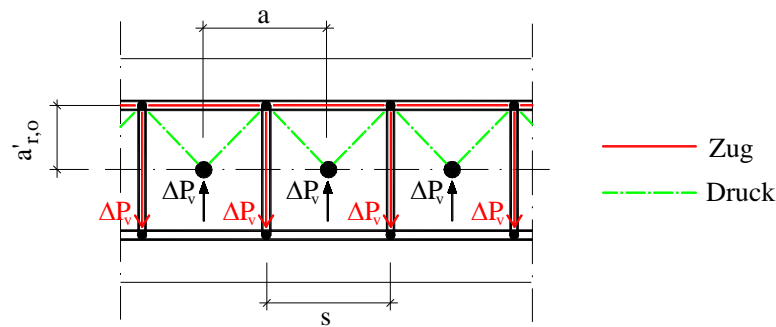


Bild 4.51: Stabwerkmodell für die Beanspruchung der Bügel- und Längsbewehrung

Die in den Versuchen aufgetretenen Beanspruchungen zeigen die Tabelle 4.14 für die Bügelbewehrung und die Tabelle 4.16 für die Längsbewehrung. Um eine bessere Vergleichbarkeit zwischen den Versuchen zu erreichen, wurden die Messdaten auf eine Schwingbreite von einem Kilonewton normiert. Die Messergebnisse wurden in den Tabellen zu Beginn und zum Ende des nahezu linearen Bereichs und am Ende der Versuche ausgewertet.

Tabelle 4.14: Dehnungs-; Normalspannungs- und Kraftschwingbreite der Bügelbewehrung

Körper	Effektiver Randabstand $a_r'$ [mm]	Normierte Schwingbreite: Schwingbreite der Bügelbewehrung in kN je kN Schwingbreite des Bolzens									Kraft nach Stabwerkmodell $\Delta P$ [kN]	
		Bei 5% der Bruchlastspielzahl			Bei 80% der Bruchlastspielzahl			Bei 100% der Bruchlastspielzahl				
		$\Delta \epsilon$ [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ]	$\Delta \sigma$ [MPa]	$\Delta P$ [kN]	$\Delta \epsilon$ [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ]	$\Delta \sigma$ [MPa]	$\Delta P$ [kN]	$\Delta \epsilon$ [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ]	$\Delta \sigma$ [MPa]	$\Delta P$ [kN]		
QE1/2	95	22,0	4,4	<b>0,50</b>	24,1	4,8	<b>0,54</b>	15,1	3,0	<b>0,34</b>	1,0	
QE1/3	95	21,8	4,4	<b>0,49</b>	ausgefallen			ausgefallen				
QE1/4	95	20,2	4,0	<b>0,46</b>	24,5	4,9	<b>0,56</b>	24,8	5,0	<b>0,56</b>		
QE1/5	95	19,5	3,9	<b>0,44</b>	25,3	5,1	<b>0,57</b>	23,1	4,6	<b>0,52</b>		
QE1/6	95	18,8	3,8	<b>0,43</b>	ausgefallen			ausgefallen				
QE1/7	95	22,8	4,6	<b>0,52</b>	28,0	5,6	<b>0,63</b>	39,0	7,8	<b>0,88</b>		
QE1/8	95	19,7	3,9	<b>0,44</b>	23,8	4,8	<b>0,54</b>	Nicht mehr aufgezeichnet				
QE1/10	95	18,9	3,8	<b>0,43</b>	22,8	4,6	<b>0,52</b>	Nicht mehr aufgezeichnet				
QE3/8	100	23,9	4,8	<b>0,54</b>	31,0	6,2	<b>0,70</b>	25,1	5,0	<b>0,57</b>		1,0
QE2/2	40	0,8	0,2	<b>0,02</b>	6,3	1,3	<b>0,14</b>	ausgefallen				1,0
QE2/3	40	1,7	0,3	<b>0,04</b>	1,7	0,3	<b>0,04</b>	2,1	0,4	<b>0,05</b>		
QE2/4	40	0,9	0,2	<b>0,02</b>	1,8	0,4	<b>0,04</b>	2,6	0,5	<b>0,06</b>		
QE2/5	40	1,0	0,2	<b>0,02</b>	2,1	0,4	<b>0,05</b>	3,7	0,7	<b>0,08</b>		
QE2/7	40	1,6	0,3	<b>0,04</b>	3,0	0,6	<b>0,07</b>	3,0	0,6	<b>0,07</b>		

Generell erhöhte sich die Beanspruchung der Bewehrung mit zunehmender Schwingzahl. Bei keinem der Versuche erreichte die Normalkraft der Bügel die Kopfbolzenbeanspruchung. Während für die Versuche mit großem Randabstand bis zu 88 % der Kopfbolzenbeanspruchung erreicht wurde, sind bei den Versuchen mit geringem Randabstand maximal 8 % aufgetreten. Die Betonansichtsflächen der Körper nach dem Versagen zeigten durchgehende horizontale Risse im Beton zwischen den Kopfbolzen, siehe Bild 4.11. Ein Mitwirken des Betons auf Zug ist daher nur bei geringen Schwingzahlen ohne Risse im Beton möglich.

Die nicht vollständige Übertragung der Bolzenkraft in den Bügeln lässt sich durch die zweite Bügelreihe hinter dem Bolzenkopf erklären, siehe Bild 4.52.

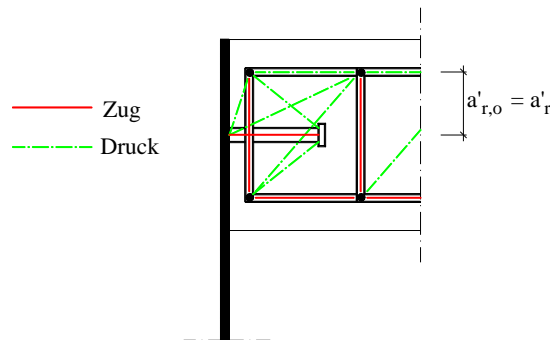
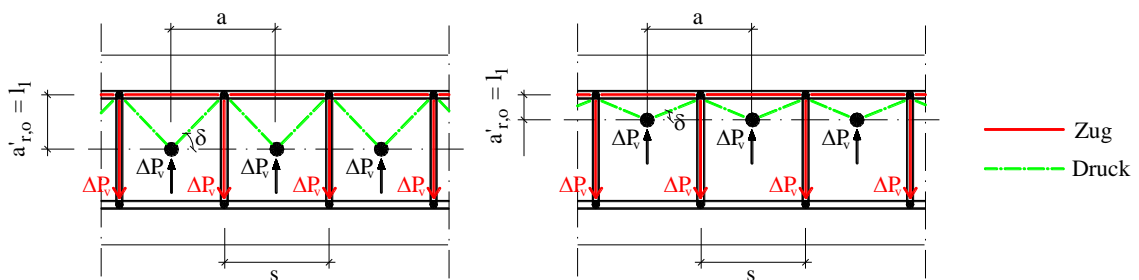


Bild 4.52: Stabwerkmodell mit beiden vorhandenen Bügelreihen

Da in der Ausführung nicht von dem Vorhandensein dieser zweiten Bügelreihe ausgegangen werden kann, muss die stets vorhandene Bügelreihe nahe dem Bolzenfuß für die gesamte Bolzenkraftdifferenz  $\Delta P_v$  bemessen werden.

Die deutlich geringere Bügelkraft bei der Reihe QE2 mit geringem effektivem Randabstand lässt sich erklären: Die Dehnmessstreifen der Bügel wurden wie bei der Reihe QE1 auf halber Höhe der Versuchskörper angeordnet. Die Kopfbolzen sind durch den geringeren effektiven Randabstand höher angebracht, siehe Bild 4.40. Der horizontale Riss im Beton verläuft daher bei der Reihe QE2 nicht in der Lage der Dehnmessstreifen. Damit ist im Bereich der Messstellen das Mitwirken des Betons möglich und die Messstellen repräsentieren nicht die Stelle der maximalen Bügelbeanspruchung. Durch den geringeren effektiven Randabstand sind eine geringere Krafteinleitungslänge  $l_1$  und ein flacherer Lastausbreitungswinkel  $\delta$  vorhanden, die die Einleitung der Bolzenkraft in die Bügel ungünstig beeinflusst, siehe Bild 4.53.



$l_1$  = Verankerungslänge der Bewehrung im Ausbruchquerschnitt

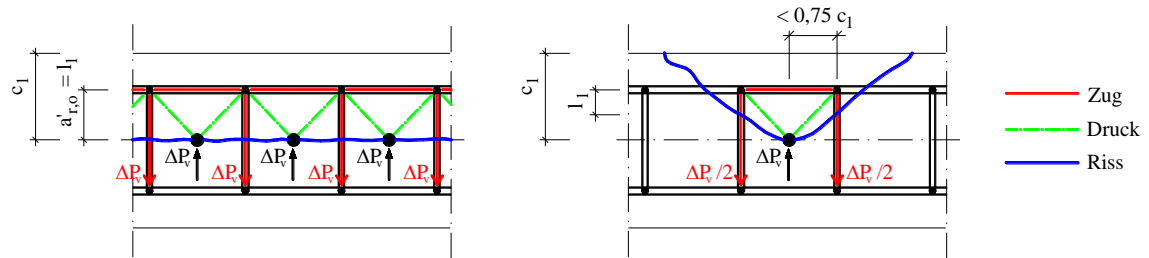
$\delta$  = Lastausbreitungswinkel

Bild 4.53: Lasteinleitungslänge

Im Gegensatz zur Befestigungstechnik mit einer vorwiegend geringen Anzahl an Befestigungsmitteln werden die hier behandelten randnahen Kopfbolzen im Allgemeinen über eine größere Länge mit konstantem Abstand angeordnet. Dadurch unterscheiden sich die Ausbruchquerschnitte und die Verankerungslängen  $l_1$  zwischen Kopfbolzen in der Befestigungstechnik<sup>204</sup> und randnahen Kopfbolzen siehe Bild 4.54. Die aufgetretenen Risse lassen den Schluss zu, dass für

<sup>204</sup> Vgl. Norm DIN CEN/TS 1992-4-2 (2009), Abschnitt 6.3

randnahe Kopfbolzen als Verankerungslänge  $l_1$  der effektive Randabstand  $a_r'$  verwendet werden kann.



$l_1$  = Verankerungslänge der Bewehrung im Ausbruchquerschnitt

$c_1$  = Randabstand in Lastrichtung bis Außenkante Beton

a) Randnahe Kopfbolzen

b) Kopfbolzen in der Befestigungstechnik

Bild 4.54: Verankerungslänge

Um einen Ermüdungsbruch der Bewehrung zu verhindern, reicht es nicht aus, die maximale Verankerungskraft  $N_{Rd,\alpha}^{205}$  der Bewehrung nach Gleichung (4-23) zu ermitteln, da damit lediglich ein unterer Grenzwert der Kraft in den Bügeln bestimmt wird.

$$N_{Rd,\alpha} = \sum_n \frac{l_1 \cdot \pi \cdot d_s \cdot f_{bd}}{\alpha} \tag{4-23}$$

$l_1$  = Verankerungslänge im angenommenen Ausbruchkörper

$d_s$  = Durchmesser der Bewehrung

$f_{bd}$  = Bemessungswert der Verbundfestigkeit

$\alpha$  = Beiwert für die Stabendausbildung, für Bügel = 0,7

$n$  = Anzahl der Bügel je Bolzen

Selbst der Ansatz des oberen Grenzwerts der charakteristischen zentrischen Betonzugfestigkeit  $f_{ctk;0,95}$  zur Bestimmung der Verbundspannung  $f_{bd}$  liefert durch die Bolzenwirkung der Längsbewehrung keine Werte auf der sicheren Seite.

Stattdessen wird hier empfohlen, unabhängig vom effektiven Randabstand, den Ermüdungsnachweis der Bügelbewehrung für die vorhandene Bolzenschwingbreite  $\Delta P_v$  zu führen. Die Messungen zeigen, dass dies insbesondere für größere effektive Randabstände nicht unwirtschaftlich ist. Da die tatsächliche Beanspruchung der Bügel mit geringem effektiven Randabstand größer war, als dies gemessen wurde und auch in dieser Reihe ein Ermüdungsbruch der Bewehrung aufgetreten war, wird empfohlen, den Ermüdungsnachweis der Bügel auch in diesem Fall für die vollständige Ermüdungsbeanspruchung der Kopfbolzen zu führen. Dies kann nach den einschlägigen Normen erfolgen. Die Abminderung infolge des Biegerollendurchmessers ist von Bedeutung, siehe Abschnitt 3.3.3.

Beispielhaft wird im Folgenden die erforderliche Bügelbewehrung für die maximalen Ermüdungsfestigkeiten der Kopfbolzen nach DIN EN 1992-1-1<sup>206</sup> bestimmt. Die Umrechnung der Spannungsschwingbreite  $\Delta\sigma_{Rsk}$  von  $175 \text{ N/mm}^2$  bei  $N^*$  von einer Million Lastspiele liefert  $162 \text{ N/mm}^2$  als Ergebnis. Unter Berücksichtigung des Teilsicherheitsbeiwerts von  $\gamma_{s,fat}$  von 1,15

<sup>205</sup> Vgl. Norm DIN CEN/TS 1992-4-2 (2009), Gleichung (45)

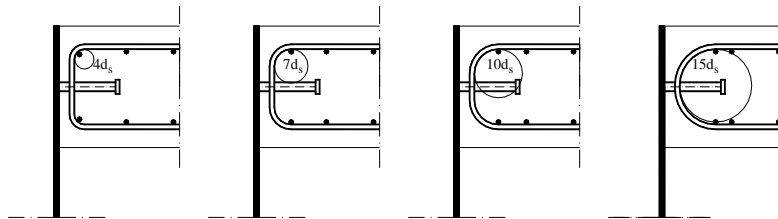
<sup>206</sup> Vgl. Norm DIN EN 1992-1-1 (2011), Abschnitt 6.8.4 und DIN EN 1992-1-1/NA (2011)

un einer Ausnutzung der Bolzen von 1,0 ist die erforderliche Bügelbewehrung je Bolzen in Abhängigkeit des gewählten Biegerollendurchmessers in Tabelle 4.15 aufgeführt.

Tabelle 4.15: Erforderliche Bügelbewehrung für die maximale Bolzenbeanspruchbarkeit  $\Delta P_c$

Effektiver Randabstand $a_r'$ [mm]	Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit der Kopfbolzen $\Delta P_c$ [kN]	Erforderlicher Bewehrungsquerschnitt $A_s$ [mm <sup>2</sup> ] in Abhängigkeit des Biegerollendurchmessers $d_{br}$			
		$d_{br} = 4 d_s$	$d_{br} = 7 d_s$	$d_{br} = 10 d_s$	$d_{br} > 25 d_s$
50	8,9	139	119	104	63
100	27,7	433	370	322	197

Die Tabelle zeigt zum einen den erheblichen Einfluss des gewählten Biegerollendurchmessers und zum anderen, dass bei einer vollen Ausnutzung der Kopfbolzen ein nennenswerter Bügelquerschnitt erforderlich ist. Da ein größerer Biegerollendurchmesser eine ungünstigere Einfassung für den hoch beanspruchten Bereich des Bolzenfußes nach sich zieht, sollte er jedoch konstruktiv nur bis zu einem vertretbaren Maß erhöht werden, siehe Bild 4.55.



Geometrische Verhältnisse beispielhaft für  $d_s = 12$  mm,  $a_r' = 100$  mm

Bild 4.55: Begrenzung des Biegerollendurchmessers

Die statischen Versuche von Kuhlmann und Kürschner<sup>207</sup> unter Querschub in Randlage zeigen bei der Traglast im Mittel eine Ausnutzung der Bügelbewehrung von etwa 70 %. Bei einem Versuchskörper war die Fließdehnung der Bügel bereits vor Erreichen der Traglast überschritten. Bei allen Körpern mit Messungen an den Bügeln konnte nach Überschreiten der Traglast ein Fließen der Bewehrung gemessen werden. Dies zeigt auch für eine statische Beanspruchung die Bedeutung der Bügelbewehrung. Daher kommt Kürschner<sup>208</sup> zum Ergebnis, dass die Bügelbewehrung für die Querkraft zu bemessen ist. Daher und aufgrund der in diesem Versuchsprogramm und der in den Auswertungen gemachten Erfahrungen zur Beanspruchung der Bügel wird empfohlen, die Regelungen in den Normen für den statischen Fall um den Nachweis der Bügelbewehrung für die gesamte auftretende Kopfbolzenschubkraft  $P_{Ed,V}$  zu ergänzen.

Die Beanspruchung der Längsbewehrung ist stark abhängig vom effektiven Randabstand, siehe Tabelle 4.16. Die Messungen zeigen unterschiedliche Dehnungsdifferenzen an Ober- und Unterseite der Längsbewehrung. Das dadurch entstehende Biegemoment ist von untergeordneter Bedeutung und wird daher im Weiteren nicht berücksichtigt.

Zum einen ist die Normalkraftschwingbreite  $\Delta P$  für geringe effektive Randabstände gegen Ende der Versuche größer als die Schubbeanspruchung der Bolzen. Zum anderen ist für diesen Fall eine gute Übereinstimmung mit dem Stabwerkmodell zu sehen. Bei den Versuchen mit größeren effektiven Randabständen treten nur geringe Schwingbreiten auf und das Stabwerkmodell liefert dabei sehr konservative Schwingbreiten.

<sup>207</sup> Vgl. Kuhlmann, U. & Kürschner, K. (2002a), Abschnitt 5.1.2.3 und Anhang B

<sup>208</sup> Vgl. Kürschner, K. (2003), Abschnitt 4.6.6 letzter Satz

Tabelle 4.16: Dehnungs-; Normalspannungs- und Kraftschwingbreite der Längsbewehrung

Körper	effektiver Rand- abstand $a_r'$ [mm]	Normierte Schwingbreite: Schwingbreite der Bügelbewehrung in kN je kN Schwingbreite des Bolzens									Kraft nach Stabwerk- modell [kN]	
		Bei 5% der Bruchlastspielzahl			Bei 80% der Bruchlastspielzahl			Bei 100% der Bruchlastspielzahl				
		$\Delta\varepsilon$	$\Delta P$	$\Delta P$	$\Delta\varepsilon$	$\Delta\sigma$	$\Delta P$	$\Delta\varepsilon$	$\Delta\sigma$	$\Delta P$		
		[ $\mu\text{m}/\text{m}$ ]	[kN]	[kN]	[ $\mu\text{m}/\text{m}$ ]	[MPa]	[kN]	[ $\mu\text{m}/\text{m}$ ]	[MPa]	[kN]		
QE1/2	95	0,26	0,05	<b>0,006</b>	0,38	0,08	<b>0,009</b>	0,77	0,15	<b>0,02</b>	<b>0,87</b>	
QE1/3	95	0,72	0,14	<b>0,016</b>	3,10	0,62	<b>0,070</b>	3,01	0,60	<b>0,07</b>		
QE1/4	95	0,58	0,12	<b>0,013</b>	1,16	0,23	<b>0,026</b>	10,19	2,04	<b>0,23</b>		
QE1/5	95	0,42	0,08	<b>0,010</b>	0,72	0,14	<b>0,016</b>	1,35	0,27	<b>0,03</b>		
QE1/6	95	1,14	0,23	<b>0,026</b>	2,04	0,41	<b>0,046</b>	3,20	0,64	<b>0,07</b>		
QE1/7	95	0,37	0,07	<b>0,008</b>	0,66	0,13	<b>0,015</b>	1,62	0,32	<b>0,04</b>		
QE1/8	95	0,71	0,14	<b>0,016</b>	1,11	0,22	<b>0,025</b>	1,11	0,22	<b>0,03</b>		
QE1/10	95	0,28	0,06	<b>0,006</b>	0,35	0,07	<b>0,008</b>	0,32	0,06	<b>0,01</b>		
QE3/8	100	0,26	0,05	<b>0,006</b>	3,54	0,71	<b>0,080</b>	3,21	0,64	<b>0,07</b>		<b>0,82</b>
QE2/2	40	12,86	2,57	<b>0,291</b>	43,62	8,72	<b>0,987</b>	64,81	12,96	<b>1,47</b>		<b>2,06</b>
QE2/3	40	17,03	3,41	<b>0,385</b>	50,34	10,07	<b>1,139</b>	64,62	12,92	<b>1,46</b>		
QE2/4	40	10,96	2,19	<b>0,248</b>	20,62	4,12	<b>0,466</b>	90,07	18,01	<b>2,04</b>		
QE2/5	40	17,30	3,46	<b>0,391</b>	43,57	8,71	<b>0,986</b>	119,37	23,87	<b>2,70</b>		
QE2/7	40	2,57	0,51	<b>0,058</b>	5,73	1,15	<b>0,130</b>	7,19	1,44	<b>0,16</b>		

Alle Versuchskörper wurden nach den Versuchen zerlegt. Bei keinem der Körper konnte ein Ermüdungsbruch der Längsbewehrung beobachtet werden. Da die Längsbewehrung gerade verläuft, spielt die starke Abminderung durch einen Biegerollenradius keine Rolle und es sind deutlich höhere Schwingbreiten als bei der Bügelbewehrung ertragbar. Die sehr hohen Längsbeanspruchungen direkt am Ende der zyklischen Beanspruchung sind nicht repräsentiv für die gesamte Lebensdauer. Über einen langen Zeitraum der Lebensdauer sind die Längsbeanspruchungen deutlich niedriger aber immer noch nennenswert. Beispielhaft wird im Folgenden für den maximal aufgetretenen Wert bei 80% der Lebensdauer der Ermüdungsnachweis nach DIN EN 1992-1-1<sup>209</sup>. Als Bolzenkraftschwingbreite wird der Maximalwert  $\Delta P_R$  und als Längsbewehrungsdurchmesser 10 mm, der dem Minimalwert für die statische Beanspruchbarkeit entspricht, verwendet. Aufgrund der unterschiedlichen Neigungen der Ermüdungsfestigkeitskurven von Kopfbolzen und Bewehrung wird die Auswertung für unterschiedliche Schwingspielzahlen durchgeführt, siehe Tabelle 4.17 für den ungünstigen Fall der Reihe QE2 mit einem geringen Randabstand und einer höheren Längsbewehrungsbeanspruchung. Ungünstigere Randbedingungen wie ein noch geringerer effektiver Randabstand oder eine dünnere Längsbewehrung sind bereits durch die Ergebnisse der statischen Untersuchungen von Kuhlmann & Kürschner ausgeschlossen. Die Auswertung in dieser Tabelle stellt damit den ungünstigsten Grenzfall dar.

Tabelle 4.17: Ermüdungsnachweis der Längsbewehrung für die maximale Bolzenbeanspruchung

Lastspiel N [-]	Ermüdungsfestigkeit Kopfbolzen $\Delta P_R$ [kN]	Maximale Längsbewehrungsbeanspruchung (Körper QE2/3) = $\Delta P_R \cdot 1,139$ [kN]	Ermüdungsfestigkeit Bewehrung $\sigma_{rsk}$ [MPa]	Ausnutzung Ermüdungsnachweis für $\varnothing 10$ inklusive $\gamma_{Mf,s} = 1,15$ [-]
100.000	13,0	14,8	277	0,78
1.000.000	9,7	11,0	<b>175</b>	0,93
2.000.000	<b>8,92</b>	10,1	162	0,92
10.000.000	7,3	8,3	136	0,90

Da der Ermüdungsnachweis für alle Schwingspielzahlen erfüllt ist, besteht bei ausschließlicher Querschubbeanspruchung kein Bedarf einen Ermüdungsnachweis für die Längsbewehrung zu

<sup>209</sup> Vgl. Norm DIN EN 1992-1-1 (2011), Abschnitt 6.8.4 und DIN EN 1992-1-1/NA (2011)

führen. Ergeben sich aus einer Längsbeanspruchung des Betongurts jedoch Spannungsschwingbreiten, dann ist zu empfehlen, die Schwingbreiten aus Querschub und Längsbeanspruchung zu addieren und einen Ermüdungsnachweis der Längsbewehrung zu führen. Für die Beanspruchung aus Querschub kann dabei das in Bild 4.51 dargestellte Stabwerkmodell herangezogen werden. Die Reduzierung des Bügelabstands  $s$  führt dabei zu einer großen Reduzierung der Beanspruchung.

Damit die Längsbewehrung aktiviert werden kann, sollte die Längsbewehrung, wie auch für randferne Kopfbolzen üblich, 30 mm unterhalb des Bolzenkopfs angeordnet werden, siehe Abschnitt 4.7.7.

#### 4.7.9 Bügelabstand und -anzahl

Eine Vergrößerung des Bolzenabstands führt zu einer Verringerung der Bügelanzahl pro laufenden Meter und der Abstand zwischen Bolzen und Bügel nimmt zu. Für die statische Beanspruchbarkeit der randnahen Kopfbolzen unter Querschub konnte nach den Untersuchungen von Kürschner<sup>210</sup> bis zu einem Bügelabstand  $s$  von 250 mm ein untergeordneter Einfluss des Bügelabstands festgestellt werden. Größere Bolzenabstände  $a$  und damit auch größere Bügelabstände  $s$  sind nach den aktuellen Regelungen für Querschub nicht zulässig. Da bei großen Bügelabständen mit gleichzeitig geringen effektiven Randabständen die Lasteinleitung in die Bügel ungünstiger wird, sollte der Bügelabstand auch für eine Ermüdungsbeanspruchung auf diesen Wert begrenzt werden. In der Befestigungstechnik<sup>211</sup> ist der Bügelabstand vom Verbindungsmittel auf 75 % des Randabstands in Krafrichtung  $c_1$  begrenzt, siehe Bild 4.56.

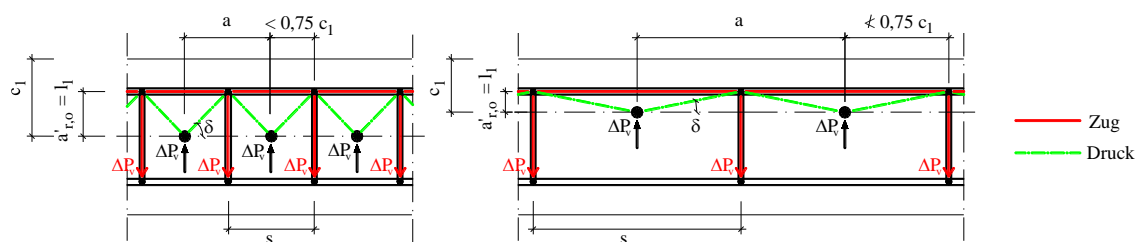


Bild 4.56: Einfluss Bügelabstand

Von Schmid & Eligehausen<sup>212</sup> werden weitere Informationen zur Bügelwirksamkeit gemacht. Daher wird hier empfohlen bei größeren Bolzenabständen  $a$  als 250 mm den Bügelabstand vom Kopfbolzen auf maximal  $0,75 c_1$  zu begrenzen.

Die Herleitung der Ermüdungsfestigkeit erfolgte an Versuchskörpern mit einem Bügel je Bolzen. Mehr Bügel je Bolzen lassen durch die bessere Einfassung des Kopfbolzens eher größere Schwingbreiten erwarten. Die ermittelten Ermüdungsfestigkeiten können daher auch für eine höhere Anzahl von Bügeln je Bolzen verwendet werden.

<sup>210</sup> Vgl. Kürschner, K. (2003), Abschnitt 4.4.3.3 (d)

<sup>211</sup> Vgl. Norm DIN CEN/TS 1992-4-2 (2009), Bild 9

<sup>212</sup> Vgl. Schmid, K. & Eligehausen, R. (2007), Abschnitt 2.1f

### 4.7.10 Ausführungstoleranzen: Lage der Bügel und effektiver Randabstand

Die Gewährleistung des planmäßigen Abstands der Kopfbolzen ist durch eine Fertigung in der Werkstatt ausreichend genau sichergestellt. Ebenso kann die Anzahl der vorgesehenen Bügel je Bolzen durch eine Überwachung gewährleistet werden. Von einer genau mittigen Lage der Bügel zwischen den Kopfbolzen kann wegen einer möglichen Verschiebung der Bügel während des Betonierens und aufgrund von Ausführungstoleranzen nicht ausgegangen werden. Ebenso unterliegt die Betondeckung, die einen entscheidenden Einfluss auf den effektiven Randabstand hat, Ausführungstoleranzen. Daher ist zur Bestimmung des effektiven Randabstands  $a_r'$  das Vorhaltemaß der Betondeckung  $\Delta c$  zu berücksichtigen.

Für die statische Tragfähigkeit wurden von Kürschner<sup>213</sup> numerische Untersuchungen durchgeführt, die eine Unempfindlichkeit der Bügellage auf die statische Tragfähigkeit aufzeigen. Das Stabwerkmodell in Bild 4.57 zeigt, dass bei gleichem Bügelabstand die Kraft im Bügel unabhängig von einer mittigen oder exzentrischen Bügellage ist. Somit sind Fertigungsungenauigkeiten bezüglich der Bügellage tolerierbar.

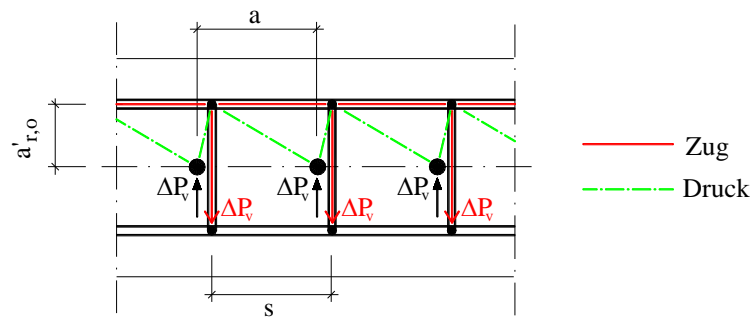


Bild 4.57: Stabwerkmodell für die stark exzentrische Bügelanordnung

### 4.7.11 Zweireihige Bolzenanordnung

Die Erhöhung der Bügelbeanspruchung durch eine mehrreihige Bolzenanordnung muss beim Ermüdungsnachweis der Bügel berücksichtigt werden, siehe Bild 4.58.

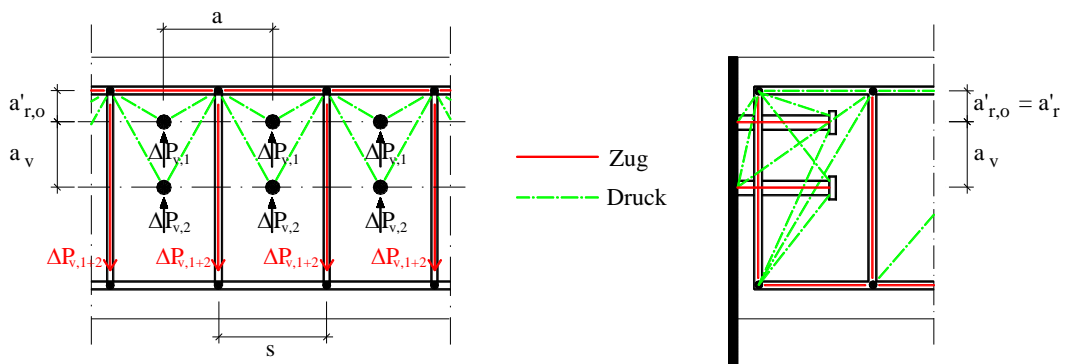


Bild 4.58: Stabwerkmodell für die zweireihige Bolzenanordnung

Die Auswertung von statischen Versuchen und numerischen Berechnungen zur Querschubtragfähigkeit von Kürschner<sup>214</sup> zeigen eine größere Beanspruchung der unteren Bolzenreihe. Durch den kleineren Betonausbruchquerschnitt der oberen Reihe ist dort früher mit Rissen im Beton zu

<sup>213</sup> Vgl. Kürschner, K. (2003), Abschnitt 4.4.3.3 (e)

<sup>214</sup> Vgl. Kürschner, K. (2003), Abschnitt 4.3.3.3 (h) und 4.4.3.3 (h)

rechnen. Für den rein statischen Fall ergeben sich durch die Rissbildung im Beton, die Plastizierung des Bolzenschafts und die gleichzeitige Einfassung des Ausbruchsquerschnitts durch den Bewehrungskorb auch noch bei einer großen Verformung Umlagerungsmöglichkeiten von der oberen auf die untere Bolzenreihe. Dadurch ist eine ungleichmäßige Lastverteilung auf die beiden Bolzenreihen bei einem duktilen Verhalten gewährleistet. Durch den größeren effektiven Randabstand der unteren Reihe kann dies auch durch die Bemessungsgleichung berücksichtigt werden.

Die ermüdungsrelevanten Beanspruchungen sind geringer als die Traglasten der statischen Beanspruchung. Auf diesem Niveau ist nicht mit plastischen Verformungen der Bolzen zu rechnen. Daher ist eine Übertragung der statischen Lastverteilung auf die Verteilung der Querschubbeanspruchung unter Ermüdungsbeanspruchung  $\Delta P_V$  auf die Bolzenreihen nicht ohne weiteres möglich.

Dennoch ergeben sich bei einer zyklischen Beanspruchung Umlagerungsmöglichkeiten zwischen den Bolzenreihen. Die Dehnungsmessungen der Bügel zeigen bereits bei den ersten Schwingspielen so große Dehnungen, dass bereits zu diesem frühen Zeitpunkt Risse im Beton vorhanden sind, siehe Abschnitt 4.5.6.4. Da wegen der Randnähe frühzeitig mit ersten Rissen bei der oberen Reihe zu rechnen war, besteht die Möglichkeit der Umlagerung von Kräften auf die untere Reihe. Bei den Wöhlerlinien für Kopfbolzen handelt es sich um Bruchwöhlerlinien und nicht um Anrisswöhlerlinien, siehe Abschnitt 3.2.3.1 und 4.9.2. Da die Tragfähigkeit des Kriteriums Bolzenabscheren höher ist als die des Kriteriums Betonausbruch sind bei randnahen Kopfbolzen ein großer Rissfortschritt und eine geringe Restbruchfläche bis zum plötzlichen Bolzenversagen möglich. Fortschreitende Risse verringern die Biegesteifigkeit des Bolzenfußpunktes. Damit wird die Umlagerung von Bolzen mit Anrissen auf andere Bolzen realisiert. Gerade die Schädigungen im Beton und Bolzen ermöglichen damit Umlagerungen, die entsprechend dem Randabstand zu Beanspruchungen der Kopfbolzen führt. Dieses redundante System ist aber nicht nur bei übereinander liegenden Reihen zu erwarten. Auch bei nebeneinander liegenden Bolzen ergeben sich durch die Schädigungen mögliche Beanspruchungsumverteilungen. So lässt sich auch erklären, dass die vermeintlich ungünstigen Bolzen mit nicht vollständigen Schweißwülsten, siehe Abschnitt 4.5.4 und Tabelle 4.9, erhebliche Spannungsspiele erreichten.

Als Schlussfolgerung kann angenommen werden, dass die Ermüdungsfestigkeit unabhängig voneinander mit dem entsprechenden effektiven Randabstand  $a_r'$  ermittelt werden kann.

Von Kürschner<sup>215</sup> wurde bei nicht versetzt angeordneten Bolzen und einem Abstand der Bolzenreihen  $a_v$  kleiner als 200 mm eine Reduktion der Tragfähigkeit festgestellt, siehe Gleichung (2-18). Da bei geringen Abständen der Bolzenreihen ein Überschneiden der Betonausbruchflächen zu erwarten ist, kann auch bei einer Ermüdungsbeanspruchung von einem ungünstigen Einfluss ausgegangen werden. Daher wird auch für die Ermüdungsbeanspruchung eine Abminderung der Ermüdungsfestigkeit bei geringen Abständen der Bolzenreihen erforderlich.

#### 4.7.12 Wirksamer Randabstand

Durch die Versuche konnte die Ermüdungsfestigkeit  $\Delta P_{V,c}$  für effektive Randabstände von 40 bzw. 50 und 100 mm ermittelt werden. Mit zunehmendem Randabstand erhöht sich die Ermüdungsfestigkeit. Bei einem Randabstand von 100 mm wird die Ermüdungsfestigkeit von rand-

<sup>215</sup> Vgl. Kürschner, K. (2003), Abschnitt 4.4.3.3 (h) und Gleichung (4-50)



fernen Kopfbolzen noch nicht erreicht. Für Randabstände größer als 100 mm liefert der Wert bei 100 mm ein sicheres Ergebnis.

Es ist zu erwarten, dass sich die Ermüdungsfestigkeit von randnahen Kopfbolzen mit einem größeren Randabstand als 100 mm sich der Ermüdungsfestigkeit von randfernen Kopfbolzen angleicht. Wegen des zu erwartenden nichtlinearen Verhaltens liegt eine lineare Extrapolation bis zum Erreichen der Ermüdungsfestigkeit von randfernen Kopfbolzen nicht auf der sicheren Seite.

Unter der Annahme, dass der Einfluss des Randabstands für die statische Beanspruchbarkeit und die Ermüdungsfestigkeit affin ist, lässt sich die Ermüdungsfestigkeit über den geprüften Wert von  $a_r' = 100$  mm hinaus erweitern: Ausgehend vom Mittelwert der statischen Querschubtragfähigkeit, siehe Gleichung (2-15), weist der Einfluss des Randabstands den Exponenten 0,7 auf. Bei den Versuchen waren alle Parameter, abgesehen vom effektiven Randabstand konstant. Damit lässt sich für die Extrapolation die folgende Bestimmungsgleichung aufstellen.

$$f(a_r') = b \cdot a_r'^{0,7} + c \quad (4-24)$$

Mit den Versuchsergebnissen von  $a_r'$  bei 40 und 100 mm lassen sich die Unbekannten  $b$  und  $c$  ermitteln. Es ergibt sich daraus:

$$f(a_r') = 1,88 \cdot a_r'^{0,7} - 11,78 \quad (4-25)$$

Die Funktion ist in Bild 4.59 als grüne Linie eingezeichnet. Es bestätigt sich, dass die Ermüdungsfestigkeit der randfernen Kopfbolzen gegenüber einer linearen Extrapolation, die im zugehörigen Bild als rote Linie dargestellt ist, bei einem größeren effektiven Randabstand  $a_r'$  erreicht wird. Während die lineare Extrapolation die Ermüdungsfestigkeit von randfernen Kopfbolzen bei  $a_r'$  von 116 mm erreicht, liegt der Schnittpunkt bei der Extrapolation nach Gleichung (4-25) bei 119 mm. Der Unterschied zwischen den beiden Varianten ist damit gering. Gleichung (4-25) wurde mit dem Versuchswert  $a_r' = 40$  mm der Versuchsreihe QE2 hergeleitet, da eine Herleitung über  $a_r' = 50$  mm einen zu günstigen Wert liefern würde, siehe blaue Linie in Bild 4.59.

Um einen eventuellen ungünstigeren Exponenten abzudecken, wird wegen fehlender Versuchsergebnisse mit größeren effektiven Randabständen für die Bemessung ein etwas konservativerer Ansatz vorgeschlagen, siehe schwarze Linie in Bild 4.59. Zwischen den effektiven Randabständen  $a_r' = 50$  und 100 mm kann linear interpoliert werden. Die Extrapolation für Randabstände größer als 100 mm kann unter der Annahme erfolgen, dass die Ermüdungsfestigkeit der randfernen Kopfbolzen bei 125 mm erreicht wird, ebenfalls linear erfolgen. Der Ermüdungsfestigkeit für randferne Kopfbolzen  $\Delta\tau_c$  beträgt nach aktueller Normung 90 MPa. Für den Durchmesser von 22 mm entspricht dies einer Schwingbreite von  $\Delta P_c$  von 34,2 kN.

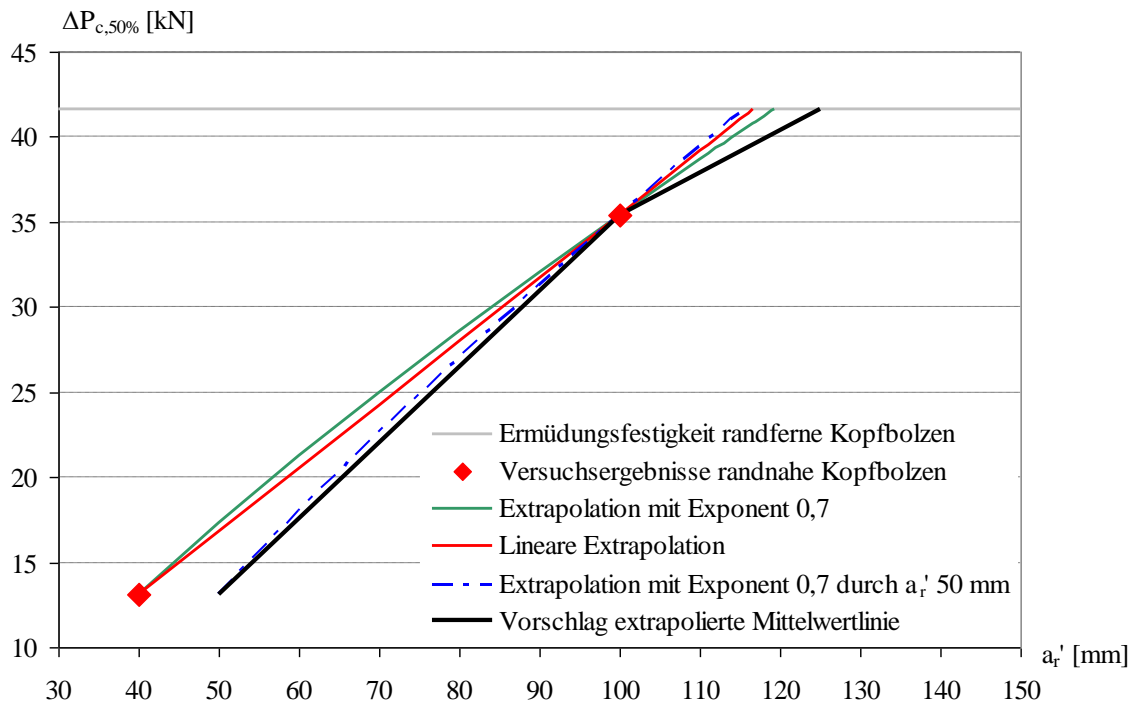


Bild 4.59: Extrapolation der Ermüdungsfestigkeit

#### 4.7.13 Rissbildung im Betongurt

Nur eine geringe Anzahl von Versuchen mit einer zyklischen Beanspruchung bei randfernen Kopfbolzen berücksichtigt die Rissbildung im Beton durch eine Längszugbeanspruchung des Gurts<sup>216</sup>. Daraus wurde abgeleitet, dass die Rissbildung für diesen Fall eine untergeordnete Rolle spielt<sup>217</sup>. Da dem Beton für den Fall einer randnahen Anordnung eine größere Bedeutung zukommt ist zu erwarten, dass eine Längszugbeanspruchung und die Rissbildung des Betons einen ungünstigen Einfluss auf die erwarteten Schwingspiele hat.

### 4.8 Interaktion Längsschub / Querschub

Die gleichzeitige Beanspruchung in Längs- und Querrichtung tritt bei einigen Konstruktionen auf. So entsteht in Brückenträgern aus der Verkehrslast eine Längsschubbeanspruchung aus der Haupttragwirkung während die Radlast gleichzeitig Querschub erzeugt, siehe Bild 4.1.

Die statischen Versuche unter kombinierter Beanspruchung von Kuhlmann & Kürschner deuten darauf hin, dass auch der Ermüdungsnachweis bei Beanspruchungen in beiden Richtungen nicht unabhängig voneinander geführt werden kann.

Die Gleichung (4-26) stellt grundsätzlich eine sinnvolle Möglichkeit dar, zwei unterschiedliche ermüdungsrelevante Beanspruchungen zu berücksichtigen.

$$\left( \frac{\gamma_{FF} \cdot \Delta P_{L,E2}}{\Delta P_{L,c} / \gamma_{Mf,v}} \right)^\alpha + \left( \frac{\gamma_{FF} \cdot \Delta P_{V,E2}}{\Delta P_{V,c} / \gamma_{Mf,v}} \right)^\alpha \leq 1 \quad (4-26)$$

<sup>216</sup> Vgl. Roik, K. & Hanswille, G. (1987)

<sup>217</sup> Vgl. Roik, K. & Hanswille, G. (1990); Abschnitt 4.5

Während für den Exponenten  $\alpha$  im Stahlbau relativ günstige Werte im Bereich zwischen drei und fünf, die im Bereich der dort verwendeten Steigungen  $m$  der Wöhlerlinien liegen, zur Anwendung kommen<sup>218</sup>, sind in der Befestigungstechnik auch Werte kleiner als eins, siehe Abschnitt 3.2.4.4, anzutreffen. Da in dem hier untersuchten Fall der Beton durch seine Steifigkeit und Rissbildung die Verformungen des Bolzens besonders am Bolzenfuß beeinflusst und damit einen deutlichen Einfluss auf die Biegebeanspruchung an dieser Stelle hat, ist eine deutliche Beeinflussung der Ermüdungsbeanspruchung einer Belastungsrichtung auf die andere zu erwarten. Daher sind für den Exponenten  $\alpha$  Ergebnisse im Bereich von eins entsprechend den Ergebnissen der Befestigungstechnik für eine kombinierte Längs- und Querbeanspruchung von Bolzen zu erwarten. Folgende Argumente sprechen für diese Annahme: Während im Stahlbau sich die Auswertung auf einen Werkstoff beschränkt, besteht in der Befestigungstechnik die gleiche Werkstoffkombination wie bei randnahen Kopfbolzen. Im Stahlbau wird die Interaktion zwischen Normal- und Schubspannungen durchgeführt. In der Befestigungstechnik und bei randnahen Kopfbolzen dagegen entstehen im Bolzen durch die Biegebeanspruchung in der Nähe der Betonoberfläche ermüdungsrelevante Normalspannungen, siehe Abschnitt 2.2.1 und 4.9.2.

Aus anderen Gründen lassen sich die Ergebnisse aus der Befestigungstechnik nicht vollständig übertragen: Für den Fall des Betonausbruchs infolge Ermüdung unterscheidet sich die Beanspruchung des Betons eines Befestigungsmittels weit vom Bauteilrand entfernt von derjenigen bei randnahen Kopfbolzen unter Längsschub. Zudem sind Schlüsse von einem auf das andere Befestigungsmittel nur begrenzt möglich. So zeigen zum Beispiel verschiedene Montagearten – Durchsteckvariante und Vorsteckvariante – unterschiedliche Ergebnisse im Exponenten  $\alpha$ <sup>219</sup>. Außerdem werden in der Befestigungstechnik die Ergebnisse meistens ohne Bewehrung bestimmt, für die randnahen Kopfbolzen sind die vorhandene Längs- und Bügelbewehrung für die erreichten Ermüdungsfestigkeiten von Bedeutung.

Dennoch werden hier zwei alternative Abschätzungen auf der sicheren Seite vorgenommen: Zum einen ist es denkbar für den Exponenten  $\alpha$  den geringsten bisher verwendeten Exponenten aus der Befestigungstechnik, der nach einer Literaturrecherche 0,75 beträgt, zu verwenden, siehe Abschnitt 3.2.4.4. Da die Ermüdungsfestigkeit für Querschub kleiner ist als für Längsschub besteht eine weitere Möglichkeit auf der sicheren Seite: Die vektorielle Addition der ermüdungsrelevanten Beanspruchungen in Längs- und Querrichtung und die Abgrenzung gegenüber der Ermüdungsfestigkeit für Querschub, siehe Gleichung (4-27).

$$\frac{\gamma_{FF} \cdot \sqrt{(\Delta P_{L,E2})^2 + (\Delta P_{V,E2})^2}}{\Delta P_{V,c} / \gamma_{Mf,v}} \leq 1 \quad (4-27)$$

Da die Interaktion für randnahe Kopfbolzen sehr praxisrelevant ist, sollten im Sinne von wirtschaftlichen und sicheren Ergebnissen zur Bestimmung und Absicherung von  $\alpha$  Versuche durchgeführt werden.

<sup>218</sup> Vgl. z.B. DIN EN 1993-1-9 (2010), Abschnitt 8 (3)

<sup>219</sup> Vgl. Block, K. & Dreier, F. (2003); Bild 5.17

## 4.9 Versuche für die Untersuchung der statischen Resttragfähigkeit

### 4.9.1 Allgemeines

Die Untersuchung der statischen Resttragfähigkeit wurde an den Versuchskörpern der Reihe QE3 durchgeführt. Die Körper wiesen einen effektiven Randabstand  $a_r'$  von 100 mm auf. Um einen Vergleich zu rein zyklisch beanspruchten Versuchskörpern zu erhalten, wurden die Körper der Reihe QE3 geometrisch identisch zur Reihe QE1 hergestellt. Bei der Reihe QE1 wurde jedoch festgestellt, dass der Randabstand systematisch um etwa 5 mm zu gering ausgeführt wurde und damit  $a_r'$  im Mittel 95 mm betrug, siehe Abschnitt 4.5.2.

Die Körper der Reihe QE3 wiesen gegenüber der Reihe QE1 eine etwas höhere Betondruckfestigkeit auf. Dies ist auf eine andere Betoncharge und vor allem auf die längere Lagerungsdauer zurückzuführen, siehe Abschnitt 4.4.2.

Um die Versuchsdauer möglichst kurz zu halten, wurde die höchste Schwingbreite  $\Delta\tau$  der Reihe QE1 verwendet. Die Versuche dieser Reihe sind daher mit den rein zyklisch beanspruchten Körpern QE1/3, QE1/4, QE1/6 und QE3/8 zu vergleichen.

In Tabelle 4.18 bis Tabelle 4.20 sind die wesentlichen Kennwerte, statischen Tragfähigkeiten und die Angaben zur zyklischen Beanspruchung aufgelistet.

Tabelle 4.18: Mittlere statische Tragfähigkeiten  $P_t$ , Oberlast und Oberlastniveau je Bolzen der Reihe QE3

Körper	effektiver Randab- stand $a_r'$ [mm]	Beton- druck- festigkeit $f_c$ [N/m m <sup>2</sup> ]	Bolzen- zugfestig- keit $f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	E-Modul $E_{cm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	mittlere Bolzentragfähigkeit $P_t$			Bolzen- oberlast $P_{OL}$ [kN]	Oberlastniveau bezüglich mitt- lerer Bolzentragfähigkeit		
					$P_{t,V}$ Randnah Gl. (2-15) [kN]	$P_{t,B}$ Beton Gl. (2-1) [kN]	$P_{t,S}$ Abscheren Gl. (2-2) [kN]		$P_{OL}/P_{t,V}$ Randnah [-]	$P_{OL}/P_{t,B}$ Beton [-]	$P_{OL}/P_{t,S}$ Abscheren [-]
QE3/1	100	37,0	543	28.000	72,7	184,2	206,4	statischer Versuch			
QE3/2	100	38,0	543	28.300	73,6	187,7	206,4	44,0	0,60	0,23	0,21
QE3/3	100	38,5	543	28.500	74,1	189,6	206,4	43,3	0,58	0,23	0,21
QE3/4	100	39,5	543	28.800	75,1	193,1	206,4	44,0	0,59	0,23	0,21
QE3/5	100	39,5	543	28.800	75,1	193,1	206,4	44,0	0,59	0,23	0,21
QE3/6	100	39,5	543	28.800	75,1	193,1	206,4	43,7	0,58	0,23	0,21
QE3/7	100	39,5	543	28.800	75,1	193,1	206,4	43,9	0,59	0,23	0,21

Tabelle 4.19: Oberlastniveau bezüglich charakteristischem Wert und Bemessungswert der Bolzentragfähigkeit der Reihe QE3

Körper	Charakteristische Bolzen- tragfähigkeit $P_{Rk}$ (DIN 18800-5 (2007))			Oberlastniveau bezüglich charakteristischer Bolzen- tragfähigkeit			Bemessungswert der Bolzen- tragfähigkeit $P_{Rd}$			Oberlastniveau bezüglich dem Bemessungswert der Bolzen- tragfähigkeit		
	$P_{Rk,V}$ Gl. (2-16) [kN]	$P_{Rk,B}$ Gl. (2-3) [kN]	$P_{Rk,S}$ Gl. (2-4) [kN]	$P_{OL}/P_{Rk,V}$ [-]	$P_{OL}/P_{Rk,B}$ [-]	$P_{OL}/P_{Rk,S}$ [-]	$P_{Rd,V}$ [kN]	$P_{Rd,B}$ [kN]	$P_{Rd,S}$ [kN]	$P_{OL}/P_{Rd,V}$ [-]	$P_{OL}/P_{Rd,B}$ [-]	$P_{OL}/P_{Rd,S}$ [-]
QE3/1	55,6	109,0	136,8	statischer Versuch			44,5	87,2	109,5	statischer Versuch		
QE3/2	56,5	111,5	136,8	0,78	0,39	0,32	45,2	89,2	109,5	0,97	0,49	0,40
QE3/3	57,0	112,8	136,8	0,76	0,38	0,32	45,6	90,3	109,5	0,95	0,48	0,40
QE3/4	57,9	115,2	136,8	0,76	0,38	0,32	46,3	92,2	109,5	0,95	0,48	0,40
QE3/5	57,9	115,2	136,8	0,76	0,38	0,32	46,3	92,2	109,5	0,95	0,48	0,40
QE3/6	57,9	115,2	136,8	0,76	0,38	0,32	46,3	92,2	109,5	0,94	0,47	0,40
QE3/7	57,9	115,2	136,8	0,76	0,38	0,32	46,3	92,2	109,5	0,95	0,48	0,40

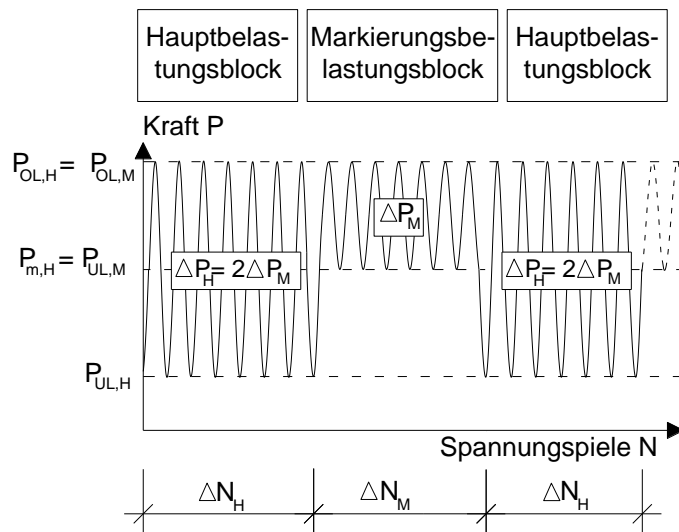
Tabelle 4.20: Bolzenbeanspruchung, Lastspielzahlen, Frequenzen

Körper	$P_{OL}$ [kN]	$P_{UL,H}$ [kN]	$\Delta P_H$ [kN]	$P_{UL,M}$ [kN]	$\Delta P_M$ [kN]	$\frac{P_{OL}}{P_t}$ [-]	$\frac{P_{UL,H}}{P_{t,V}}$ [-]	$\frac{P_{UL,M}}{P_{t,V}}$ [-]	$R_H$ [-]	$R_M$ [-]	$\tau_{OL}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\Delta\tau_H$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\Delta\tau_M$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$N_H / N_M$ [-]	Frequenz $f_H / f_M$ [Hertz]
QE3/1	statischer Versuch														
QE3/2 <sup>a)</sup>	44,0	1,1	42,9	-	-	0,60	0,01	-	0,03	-	115,6	112,8	-	220.000/ -	4,5 / -
QE3/3 <sup>a)</sup>	43,3	1,5	41,8	-	-	0,58	0,02	-	0,03	-	113,9	110,0	-	220.000/ -	4,5 / -
QE3/4	44,0	1,2	42,8	22,2	21,8	0,59	0,02	0,30	0,03	0,50	115,7	112,7	57,3	250.000/ 225.000	4,5 / 6,5
QE3/5	44,0	1,2	42,8	22,2	21,8	0,59	0,02	0,30	0,03	0,50	115,8	112,5	57,4	250.000/ 225.000	4,5 / 6,5
QE3/6	43,7	1,2	42,5	22,1	21,6	0,58	0,02	0,30	0,03	0,51	115,1	111,9	56,9	300.000/ 275.000	4,5 / 6,5
QE3/7	43,9	1,4	42,5	22,1	21,8	0,58	0,02	0,30	0,03	0,50	115,4	111,8	57,3	350.000/ 325.000	4,5 / 6,5

Hinweise:

<sup>a)</sup> Bei den Körpern QE3/2 und QE3/3 wurden keine Rastlinien erzeugt.

Um Aussagen über den Anrisszeitpunkt sowie die Rissfortschrittsgeschwindigkeit zu machen, wurden die Versuche QE3/4 bis QE3/7 blockweise mit unterschiedlichen Unterlasten beansprucht. Die Oberlast wurde bei allen Blöcken gleich gelassen. Die Unterlast wurde bei den so genannten Markierungsblöcken auf die Mittellast der Hauptbelastungsblöcke angehoben, vgl. Bild 4.60. Durch die gleichbleibende Oberlast werden Lastreihenfolgeeffekte minimiert<sup>220</sup>.



Angelehnt an: Hadrych, I. (2000), Bild 6.5

Bild 4.60: Blocklastfolgen der Versuche QE3/4 bis QE3/7

In Abhängigkeit der Ermüdungsbeanspruchung stellten sich an der Rissbruchfläche unterschiedliche Rauigkeiten und Färbungen ein. Durch die blockweise konstanten Beanspruchungen zeigten sich bei den Blöcken mit geringerer Schwingbreite kleine dunkle Zonen. Diese Zonen werden auch als Rastlinien bezeichnet. Nähere Informationen zu den Färbungen gibt beispielsweise Hadrych<sup>221</sup> an. Die Tabelle 4.21 gibt über die Anzahl und Schwingspielzahl der Blocklasten Auskunft.

<sup>220</sup> Vgl. Hadrych, I. (2000)

<sup>221</sup> Vgl. Hadrych, I. (2000)

Tabelle 4.21: Blockanzahl und Blockschwingspielzahlen

Versuch	Hauptbelastungsblock		Markierungsbelastungsblock	
	Anzahl Blöcke n	Schwingspielzahl je Block $\Delta N_{H,i}$	Anzahl Blöcke n	Schwingspielzahl je Block $\Delta N_{M,i}$
QE3/4	10	25.000	9	25.000
QE3/5	10	25.000	9	25.000
QE3/6	12	25.000	11	25.000
QE3/7	14	25.000	13	25.000

#### 4.9.2 Verhalten während der zyklischen Beanspruchung

Das Verhalten während der zyklischen Beanspruchung glich dem Verhalten der rein zyklisch beanspruchten Versuchskörper der Reihen QE1 und QE2, vgl. Abschnitt 4.5.4. Bei keinem der Körper trat in dieser Phase ein Ermüdungsversagen ein.

Nach der Überprüfung der statischen Resttragfähigkeit wurden die Körper zerlegt und die Risstypen und die relativen Bruchflächen der Rissfortschrittsflächen notiert, vgl. Tabelle 4.22. Bei den mit Blocklasten durchgeführten Versuchen konnten Rastlinien beobachtet werden, vgl. Bild 4.61. Jedoch nicht bei allen Bolzen konnten die Rastlinien festgestellt werden. Bei manchen Bolzen sind auch manche Linien nicht eindeutig zu erkennen. Die Anzahl der Linien, die mindestens eindeutig als Rastlinien einzuordnen sind, sind ebenfalls in dieser Tabelle aufgeführt. Die Rastlinien verlaufen nahezu horizontal. Die Gewaltbruchfläche befindet sich unten auf der lastabgewandten Seite. Der Anriss befindet sich immer oben auf der lastzugewandten Seite. Die Form der Rastlinien ist typisch für eine einseitige Biegebeanspruchung. Dies deckt sich mit dem Modell zum Lastabtrag von Kopfbolzen, bei dem es gerade am Bolzenfuß zu einer starken Biegebeanspruchung kommt, siehe Abschnitt 2.2.1. Die bei allen Versuchen vorhandene geringe Restbruchfläche lässt sich durch eine geringe Nennspannung bzw. durch die im Vergleich zur Ausnutzung des Betonausbruchs  $P_{OL}/P_{t,v}$  geringen Ausnutzung der Bolzen  $P_{OL}/P_{t,s}$  erklären, siehe Tabelle 4.18.



Bild 4.61: Rastlinien am Bolzen K11 des Körpers QE3-5

Tabelle 4.22: Anrissflächen und Risstypen

Körper		Bolzen								S <sub>j,H</sub> [-]	S <sub>j,M</sub> [-]
		K1l	K2l	K3l	K4l	K1r	K2r	K3r	K4r		
QE3/2	Bruchfläche [%]	15	15	0	20	70	0	0	15	0,514	-
	Risstyp	A	A	--	A	A	--	--	A		
QE3/3	Bruchfläche [%]	55	0	0	0	65	10	35	20	0,420	-
	Risstyp	A	--	--	--	A	A	A	A		
QE3/4	Bruchfläche [%]	50	0	5	0	100	30	20	35	0,580	0,0021
	Risstyp	A	--	A	--	A	A	A	A		
	Sichtbare Rastlinien	8	--	0	--	8	5	3	5		
	Lastspiele N <sub>H</sub> beim Anriss ≤ [-]	50.000		250.000		50.000	125.000	175.000	125.000		
	Verhältnis Anriss- / erwartete Lastspielzahl ≤ [%]	12		58		12	29	41	29		
QE3/5	Bruchfläche [%]	100	30	0	50	80	30	0	10	0,572	0,0021
	Risstyp	A	A	--	A	A	A	--	B		
	Sichtbare Rastlinien	9	6	--	9	9	5	--	---- <sup>b) c)</sup>		
	Lastspiele N <sub>H</sub> beim Anriss ≤ [-]	25.000	100.000		25.000	25.000	125.000				
	Verhältnis Anriss- / erwartete Lastspielzahl ≤ [%]	6	23		6	6	29				
QE3/6	Bruchfläche [%]	60	15	0	0	40	50	15	20	0,657	0,0024
	Risstyp	A	A	--	--	A	A	A	A		
	Sichtbare Rastlinien	7	5	--	--	8	7	5	7		
	Lastspiele N <sub>H</sub> beim Anriss ≤ [-]	125.000	175.000			100.000	125.000	175.000	125.000		
	Verhältnis Anriss- / erwartete Lastspielzahl ≤ [%]	27	38			22	27	38	27		
QE3/7	Bruchfläche [%]	30	50	0	25	100	10	25	45	0,761	0,0030
	Risstyp	A+B <sup>a)</sup>	A	-	A	A	B	A	A		
	Sichtbare Rastlinien	---- <sup>b)</sup>	10	--	4	11	---- <sup>b)</sup>	4	10		
	Lastspiele N <sub>H</sub> beim Anriss ≤ [-]		100.000		250.000	75.000		250.000	100.000		
	Verhältnis Anriss- / erwartete Lastspielzahl ≤ [%]		22		54	16		54	22		

- a) Die Bezeichnung A+B steht für zwei getrennte Risse vom Typ A und B in zwei Ebenen.
- b) Es sind keine Rastlinien zu erkennen.
- c) Der Kopfbolzen zeigt einen nicht vollständigen Schweißwulst.

Die Tabelle 4.22 enthält außerdem Angaben zur Schädigung. Die Schädigung S wurde mit Hilfe der linearen Schadensakkumulationshypothese nach Palmgren und Miner berechnet, siehe Gleichung (4-28). N<sub>j</sub> sind dabei die Schwingspiele einer Klasse – in diesem Fall die Schwingspiele des Hauptbelastungsblocks und die des Markierungsblocks – und N<sub>Bruch,j</sub> die zu der jeweiligen Klasse gehörige Bruchspielzahl. Die Bruchspielzahlen N<sub>Bruch,j</sub> wurden mit Hilfe der Reihe QE1 ermittelten Wöhlerlinie aus Abschnitt 4.6.3 bestimmt.

$$S = \sum \frac{N_j}{N_{Bruch,j}} \tag{4-28}$$

Die Schädigungen sind in der Tabelle getrennt für die Summe der Schwingspiele in den Hauptbelastungsblöcken S<sub>i,H</sub> und für die Summe der Schwingspiele in den Markierungsblöcken S<sub>i,M</sub> angegeben. Die Schädigung der Markierungsblöcke ist so gering, dass sie vernachlässigt werden kann. Die Körper wiesen berechnete Schädigungen von 0,42 bis 0,76 auf.

Die gesamte, erwartete Lastspielzahl im Hauptbelastungs- und im Markierungsblock N<sub>H+M</sub> kann dadurch allein durch die Beanspruchung im Hauptbelastungsblock Δτ<sub>H</sub><sup>m</sup> mit Hilfe von Gleichung (4-29) und einer Steigung m von 8,0 bestimmt werden.

$$N_{H+M} = \frac{\Delta\tau_{c,50\%}^m}{\Delta\tau_H^m} \cdot N_{c,50\%} \tag{4-29}$$

Aus der Anzahl der Rastlinien kann die Lastspielzahl bestimmt werden, bei der spätestens ein Riss eingetreten ist. Mit dem Verhältnis der somit gewonnenen Anrisslastspielzahl und der erwarteten Lastspielzahl lässt sich der Rissbeginn einordnen. Dabei kann festgestellt werden, siehe Tabelle 4.22, dass der Anriss teilweise sehr früh innerhalb des ersten Hauptbelastungsblocks auftrat.

### 4.9.3 Wegmessungen

#### 4.9.3.1 Allgemeines

Die Wegmessungen für die Versuche der Reihe QE3 unterschieden sich qualitativ nicht von den Messungen der Reihen QE1 und QE2. Im Folgenden werden daher nur die Besonderheiten dieser Versuchsreihe aufgeführt.

#### 4.9.3.2 Schlupf

Durch die Blocklastfolgen der Versuche QE3/4 bis QE3/7 zeigten sich bei den Messungen des Schlupfs an der Unterlast und dadurch auch bei der Schlupfdifferenz zwischen Ober- und Unterlast bei den Hauptbelastungsblöcken und den Markierungsblöcken unterschiedliche Werte. Beispielhaft zeigt Bild 4.62 die Schlupfentwicklung des Körpers QE3/5 auf der rechten Seite.

Analog zu den Auswertungen der rein zyklisch durchgeführten Versuche stellt Bild 4.63 die Schlupfdifferenz  $\Delta s$  zwischen Ober- und Unterlast der Versuche QE3/2 bis QE3/7 dar. Die Messungen wurden getrennt für die linke und für die rechte Seite ausgewertet. Dargestellt sind die jeweils größeren Werte. Die Unterschiede zwischen den beiden Seiten waren teilweise sehr gering. Mit einer berechneten, maximalen Schädigungsrate  $S$  von 0,76 lagen alle Körper noch in der Phase 2 mit einem linearen Schlupfwachstum, siehe Abschnitt 4.5.5.2. Die gemessenen Werte der unterschiedlichen Körper lagen sehr eng zusammen. Die berechneten Schädigungsraten, die gemessenen Schlupfdifferenzen  $\Delta s$  mit den wahrscheinlichen Werten von 0,4-0,6 mm für einen Übergang in Phase 3 als auch die Entwicklung des Schlupfs bei der Oberlast, siehe Bild 4.64 deuten auf eine fortgeschrittene Schädigung hin. Bestätigt wird dies durch die zahlreichen Anrisse, siehe Tabelle 4.22.

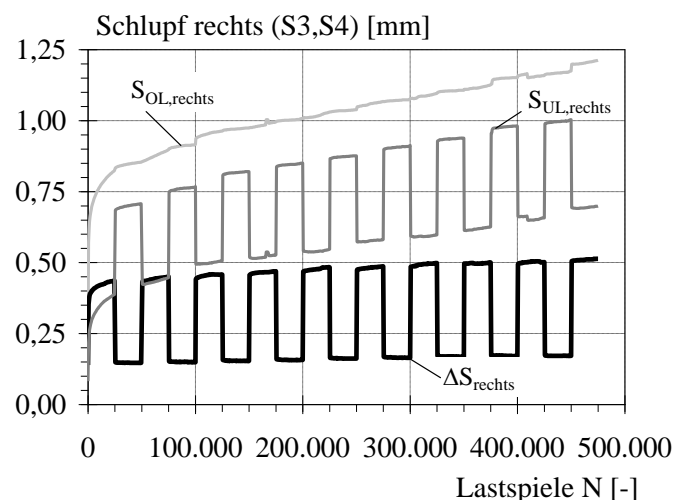


Bild 4.62: Verlauf des Schlupfs auf der rechten Seite des Körpers QE3/5



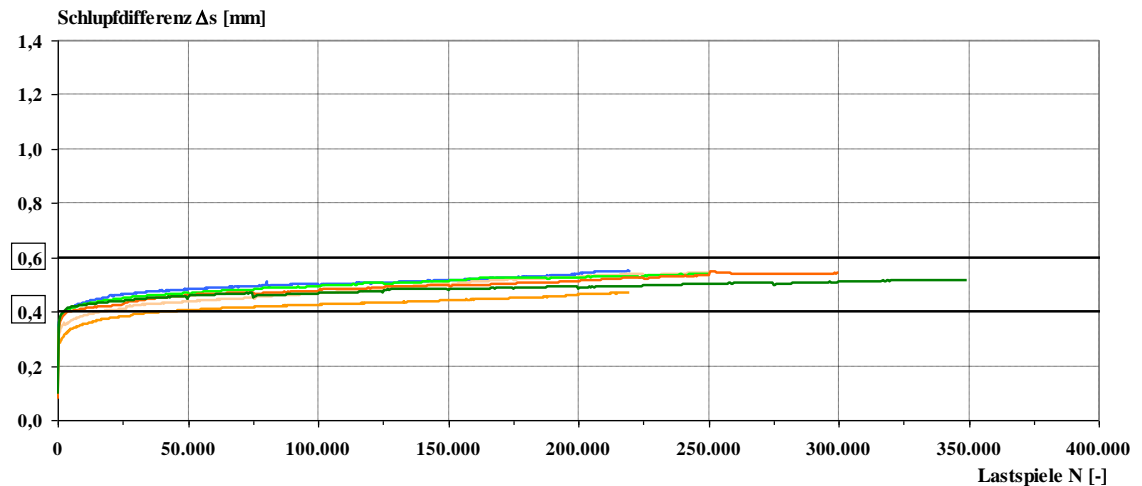
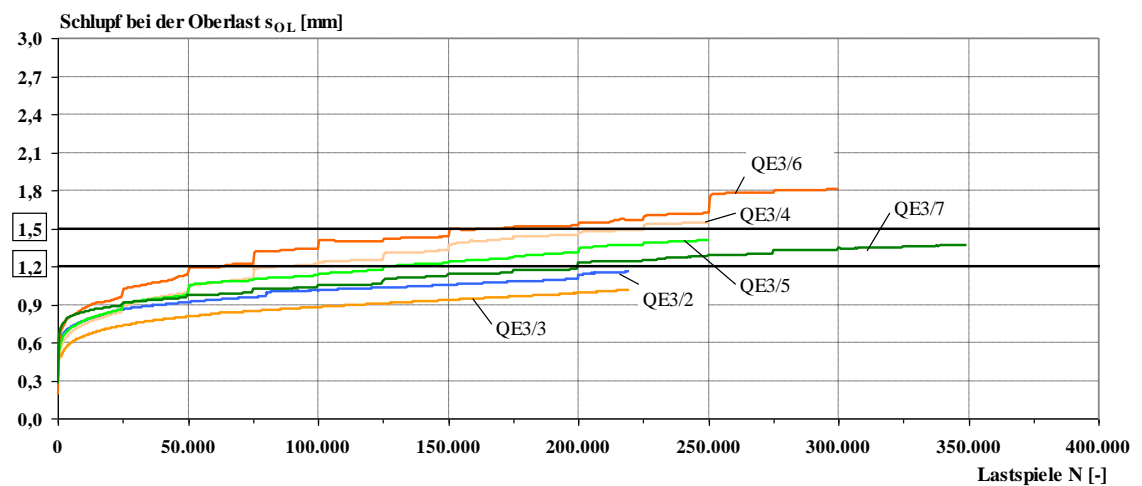
Bild 4.63: Schlupfdifferenz  $\Delta s$  in Abhängigkeit von der Lastspielzahl  $N$  bei der Reihe QE3

Bild 4.64: Maximaler Schlupf bei Oberlast in Abhängigkeit der Lastspielzahl bei der Reihe QE3

#### 4.9.4 Dehnungsmessungen

Die gemessenen Dehnungen ähneln denen der anderen Versuchsreihen. Den Ausführungen in Abschnitt 4.5.6 ist nichts hinzuzufügen. Die Einzelergebnisse können dem Versuchsbericht<sup>222</sup> entnommen werden.

#### 4.9.5 Verhalten bei der Überprüfung der statischen Resttragfähigkeit

##### 4.9.5.1 Allgemeines

Im Anschluss an die zyklische Beanspruchung wurden die Körper QE3/2 bis QE3/7 weggesteuert statisch zu Bruch gefahren.

Da einige Versuche der Reihen QE1 und QE2 durch den Betonausbruch beendet wurden, dieser jedoch durch die Bewehrung mit dem restlichen Betonkörper verbunden blieb und die Kopfbolzen noch nicht vollständig abgesichert waren, wurde auch für diese Körper eine Überprüfung der statischen Resttragfähigkeit möglich. Der folgende Abschnitt enthält daher Informationen zu al-

<sup>222</sup> Vgl. Kuhlmann, U. & Raichle, J. (2007)

len Versuchskörpern, an denen eine Überprüfung der statischen Resttragfähigkeit durchgeführt wurde.

#### 4.9.5.2 Statische Resttragfähigkeit

Die Versuche zur statischen Resttragfähigkeit wurden meistens mit einer Kalotte zwischen der hydraulischen Presse und dem Lasteinleitungsträger durchgeführt. Damit konnte gewährleistet werden, dass die Beanspruchungen auf der linken und rechten Seite der Körper gleich groß waren.

In Tabelle 4.23 sind die Versuche zur statischen Resttragfähigkeit für die Versuchsreihe QE3, sowie die zugehörigen rein zyklisch beanspruchten Körper QE1/3, QE1/4 und QE1/6 aufgeführt. Zusätzlich aufgenommen sind die Versuchskörper QE1/9 und QE3/1, die zur Überprüfung der statischen Tragfähigkeit ausschließlich weggeregelt statisch zu Bruch gefahren wurden. Die Tabelle enthält Angaben zur mittleren, rechnerischen Bolzentragfähigkeit  $P_t$  nach Gleichung (2-15) als auch zum experimentell ermittelten Wert  $P_e$ . Der Quotient  $P_e/P_t$  zeigt mit Werten von größer als 1,0, dass bei allen Körpern die experimentell ermittelte Traglast größer war als dies rechnerisch vorauszusehen war. Lediglich die Körper, die bis zum Versagen zyklisch beansprucht wurden, ermöglichen kurz vor dem Versagen nur noch eine Tragfähigkeit in Höhe der Oberlast.

Tabelle 4.23: Versuche zur Überprüfung der statischen Resttragfähigkeit

Körper	Belastungstyp	Schädigung S [-]	Oberlast $P_{OL}$ [kN]	Bolzentragfähigkeit $P_t$ , Gl. (2-15) [kN]	Bolzentragfähigkeit $P_e$ [kN]	$P_e/P_t$ [-]
QE1/3	zyklisch	1	44,3	65,7	48,2	0,73
QE1/4	zyklisch	1	44,1	67,2	41,2	0,61
QE1/6	zyklisch	1	44,3	65,7	44,3 <sup>a)</sup>	0,67
QE1/9	statisch	0	-	67,2	82,6	1,23
QE3/1	statisch	0	-	72,7	76,6	1,05
QE3/2	Resttragfähigkeit	0,514	44,0	73,6	85,6	1,16
QE3/3	Resttragfähigkeit	0,420	43,3	74,1	80,5	1,09
QE3/4	Resttragfähigkeit	0,580	44,0	75,1	78,5	1,05
QE3/5	Resttragfähigkeit	0,572	44,0	75,1	85,2	1,13
QE3/6	Resttragfähigkeit	0,657	43,7	75,1	76,6	1,02
QE3/7	Resttragfähigkeit	0,761	43,9	75,1	79,7	1,06

<sup>a)</sup> Wert entspricht der Oberlast, da bei der zyklischen Prüfung die Kopfbolzen bereits abgesichert sind.

In Abhängigkeit der Schädigung S ist in Bild 4.65 die bezogene Tragfähigkeit  $P_e/P_t$  aufgetragen. In diesem Bild ist zusätzlich der lineare Trend der Versuche QE3/2 bis QE3/7 dargestellt. Tendenziell ist mit zunehmender Schädigung S eine abnehmende Tragfähigkeit zu erkennen. Die rein statisch geprüften Körper QE1/9 und QE3/1 zeigten ebenfalls eine größere Tragfähigkeit als vorausgesagt.

Die Versuche zur Überprüfung der statischen Resttragfähigkeit zeigten damit zwar eine größere experimentelle Tragfähigkeit  $P_e$  als die rechnerische Tragfähigkeit  $P_t$ , jedoch eine etwas geringere Tragfähigkeit als die direkten Referenzversuche. Die Reduktion der Tragfähigkeit selbst gegenüber diesen Versuchen ist jedoch gering.

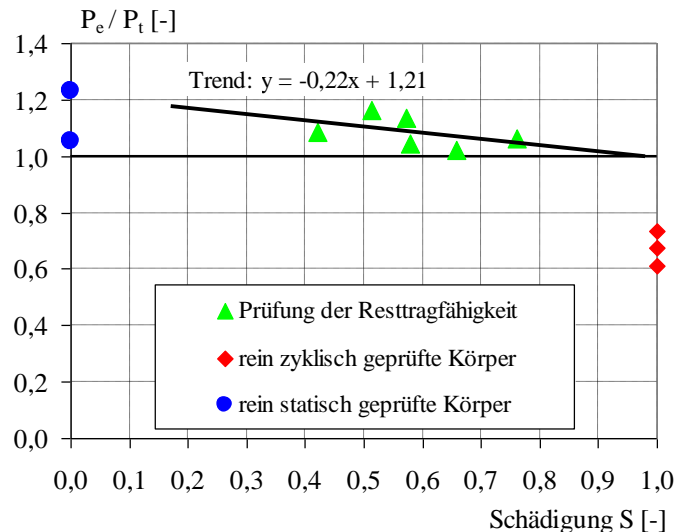


Bild 4.65: Bezogene Tragfähigkeit  $P_e/P_t$  in Abhängigkeit der Schädigung

Zu erklären ist die relativ hohe Tragfähigkeit nach einer zyklischen Vorbelastung im Vergleich zu den Untersuchungen an randfernen Kopfbolzen, siehe Abschnitt 3.2.5.2, durch die geringe Ausnutzung des Bolzens. In allen Fällen ist das Betonversagen gegenüber dem Stahlversagen bei weitem maßgebend. Bei den Versuchen der Reihe QE1 und QE3 mit dem größeren experimentell untersuchten Randabstand ist die Bolzenausnutzung  $P_{OL}/P_{t,s}$  nur etwa ein Drittel so groß wie die Ausnutzung des Betonversagens  $P_{OL}/P_{t,v}$ , siehe Tabelle 4.6 und Tabelle 4.18. Dies bedeutet im Umkehrschluss, dass der Ermüdungsriß bereits zwei Drittel des Bolzenquerschnitts erreicht hat, bevor mit einem Abscheren der Bolzen zu rechnen ist. Noch extremer sind die Verhältnisse mit abnehmendem Randabstand. Bei der Versuchsreihe QE2 beträgt die Bolzenausnutzung nur etwa 20% der Ausnutzung für das Betonversagen, siehe Tabelle 4.6.

Zusätzlich ist anzuführen, dass selbst bei Bolzen mit einem Risstyp A und einer vollständigen Bruchfläche die Übertragung einer Kraft möglich ist. Durch die Einbrandtiefe und den Schweißwulst wird ein Auflager für den Bolzenfuß geschaffen, so dass Schubkräfte übertragen werden können, siehe Bild 4.66. Diese Möglichkeit lässt zwar keine besonders hohen übertragbaren Kräfte erwarten, sie ist aber dennoch im Vergleich zu der bei Querschub relevanten Kraftamplitude nennenswert.



Bild 4.66: Bruchfläche Risstyp A mit vollständigem Schweißwulst bei Körper QE2/7

Bei den Versuchen, die wegen Betonversagen abgebrochen wurden, zeigten sich bei der Überprüfung der statischen Resttragfähigkeit Tragfähigkeiten, die nur geringfügig größer waren als die verwendete Oberlast, siehe Tabelle 4.24. Damit entsprach die gewählte Oberlast am Ende der zyklischen Beanspruchung der Tragfähigkeit. Lediglich der Versuchskörper QE1/10 wies eine deutlich größere Tragfähigkeit auf. Dies ist jedoch darauf zurückzuführen, dass dieser Versuch wegen der hohen erreichten Lastspielzahl bereits vor dem Ermüdungsbruch beendet wurde. Gerade an diesem Körper sind Ermüdungsbruchflächen von 60-100 % der Bolzenfläche aufgetreten, siehe Tabelle 4.9. Die hohe Resttragfähigkeit trotz fortgeschrittener Ermüdungsrisse der Bolzen wird damit bestätigt.

Tabelle 4.24: Resttragfähigkeit der bis zum Bruch zyklisch beanspruchten Körper

Körper	Oberlast		Bolzentragfähigkeit		
	$P_{OL}$ [kN]	$P_e/P_{OL}$ [-]	$P_t$ [kN]	$P_e$ [kN]	$P_e/P_t$ [-]
QE1/1	38,7	1,09	63,6	42,3	0,67
QE1/2	38,5	1,09	65,2	42,1	0,65
QE1/5	44,3	1,12	66,2	49,8	0,75
QE1/7	44,2	1,14	66,2	50,6	0,76
QE1/10 <sup>a)</sup>	44,2	1,62	66,7	71,7	<b>1,08</b>
QE2/1 <sup>b)</sup>	--	--	35,0	33,0	0,94
QE2/2	19,1	1,27	35,3	24,2	0,69
QE2/3	18,8	1,10	35,3	20,6	0,58
QE2/4	18,8	1,23	36,1	23,2	0,64
QE2/5	18,8	1,10	36,4	20,7	0,57

a) Der Versuch wurde wegen der großen Lastspielzahl bereits vor dem Versagen abgebrochen.

b) Der Versuch wurde ausschließlich statisch durchgeführt.

### 4.9.5.3 Wegmessungen

Abgesehen von den Versuchen QE1/6, QE1/8 und QE3/8, bei denen ein Ermüdungsversagen plötzlich durch das Abscheren der Kopfbolzen eintrat, zeigten die Versuche bei der Überprüfung der Resttragfähigkeit ein sehr duktilen Verhalten. Durch den Betonausbruch kam es zu einer Vergrößerung des Schlupfs. Die Last-Verformungskurve der Körper wurde mit zunehmender Beanspruchung immer weicher. Die Bewehrung hielt aber den Betonausbruchkörper über eine große Messlänge mit dem restlichen Stahlbetonkörper zusammen. Dadurch wurde ein schlagartiges Versagen verhindert.

Bei den Versuchen, die bis zum Ausbruch eines Betonkörpers zyklisch beansprucht wurden, wurde der Einfluss dieses Ausbruchs auf die Steifigkeit während der Überprüfung der statischen Resttragfähigkeit deutlich. Bild 4.67 zeigt eine Last-Verformungskurve am Beispiel des Körpers QE1/2. Bei diesem Körper kam es am Ende der zyklischen Beanspruchung auf der linken Seite zu einem Betonausbruch. Die rechte Seite mit unzerstörtem Beton zeigte eine wesentlich größere Steifigkeit als die linke Seite mit dem Betonausbruch. Bei längeren Verbundfugen ermöglicht die hohe Flexibilität in dem zerstörten Bereich die Umlagerung in andere, nicht geschädigte Bereiche. Gleichzeitig sind im geschädigten Bereich mit dem Betonausbruch noch nennenswerte Kräfte übertragbar. Damit wird ein redundantes System gebildet.

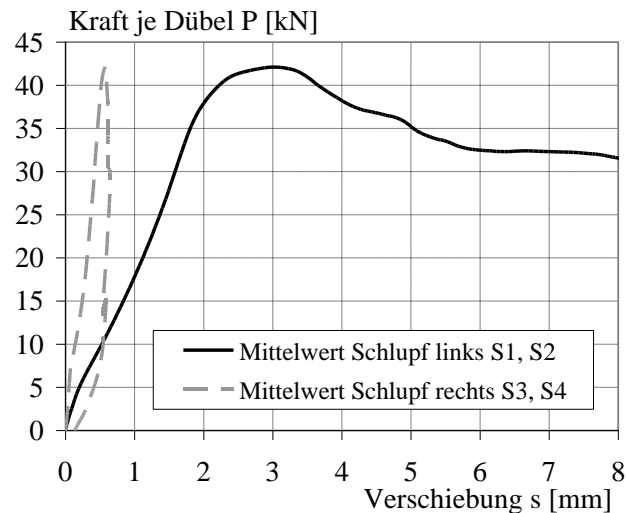


Bild 4.67: Last-Verformungskurve des Körpers QE1/2 bei der Überprüfung der statischen Resttragfähigkeit

Bild 4.68 zeigt den Betonausbruch dieses Körpers nach der zyklischen Beanspruchung. In Bild 4.69 ist der Körper nach Beendigung der Überprüfung der statischen Resttragfähigkeit abgebildet. Zu bleibenden Verformungen kam es nur auf der bereits vorgeschädigten linken Seite.

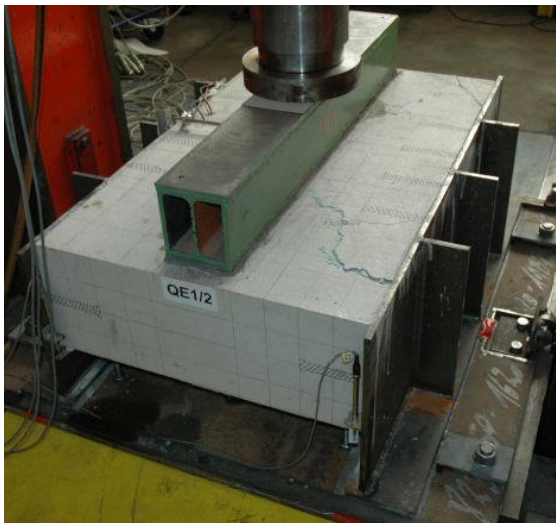


Bild 4.68: Körper QE1/2 nach der zyklischen Beanspruchung

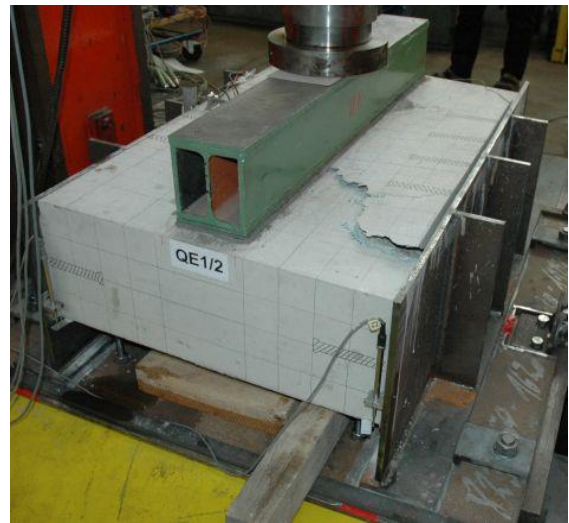


Bild 4.69: Körper QE1/2 nach der Überprüfung der statischen Resttragfähigkeit

#### 4.9.5.4 Dehnungsmessungen

Wie bereits bei der zyklischen Beanspruchung festgestellt, siehe Abschnitt 4.5.6, ergaben sich bei der Prüfung der statischen Resttragfähigkeit in Abhängigkeit des Randabstands  $a_r'$  unterschiedliche Dehnungen der Bewehrung. Bei den Versuchen mit größerem Randabstand zeigten sich bei der Bügelbewehrung deutlich größere Dehnungen als an der Längsbewehrung. Bei den Versuchen mit geringerem Randabstand war es umgekehrt.

## 4.10 Ergebnisse der Untersuchungen

### 4.10.1 Allgemeines

Auf der Basis der durchgeführten Versuche zum Ermüdungsverhalten und zur statischen Resttragfähigkeit sowie der dargestellten Literaturrecherche zum Ermüdungsverhalten der einzelnen Werkstoffe und der Kopfbolzen werden in diesem Abschnitt die Ergebnisse zusammengefasst und weitere Schlüsse gezogen. Es werden Empfehlungen zur Bemessung gemacht und konstruktive Maßnahmen empfohlen. Eine Einordnung der Ergebnisse mit randfernen Kopfbolzen und Randnahen Kopfbolzen unter Längsschub wird durchgeführt.

### 4.10.2 Ermüdungsverhalten

In den Grundzügen ist das Verhalten von randnahen Kopfbolzen unter Querschub identisch zu dem Verhalten randferner Kopfbolzen. In beiden Fällen kommt es zu hohen Beanspruchungen im Bereich des Bolzenfußes und des in diesem Bereich umgebenden Beton. Außerdem sind Parallelen dadurch gegeben, dass es in beiden Fällen mit zunehmender Betonschädigung zu einer Biegebeanspruchung des Kopfbolzens kommt.

Allerdings sind die Gewichtungen anders. Wie in den anderen Fällen kommt es im Bereich des Bolzenfußes zu einem dreiaxialen Spannungszustand mit einer hohen Beanspruchung des Betons. Durch die geringere statische Tragfähigkeit gegenüber randfernen Kopfbolzen und auch Randnahen Kopfbolzen unter einer Längsschubbeanspruchung ist die absolute Beanspruchung an dieser Stelle jedoch geringer. Dies zeigt sich auch dadurch, dass die Betonschädigungen im Fußbereich deutlich geringer ausgefallen sind als bei den Varianten mit einer größeren statischen Tragfähigkeit.

Die Entstehung einer Biegebeanspruchung im Schaft des Kopfbolzens und der Schweißverbindung ist weniger durch eine Betonzerstörung im Fußbereich infolge einer hohen Druckbeanspruchung sondern durch Rissbildung wegen einer Zugbeanspruchung, die durch die Querbeanspruchung ausgelöst wird, geprägt.

Neben dem Versagen durch Abscheren der Kopfbolzen durch eine zunehmende Verringerung der Restquerschnittsfläche ist auch Betonversagen in Form eines Ausbruchs eines Betonkörpers aufgetreten. Bei den Versuchen konnten teilweise schon frühzeitig Risse an der Betonoberfläche beobachtet werden. Diese Risse gehören allerdings nicht zur Begrenzung des späteren Ausbruchkörpers, sondern liegen innerhalb dieses Volumens direkt über den Bolzen und verlaufen parallel zur Bolzenachse.

Es hat sich gezeigt, dass bei der geprüften Beanspruchungsrichtung mit abnehmendem Randabstand eine geringere Steifigkeit  $K$ , die aus der Differenz der Schwingbreite  $\Delta P$  und dem Schlupf  $\Delta \sigma$  bestimmt wird, auftritt. Die Steifigkeit ist zudem geringer als für eine Längsschubbeanspruchung und eine randferne Anordnung der Kopfbolzen. Es konnte ein qualitativ ähnlicher Verlauf der Steifigkeit dieser Versuchskörper und dem E-Modul bei der Prüfung von reinen Betonproben festgestellt werden. Außerdem weist der Schlupfverlauf der geprüften Körper mit dem Verlauf der Dehnung bei einer zyklischen Beanspruchung von reinen Betonkörpern einen ähnlichen Verlauf auf. Bei reinen Betonproben besteht zudem eine Affinität zwischen dem Dehnungsverlauf bei einer zyklischen Beanspruchung und der Kriechverformung infolge einer Dauerlast.

An zwei Versuchskörpern sind Ermüdungsbrüche im Bereich der oberen Biegung der Bügelbewehrung aufgetreten. Die großen Werte der Dehnungsmessungen an den Bügeln im Falle des größeren Randabstands bestätigen die hohe Bügelbeanspruchung. Da bei einem Bruch der Bewehrung die Kraft im Beton oberhalb der Kopfbolzen nicht mehr in den Beton unterhalb der Kopfbolzen rückverankert werden kann, ist ein plötzliches Versagen durch einen Betonausbruch zu erwarten. Deshalb ist ein Ermüdungsnachweis der Bügelbewehrung notwendig.

Mit Hilfe einer blockweisen Beanspruchung konnte gezeigt werden, dass der Anriss sehr früh erfolgt und damit die Lebensdauer zum großen Teil aus dem Rissfortschritt besteht.

### 4.10.3 Empfehlungen zur Bemessung

#### 4.10.3.1 Rein zyklische Beanspruchung

In den Gleichungen (4-21b) und (4-22b) sind die mittleren Ermüdungsfestigkeitskurven für die geprüften Randabstände aufgeführt. Bei der Kontrolle der Betondeckungen hat sich gezeigt, dass die mit einem Randabstand  $a_r'$  von 100 mm geplante Reihe QE1 im Mittel einen wirksamen Randabstand von 95 mm aufwies. Bei der mit 50 mm geplanten Reihe wurden im Mittel sogar nur 40 mm erreicht. Da die Ermüdungsfestigkeit sehr empfindlich auf den wirksamen Randabstand reagiert, wird auf der sicheren Seite empfohlen die vorgesehenen Randabstände für die ermittelten Kurven zu benutzen. Damit werden gleichzeitig Montageungenauigkeiten, die über das Vorhaltemaß der Betondeckung hinausgehen, berücksichtigt. Mit der statistischen Auswertung ergeben sich durch das Streuband die 95 %-Fraktilkurven:

$$a_r' = 100 \text{ mm:}$$

$$\log N_c = 17,84 - 8 \cdot \log \Delta P_{V,c} \quad (4-30)$$

$$a_r' = 50 \text{ mm:}$$

$$\log N_c = 13,90 - 8 \cdot \log \Delta P_{V,c} \quad (4-31)$$

$$\text{mit } \Delta P_{V,c} \text{ in [kN]}$$

Durch die doppeltlogarithmische Skalierung führt eine lineare Interpolation für Randabstände zwischen 50 und 100 mm zu Ergebnissen auf der sicheren Seite<sup>223</sup>. Dadurch kann die charakteristische Ermüdungsfestigkeitskurve für Zwischenwerte wie folgt dargestellt werden:

$$\log N_c = \alpha - 8 \cdot \log \Delta P_{V,c} \quad (4-32)$$

$$\text{mit } \alpha = 9,96 + 0,0788 \cdot a_r'$$

Der Wert  $\alpha$  für die lineare Interpolation sowie der charakteristische Wert für die Ermüdungsfestigkeit in Abhängigkeit des wirksamen Randabstands  $a_r'$  sind in Tabelle 4.25 aufgeführt. Die Tabelle ist in der letzten Spalte ergänzt um eine Einordnung in einen Kerbfall nach DIN EN 1993-1-9<sup>224</sup>. Wegen des nichtlinearen Zusammenhangs zwischen dem effektiven Randabstand  $a_r'$  und der Ermüdungsfestigkeit  $\Delta P_{V,c}$  erfolgt die Extrapolation der Ermüdungsfestigkeit bei Randabständen über 100 mm konservativer, siehe Abschnitt 4.7.12, so dass die Ermüdungsfestigkeit randferner Kopfbolzen bei  $a_r'$  von 125 mm erreicht wird.

<sup>223</sup> Vgl. Kuhlmann, U. & Kürschner, K. (2002c)

<sup>224</sup> Vgl. Norm DIN EN 1993-1-9 (2010)

Tabelle 4.25: Werte für die lineare Interpolation

$a_r'$ [mm]	$\alpha$ [-]	$\Delta P_{V,c}$ [kN]	Kerbfall
<b>50</b>	<b>13,90</b>	<b>8,92</b>	<b>23</b>
60	14,69	12,68	33
70	15,48	16,44	43
80	16,26	20,20	53
90	17,05	23,97	63
<b>100</b>	<b>17,84</b>	<b>27,73</b>	<b>73</b>
125		34,20	90

Eine Erhöhung des wirksamen Randabstandes  $a_r'$  führt somit zu einer Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit  $\Delta P_{V,c}$ .

In Bild 4.70 sind die charakteristischen Ermüdungsfestigkeitskurven für Randnahe Kopfbolzen unter Querschub in Abhängigkeit des wirksamen Randabstandes  $a_r'$  aufgeführt. Da auch noch bei sehr hohen Lastspielzahlen ein Ermüdungsversagen aufgetreten ist und selbst bei den Versuchen, die vor einem Versagen abgebrochen werden mussten, aufgrund der Schlupfentwicklung noch mit einem Versagen zu rechnen war, kann kein Dauerfestigkeitsbereich angegeben werden. Der Verzicht auf einen Dauerfestigkeitsbereich deckt sich mit den Erfahrungen für randferne Kopfbolzen.

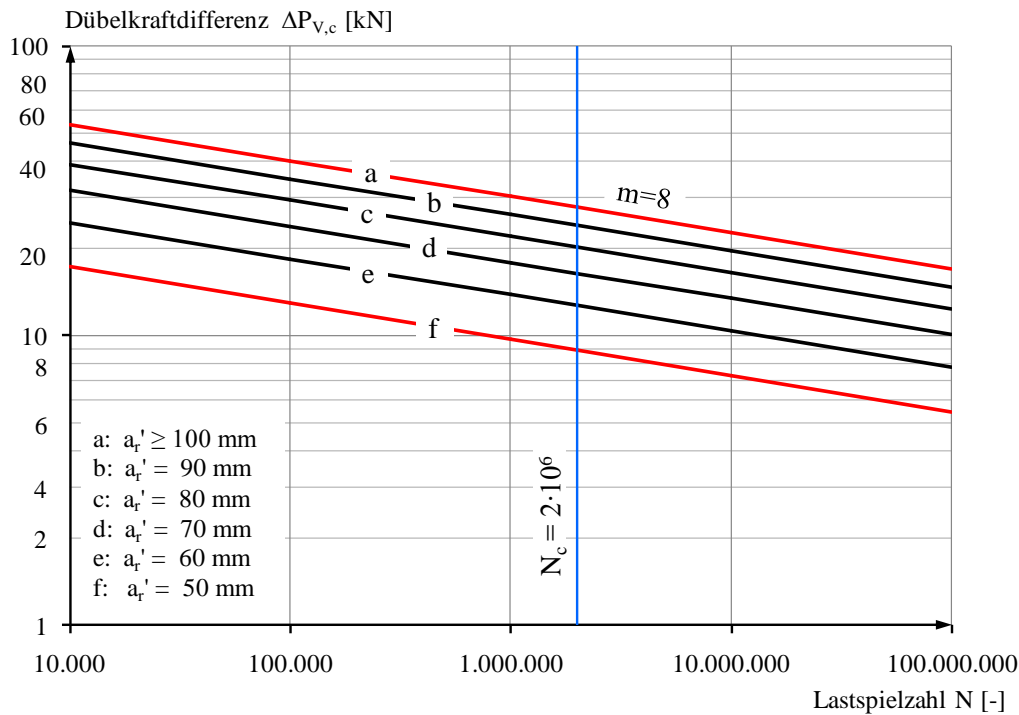


Bild 4.70: Charakteristische Ermüdungsfestigkeitskurven von Randnahen Kopfbolzen unter Querschubbeanspruchung

Ein Vergleich der Ermüdungsfestigkeitskurven  $\Delta P_{V,c}$  für den hier untersuchten Fall der Randnahen Kopfbolzen unter Querschub mit Randnahen Kopfbolzen unter Längsschub und randfernen Kopfbolzen wird in Bild 4.71 gezeigt. Dabei wurde für randferne Kopfbolzen die nach aktuellen



Normen zulässige charakteristische Spannungsdoppelamplitude  $\Delta\tau_c$  von  $90 \text{ N/mm}^2$  für Kopfbolzen mit einem Durchmesser von 22 und 25 mm in eine zulässige Kraftdoppelamplitude umgerechnet.

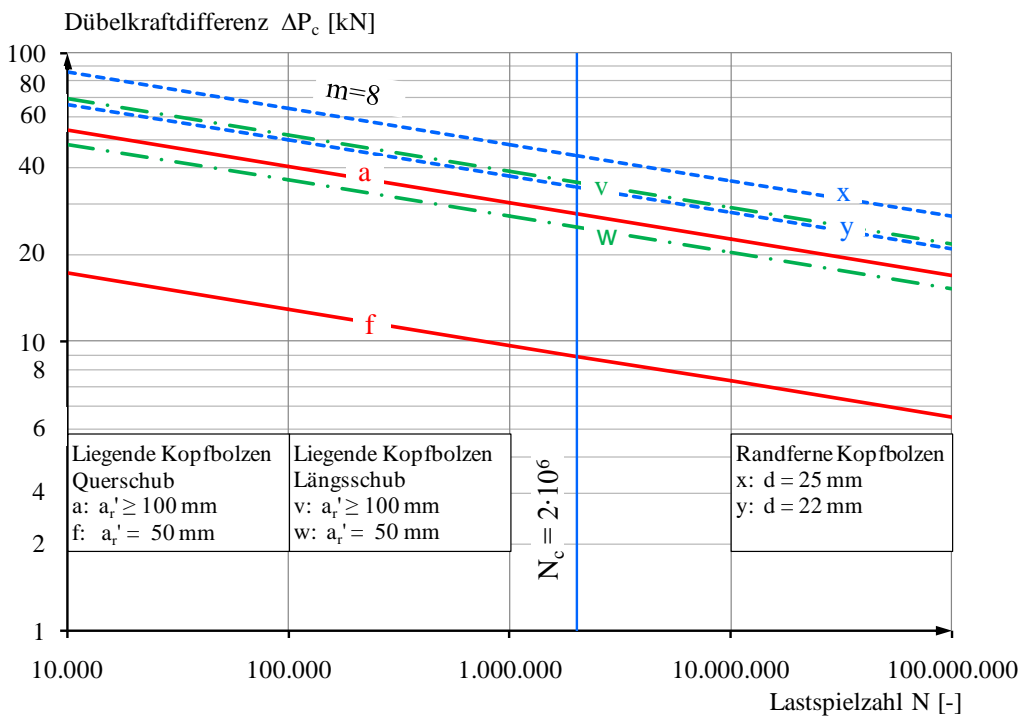


Bild 4.71: Vergleich der charakteristischen Ermüdungsfestigkeitskurven von Randnahen Kopfbolzen unter Querschubbeanspruchung mit Randnahen Kopfbolzen unter Längsschubbeanspruchung und randfernen Kopfbolzen

Wie bei der statischen Tragfähigkeit weist auch die Ermüdungsfestigkeit für den hier untersuchten Fall von Querschub geringere Werte auf als für den Fall von Randnahen Kopfbolzen unter Längsschub. Diese Abminderung scheint auf den ersten Blick sehr drastisch zu sein. Setzt man die Abminderung in Bezug zur Abminderung zur statischen Tragfähigkeit, so stellt man fest, dass die Abminderung der statischen Tragfähigkeit größer ist als die Reduzierung der Ermüdungsfestigkeit. In Tabelle 4.26 ist der Faktor angegeben, um den die statische charakteristische Tragfähigkeit  $P_{Rk}$  höher ist als die Ermüdungsfestigkeit  $\Delta P_c$ . Dies wurde beispielhaft für eine Betondruckfestigkeit  $f_{ck}$  von  $30 \text{ N/mm}^2$ , einen Bolzendurchmesser von 22 mm, einen Durchmesser der Bügelbewehrung von 12 mm und einen Durchmesser der Längsbewehrung von 10 mm durchgeführt.

Tabelle 4.26: Verhältnisse der statischen Tragfähigkeiten  $P_{Rk}$  zur Ermüdungsfestigkeit  $\Delta P_c$

	Verhältnis $P_{Rk} / \Delta P_c$	
	$a_r' = 50 \text{ mm}$	$a_r' = 100 \text{ mm}$
Längsschub	3,6	3,3
Querschub	2,6	1,4

### 4.10.3.2 Statische Resttragfähigkeit

Alle sechs durchgeführten Versuche, die bei der zyklischen Vorbelastung zwischen 42 und 76 % der erwarteten Bruchspielzahl unterworfen wurden, zeigten eine statische Resttragfähigkeit, die größer als die rechnerische Tragfähigkeit  $P_t$  ist.

Es konnte gezeigt werden, dass der Anriss in der Lebensdauer sehr früh erfolgt und die Lebensdauer zu einem großen Teil aus dem Rissfortschritt besteht.

Nach der zyklischen Vorbelastung waren teilweise schon erhebliche Anrisse an den Kopfbolzen festzustellen. Die dennoch sehr hohe statische Resttragfähigkeit ist auf die relativ geringe Ausnutzung des Kopfbolzens gegenüber der Tragfähigkeit beim Versagen durch Betonausbruch bei dieser Beanspruchung zurückzuführen.

Da die beiden rein statisch geprüften Versuchskörper QE1/9 und QE3/1 ebenfalls eine höhere experimentell ermittelte Tragfähigkeit  $P_e$  gezeigt haben, als dies rechnerisch vorauszusehen war, werden die geprüften Resttragfähigkeiten an dieser Stelle auf die sehr hohe Tragfähigkeit des Körpers QE1/9, dessen Tragfähigkeit um 23 % größer als berechnet war, bezogen, siehe Tabelle 4.27.

Tabelle 4.27: Statische Resttragfähigkeiten der Versuche QE3/2 bis QE3/7 bezogen auf die statische Tragfähigkeit des Körpers QE1/9

Körper	$P_{e,i} / P_t$ [-]	$P_{e,i} / (P_{e,QE1/9} / P_{t,QE1/9})$ [-]
QE1/9	1,23	1,00
QE3/2	1,16	0,94
QE3/3	1,09	0,89
QE3/4	1,05	0,85
QE3/5	1,13	0,92
QE3/6	1,02	0,83
QE3/7	1,06	0,86

Da die statische Tragfähigkeit  $P_e$  des Körpers QE1/9 sicher einen extrem hohen Wert darstellt, stellt diese Tabelle sehr konservative Werte dar. Aber selbst in Bezug zu diesem Körper werden mindestens 83 % der Tragfähigkeit erreicht. Für die in Bezug zur erwarteten Bruchspielzahl teilweise sehr hohen Lastspielzahlen ergeben sich auch für diese Auswertung günstigere Tragfähigkeiten als dies aus den Untersuchungen zu randfernen Kopfbolzen zu erwarten war, siehe Abschnitt 3.2.5.2.

Für den hier untersuchten wirksamen Randabstand  $a_r'$  von 100 mm konnte somit kein deutlicher Einfluss einer zyklischen Vorbelastung auf die statische Resttragfähigkeit festgestellt werden.

Für den Fall größerer Randabstände  $a_r'$  als 100 mm und auch für eine Längsschubbeanspruchung sind durch die höhere Beanspruchbarkeit die Ausnutzungen des Kopfbolzens höher. Daher sind für diese Fälle zur Verhinderung eines Versagens der Kopfbolzen größere Restbruchflächen erforderlich. Das hier erzielte Ergebnis kann also nicht auf diese Fälle übertragen werden. Für eine Querschubbeanspruchung mit kleineren Randabständen ist aus demselben Grund eher ein noch günstigeres Verhalten zu erwarten.

### 4.10.3.3 Nachweis

Da lediglich ein geringer bis kein Einfluss einer zyklischen Vorbelastung auf die statische Resttragfähigkeit festgestellt wurde, kann entsprechend den Normen<sup>225,226,227</sup> für diesen Fall von Randnahen Kopfbolzen unter Querschub mit einem wirksamen Randabstand  $a_r'$  von 100 mm und weniger weiterhin ein getrennter Nachweis der statischen Tragfähigkeit und der Ermüdungsfestigkeit erfolgen.

Entgegen der randfernen Anordnung von Kopfbolzen, aber genauso wie Randnahe Kopfbolzen unter Längsschub, erfolgt der Ermüdungsnachweis auf Basis der Kraftschwingbreite  $\Delta P$  und nicht auf Grundlage der Spannungsschwingbreite  $\Delta \tau$ . Der Ermüdungsnachweis erfolgt durch einen Vergleich der schadensäquivalenten Bolzenkraftschwingbreite der Querschubbeanspruchung  $\Delta P_{V,E,2}$  mit dem zugehörigen Wert der Ermüdungsfestigkeit  $\Delta P_{V,c}$ , siehe Tabelle 4.25, bei zwei Millionen Lastspielen nach Gleichung (4-33).

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta P_{V,E,2}}{\Delta P_{V,c} / \gamma_{Mf,s}} \leq 1 \quad (4-33)$$

Bei randfernen Kopfbolzen konnte ein ungünstiger Einfluss einer Zugbeanspruchung des angeschlossenen Stahlteils nachgewiesen werden, siehe Abschnitt 3.2.4.2. Daher sind im Falle einer Zugbeanspruchung im angeschlossenen Stahlteil zum einen die beiden Teile getrennt nachzuweisen und zum anderen ist auch ein Interaktionsnachweis zu führen, siehe Gleichungen (4-34) und (4-35).

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta P_{V,E,2}}{\Delta P_{V,c} / \gamma_{Mf,s}} \leq 1 \quad \text{und} \quad \frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta \sigma_{E,2}}{\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf}} \leq 1 \quad (4-34)$$

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta P_{V,E,2}}{\Delta P_{V,c} / \gamma_{Mf,s}} + \frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta \sigma_{E,2}}{\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf}} \leq 1,3 \quad (4-35)$$

Dabei sind:

- $\Delta P_{V,E,2}$ : Schädigungsäquivalente Bolzenkraftschwingbreite einer Querschubbeanspruchung bei einer Lastspielzahl  $N_c$  von zwei Millionen
- $\Delta P_{V,c}$ : Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit einer Querschubbeanspruchung bei einer Lastspielzahl  $N_c$  von zwei Millionen
- $\Delta \sigma_{E,2}$ : Schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite des angeschlossenen Stahlteils bei einer Lastspielzahl  $N_c$  von zwei Millionen
- $\Delta \sigma_c$ : Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit des zugbeanspruchten angeschlossenen Stahlteils bei einer Lastspielzahl  $N_c$  von zwei Millionen
- $\gamma_{Ff}$ : Teilsicherheitsbeiwert auf der Einwirkungsseite
- $\gamma_{Mf}$  und  $\gamma_{Mf,s}$ : Teilsicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite

<sup>225</sup> Vgl. Norm DIN EN 1994-2 (2010)

<sup>226</sup> Vgl. Norm DIN-Fachbericht 104 (2009)

<sup>227</sup> Vgl. Norm DIN 18800-5 (2007)

Die schadensäquivalente Kraftschwingbreite  $\Delta P_{V,E,2}$  kann analog zur Ermittlung der schadensäquivalenten Spannungsschwingbreite von randfernen Kopfbolzen  $\Delta \tau_{E,2}$  mit Hilfe der Anwendungsnormen<sup>228</sup> bestimmt werden. Dort können ebenfalls die Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_{Ff}$ ,  $\gamma_{Mf}$  und  $\gamma_{Mf,v}$  entnommen werden.

Für die Bügelbewehrung ist ebenfalls ein Ermüdungsnachweis zu führen. Dabei kann die schadensäquivalente Spannungsschwingbreite der Bügelbewehrung  $\Delta \sigma_{s, equ}$  direkt aus der Bolzenbeanspruchung bestimmt werden, siehe Gleichung (4-36)

$$\Delta \sigma_{s, equ} = \frac{\Delta P_{V,E,2}}{A_s} \quad (4-36)$$

Dabei ist  $A_s$  die pro Kopfbolzen zur Verfügung stehende Bügelquerschnittsfläche. Beim Nachweis, z.B. nach DIN EN 1992-1-1, siehe Gleichung (4-37), ist allerdings zu beachten, dass sich  $\Delta P_{V,E,2}$  auf zwei Millionen Lastspiele bezieht und sich  $\Delta \sigma_{Rsk}(N^*)$  auf eine Million.

$$\gamma_{F, fat} \cdot \Delta \sigma_{s, equ} \leq \Delta \sigma_{Rsk}(N^*) / \gamma_{S, fat} \quad (4-37)$$

Dabei sind:

- $\Delta \sigma_{s, equ}$ : Schadensäquivalente Spannungsschwingbreite, die der Schwingbreite bei gleich bleibendem Spannungsspektrum mit  $N^*$  Spannungszyklen entspricht und zur gleichen Schädigung führt wie ein Schwingbreitenspektrum infolge fließendem Verkehr.
- $\Delta \sigma_{Rsk}(N^*)$ : Spannungsschwingbreite bei  $N^*$  Lastzyklen entsprechend den Wöhlerlinien z. B. in DIN EN 1992-1-1/NA (2011), Tabelle NA 6.3.
- $\gamma_{F, fat}$ : Der Teilsicherheitsbeiwert für die Einwirkung beim Nachweis gegen Ermüdung.
- $\gamma_{S, fat}$ : Der Teilsicherheitsbeiwert für den Betonstahl beim Nachweis gegen Ermüdung.

Die Teilsicherheitsbeiwerte können den Anwendungsnormen<sup>229</sup> entnommen werden.

Der Einfluss des Biegerollendurchmessers der verwendeten Bügelbewehrung ist zu berücksichtigen, siehe Gleichung (3-16).

Die Bügel haben nicht nur bei diesen zyklischen Versuchen, sondern auch bei den statischen Untersuchungen zur Querschubtragfähigkeit eine große Bedeutung gezeigt, siehe Abschnitt 2.4.1. Bisher ist die Bügelbeanspruchung lediglich für den Fall einer statischen Beanspruchung unter Längsschub normativ<sup>230</sup> geregelt, siehe Gleichung (4-38).

$$T_{d,L} = 0,3 \cdot P_{Rd,L} \quad (4-38)$$

Dabei ist  $P_{Rd,L}$  die Beanspruchbarkeit unter Längsschub. Die Dimensionierung mit der vollen Beanspruchbarkeit  $P_{Rd,L}$  liegt auf der sicheren Seite. Für eine wirtschaftliche Dimensionierung kann stattdessen die tatsächliche Einwirkung  $P_{Ed,L}$  herangezogen werden.

Eine Ergänzung für die statische Querschubbeanspruchung, bei der die vollständige Einwirkung auf die Bolzen  $P_{Ed,v}$  über die Bügel aufgenommen werden kann, ist notwendig, siehe Gleichung (4-39).

<sup>228</sup> Vgl. Norm DIN EN 1994-1-1 (2010), Abschnitte 6.8.6.2 und 6.8.7.2 und Norm DIN EN 1994-2 (2010), Abschnitte 6.8.6.2 und 6.8.7.2

<sup>229</sup> Vgl. Norm DIN EN 1992-1-1/NA (2011), NDP Zu 2.4.2.4 (1) und NDP Zu 6.8.4. (1)

<sup>230</sup> Vgl. Norm DIN EN 1994-2 (2010), Anhang C und Norm DIN-18800-5 (2007), Anhang A

$$T_{d,v} = P_{Ed,v} \quad (4-39)$$

Für eine gleichzeitige, statische Längs- und Querschubbeanspruchung kann die Beanspruchung in der Bügelbewehrung  $T_d$  mit folgender Gleichung bestimmt werden:

$$T_d = 0,3 \cdot P_{Ed,L} + P_{Ed,v} \quad (4-40)$$

Durch die deutlich größere Beanspruchbarkeit der Bügel bei einer statischen Beanspruchung und durch den fehlenden Einfluss des Biegerollendurchmessers ergeben sich für den statischen Nachweis günstigere Ergebnisse und daher geringere Bügelquerschnittsflächen als für den Fall einer Ermüdungsbeanspruchung.

#### 4.10.4 Zusammenfassung

Es konnte die charakteristische Ermüdungsfestigkeit  $\Delta P_{V,c}$  für den untersuchten Fall des Ermüdungsverhaltens von Kopfbolzen unter einer Querschubbeanspruchung in Abhängigkeit des wirksamen Randabstands  $a_r'$  bestimmt werden. Das Ergebnis ist anschließend zusammen mit dem zulässigen Anwendungsbereich aufgeführt.

Tabelle 4.28: Charakteristische Ermüdungsfestigkeiten  $\Delta P_{V,c}$  bei der Bezugslastspielzahl  $N_c = 2 \cdot 10^6$

	$a_r' = 50 \text{ mm}$	$a_r' = 100 \text{ mm}$	$a_r' \geq 125 \text{ mm}$
$\Delta P_{V,c} \text{ [kN]}$	8,9	27,7	34,2

Für  $50 \text{ mm} < a_r' < 100 \text{ mm}$  bzw.  $100 \text{ mm} < a_r' < 125 \text{ mm}$  darf die Ermüdungsfestigkeit  $\Delta P_{V,c}$  linear interpoliert werden. Die Ermüdungsfestigkeit bei  $a_r' = 125 \text{ mm}$  stellt einen oberen Grenzwert dar, da hier die Ermüdungsfestigkeit von randfernen Kopfbolzen erreicht wird. Die weiteren Grenzen sind:

- Oberlast:  $P_{OL} \leq 0,6 \cdot P_{Rd}$
- Für die Bügelbewehrung ist ein Ermüdungsnachweis zu führen. Als Einwirkung ist die volle Bolzenbeanspruchung  $\Delta P_{V,c}$  heranzuziehen. Die Abminderung infolge des Biegerollenradius ist zu berücksichtigen. Der Nachweis für die statische Tragfähigkeit begrenzt den Bügeldurchmesser auf maximal 12 mm. Der Ermüdungsnachweis erfordert unter Umständen entweder einen größeren Durchmesser oder eine größere Anzahl an Bügeln je Bolzen. Bei Anwendungen kann der Bügeldurchmesser erhöht werden, er kann für den statischen Nachweis aber nach wie vor nicht berücksichtigt werden.
- Längsbewehrung:  $d_l \geq 10 \text{ mm}$
- Betonfestigkeit:  $f_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$ ; bei geringeren Betonfestigkeiten ist die Ermüdungsfestigkeit im Verhältnis  $f_{ck} / 30$  abzumindern.
- Bolzendurchmesser: Für  $d \geq 22 \text{ mm}$  kann die Ermüdungsfestigkeit wie in Tabelle 4.28 angegeben, verwendet werden. Für einen Schaftdurchmesser von 19 mm muss die Ermüdungsfestigkeit auf 75% reduziert werden.
- Wirksamer Randabstand:  $a_r' \geq 50 \text{ mm}$

Bei den Untersuchungen zur statischen Resttragfähigkeit zeigte sich ein geringer Einfluss der zyklischen Vorbelastung auf die statische Resttragfähigkeit. Das Ergebnis kann auf kleinere Randabstände  $a_r'$  als den geprüften Randabstand von 100 mm übertragen werden. Mit zuneh-

mender Ausnutzung der Kopfbolzen infolge der höheren aufnehmbaren Kräfte bei größeren Randabständen und für den Fall einer Längsschubbeanspruchung ist ein ungünstigeres Verhalten zu erwarten.

#### **4.11 Zusammenfassung**

Auf der Basis von 25 Versuchen konnte das Ermüdungsverhalten von randnahen Kopfbolzen unter Querschubbeanspruchung untersucht und Ermüdungsfestigkeitskurven hergeleitet werden. Dabei konnte ein erheblicher Einfluss des wirksamen Randabstands  $a_r'$  festgestellt werden. Aus den bisherigen Erfahrungen zu randnahen Kopfbolzen und Erkenntnissen aus der Befestigungstechnik und des Stahlbetonbaus konnte der Anwendungsbereich über den experimentellen Parameterbereich hinaus erweitert werden.

Es wurden Untersuchungen zur statischen Resttragfähigkeit durchgeführt. Im Gegensatz zu Ergebnissen anderer Forschungsstellen zu randfernen Kopfbolzen konnte für den hier behandelten Fall ein untergeordneter Einfluss einer zyklischen Vorbelastung auf die statische Resttragfähigkeit beobachtet werden.

## 5 Randnahe Kopfbolzen bei Stahlbetonverbundträgern mit ebenen Stegblechen

### 5.1 Einführung

Die in Kapitel 4 durchgeführten Versuche runden das Versuchsprogramm an Push-out Körpern ab und führen zu der letzten notwendigen Bemessungsgleichung. Einen weiteren Schritt bilden Untersuchungen an Trägern. Eigene Versuche am Institut für Konstruktion und Entwurf an Trägern wurden bisher noch nicht durchgeführt und andere, in der Literatur beschriebene Versuche, sind nur wenige zu finden.

Um einen Überblick über das Verhalten von randnah ausgeführten Kopfbolzen in Trägern zu erhalten, werden in einem ersten Schritt die bekannten Trägerversuche dargestellt. Erste eigene Erfahrungen wurden an Slim-Floor Trägern gemacht. Die Messergebnisse erlauben die Darstellung des Tragverhaltens dieser Träger und führen zu einem Ausblick für ein zukünftiges sinnvolles Versuchsprogramm an Trägern.

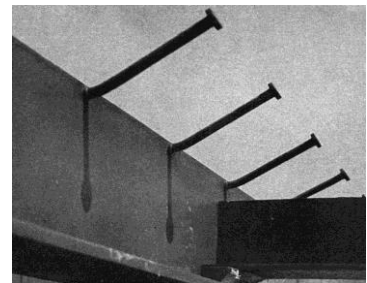
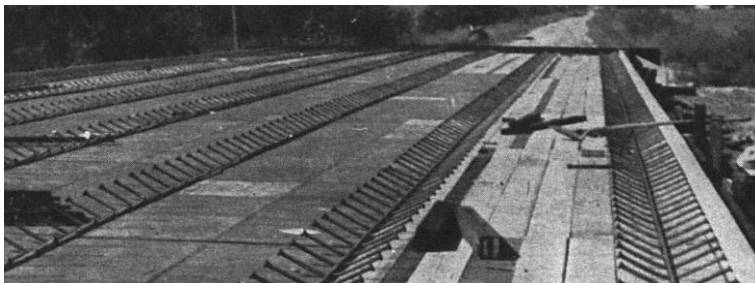
### 5.2 Literaturrecherche zu Trägern mit Randnahen Kopfbolzen

#### 5.2.1 Allgemeines

Im Folgenden wird die erste ausgeführte Brücke mit randnah ausgebildeten Kopfbolzen vorgestellt. Darüber hinaus werden in der Literatur veröffentlichte Trägerversuche dargestellt.

#### 5.2.2 Ausgeführte Brücken

Ein erster Ansatz eines Verbundträgers im Brückenbau ohne Stahlobergurt, bei der die Achse der Kopfbolzen nicht orthogonal zur Plattenebene ist, stellt die in Kansas, USA errichtete siebenstegige Plattenbalkenbrücke mit einer Gesamtlänge von 42,67 m dar. Die fünffeldrige Brücke mit Spannweiten von 7,62 m – 3 · 9,14 m - 7,6 m weist eine Plattendicke von lediglich 14 cm auf. Der Obergurt wurde bewusst weggelassen um Kosten zu reduzieren<sup>231</sup>. Die 200 mm langen Kopfbolzen haben einen Durchmesser von 16 mm. Nach dem Schweißen wurden die Kopfbolzen nach oben gebogen, siehe Bild 5.1.



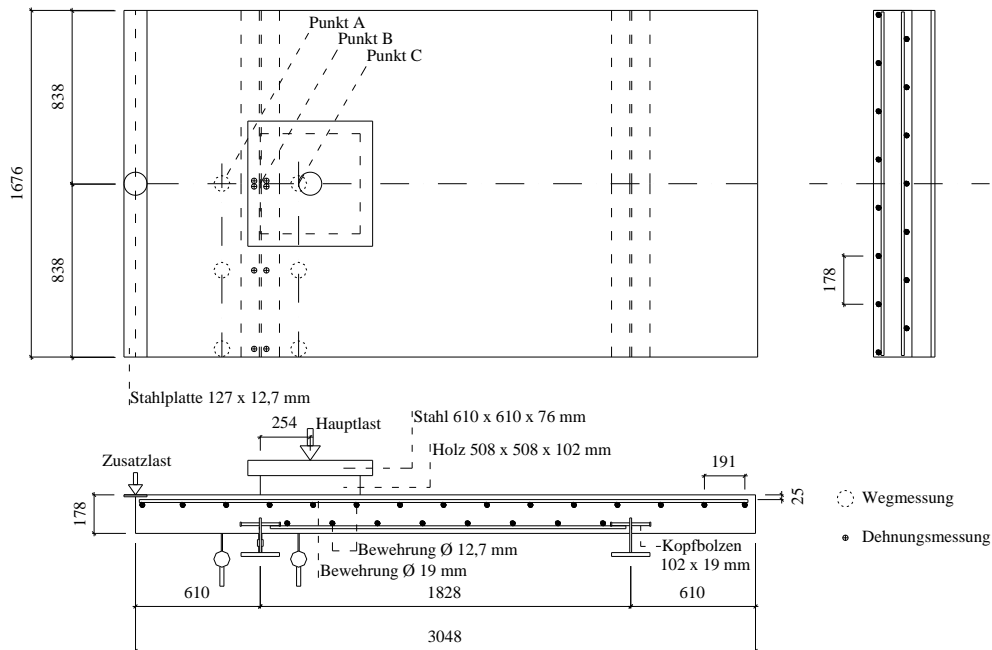
Quelle: Engineering News-Record (1964)

Bild 5.1: Verbundbrücke in Kansas ohne Stahlobergurt

<sup>231</sup> Vgl. Engineering News-Record (1964)

### 5.2.3 Versuche von McDermott

McDermott<sup>232</sup> führte Versuche zum Durchstanzen von Verbundträgern ohne Stahlberggurt und horizontal an den Stahlsteg angeschweißte Kopfbolzen durch, siehe Bild 5.2.



Neu gezeichnet nach Quelle: McDermott (1965), Maße in [cm]

Bild 5.2: Versuchskörper von McDermott

Das in den Versuchen beobachtete Versagen wird als Kombination aus Zugversagen des Betons und Verbundversagen zwischen Bewehrung und Beton und nicht als Durchstanzen beschrieben. Die erreichten Tragfähigkeiten liegen um den Faktor Fünf höher als die damals gültigen Radlasten inklusive Schwingbeiwert (92,5 kN). Als Ersatzlast für ein Rad wurden die Versuchskörper durch eine Einzellast mit den Abmessungen 50,8 · 50,8 cm nahe dem Stahlsteg beansprucht. Diese Hauptlast wurde in Schritten zwischen 22 und 44 kN aufgebracht. Zur Berücksichtigung einer zweiten Spur wurde nach Erreichen einer Laststufe der Hauptlast eine zweite Einzellast am Ende des Kragarms, die 30% der Hauptlast betrug, aufgebracht.

Tabelle 5.1: Versuchskörper und –ergebnisse von McDermott

Körper	Bolzen Ø [mm]	Bolzen Abstand [mm]	Beton $f_c^{b)}$ [MPa]	Traglast $P_V$ [kN]	Bolzenkraft $P_s$ [kN]	Versagen Stahlbetongurt
1	19	102	25,6	440,4	Kann nicht eindeutig bestimmt werden: Weitere Traganteile sind Reibung und Kontakt zwischen Beton-gurt und Stahlsteg	Horizontale Risse am Stahlbetongurt in Höhe der Kopfbolzen
2	19	254	25,6	467,1		

Beide Träger zeigen ein sehr ähnliches Verhalten während der Versuchsdurchführung. An den Punkten B und C ist bis zur Traglast ein nahezu lineares Last-Verschiebungsverhalten erkennbar, wobei die maximalen Verschiebungen am Punkt B mit weniger als 1 mm deutlich geringer sind als an Punkt C mit maximal 5 mm. Bei einer Hauptlast von 400 kN waren bei den Körpern noch keine Risse des Betons nahe des Stahlstegs zu erkennen. Dagegen traten sich vergrößernde vertikale Haarrisse an der Unterseite des Stahlbetongurts quer zu Längsrichtung der Stahlträger

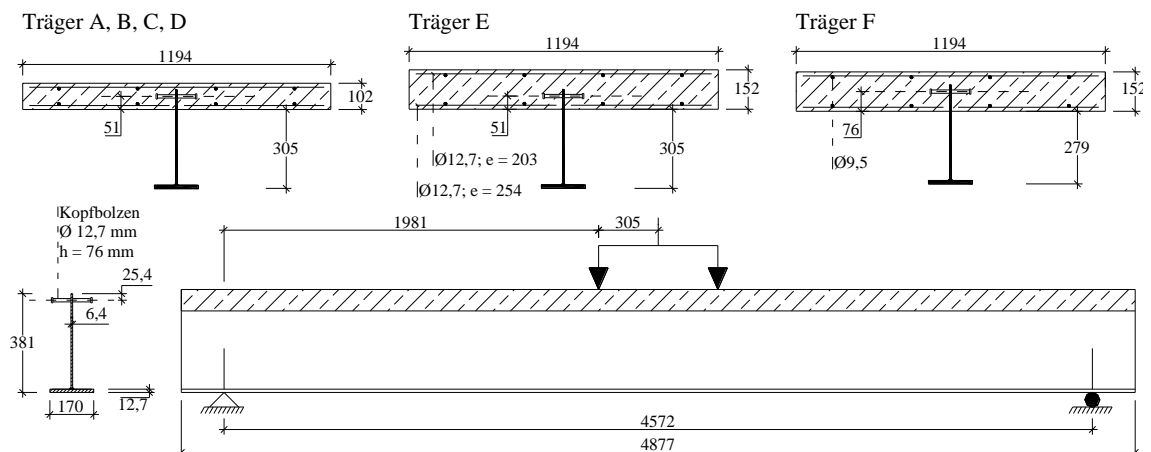
<sup>232</sup> Vgl. McDermott, J. F. (1965)



ab 180 kN auf. Das Versagen trat plötzlich durch neue, horizontale Risse direkt oberhalb der Kopfbolzen auf. Diese Risse des spröden Versagens entwickelten sich unabhängig von den bereits bestehenden vertikalen Haarrissen.

### 5.2.4 Versuche von Toprac und Eyre

Da der Obergurt von I-Trägern bei Verbundträgern nahe der neutralen Achse liegt und daher nur gering beansprucht wird, wurden von Toprac & Eyre<sup>233</sup> zur Reduzierung der Kosten eines Verbundträgers die Idee aufgegriffen, auf den wenig wirksamen Stahlbergurt zu verzichten. Da eine derartige Verbundfuge bisher nicht untersucht wurde, haben sie bereits 1967 Versuche an Verbundträgern ohne Stahlbergurt durchgeführt. Es wurden sechs Einfeldträger, Träger A bis F, mit einer Stützweite von 15 Fuß geprüft, siehe Bild 5.3.



Neu gezeichnet nach Quelle: Toprac & Eyre (1967), Maße in [mm]

Bild 5.3: Versuchsträger von Toprac & Eyre

Die Träger A bis D unterscheiden sich in der Stahlgüte des Stahluntergurts und die Träger E und F außerdem in der Plattendicke und dem Randabstand der Kopfbolzen, siehe Tabelle 5.2.

Tabelle 5.2: Versuchskörper und –ergebnisse von Toprac & Eyre

Träger	Stahl		Bolzen		Beton $f_c$ <sup>a) b)</sup> [MPa]	Traglast P [kN]	Maximales Moment			Bolzenkraft $P_s$ [kN]	Versagen Stahlbetongurt
	Steg $f_y$ [MPa]	Flansch $f_y$ [MPa]	$\varnothing$ [mm]	Abstand [mm]			erreicht	vollplastisch [kNm]	erreicht/ vollplastisch [-]		
A	254	233	12,7	279	28,3	350,5	347,4	307,3	1,13	72,1	Biege- / Schubversagen
B	254	399	12,7	165	31,0	476,8	472,8	438,4	1,08	53,8	Biege- / Schubversagen
C	254	736	12,7	102	32,8	543,6	537,2	691,5	0,78	34,7	Schubversagen
D	254	736	12,7	102	33,1	543,6	537,2	691,5	0,78	36,5	Schubversagen
E	254	763	12,7	102	28,3	657,4	650,2	809,0	0,80	43,1	Schubversagen
F	254	763	12,7	102	23,4	626,3	619,7	735,5	0,84	38,7	Schubversagen
41a <sup>a)</sup>	242	230	9,5	70	32,4	343,4	340,1	309,6	1,10	19,6	Biege- / Schubversagen
41b <sup>a)</sup>	242	230	9,5	70	24,4	321,2	317,5	290,4	1,09	18,2	Biegeversagen

a) Frühere Versuche von Toprac<sup>234</sup>, Geometrie der Träger entsprechend den Trägern A bis D

b) Zylinderdruckfestigkeit

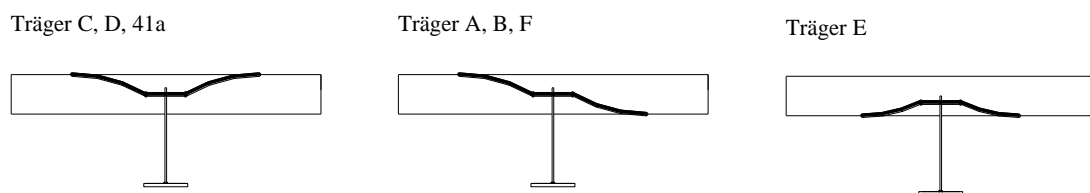
Die Träger A, B, 41a und 41b zeigten das Plastizieren des Stegs und des Stahlgurts. Das Versagen stellte sich oberhalb des errechneten plastischen Moments ein. Bei Träger 41b kam es

<sup>233</sup> Vgl. Toprac, A. A. & Eyre, D. G. (1967)

<sup>234</sup> Vgl. Toprac, A. A. (1965)

schließlich zu einem Druckversagen des Betongurts. Die höhere Stahlgüte der Gurte in den Trägern C, D, E, F verhinderte das Fließen an dieser Stelle. Das errechnete plastische Moment konnte von diesen Trägern nicht erreicht werden. Während die Last-Verformungskurven der erstgenannten Träger ausgerundet sind, zeigen die letztgenannten Träger einen plötzlichen Tragfähigkeitsverlust bei etwa 80% des plastischen Momentes. Der rasche Lastabfall ist auf die mangelnde Bügelbewehrung im Bereich der Bolzen, die ein duktileres Verhalten hätte ermöglichen können, zurückzuführen.

Der Schlupf zwischen Stahlsteg und Betongurt wurde an den Enden der Träger gemessen. Bei niedrigen Lasten wurde nur ein sehr geringer Schlupf gemessen. Der Literaturstelle ist zu entnehmen, dass der Schlupf bei der Traglast kleiner als 2 mm war. Nach Überschreiten der maximalen Tragfähigkeit konnte eine deutliche Zunahme des Schlupfs festgestellt werden. Überdies führten, abgesehen von Träger 41b, Risse im Betongurt in Längsrichtung der Träger zum Versagen der Träger, siehe Bild 5.4. Ein Versagen der Bolzen trat bei keinem Träger ein.



Neu gezeichnet nach Quelle: Toprac & Eyre (1967), Fig. 10

Bild 5.4: Versagen des Stahlbetongurts

Nennenswert sind theoretische Untersuchungen von Melhem<sup>235</sup>, der die Versuche von Toprac & Eyre neu auswertete und außerdem analytische Betrachtungen zu mehrstegigen Plattenbalken mit dieser Kopfbolzenanordnung durchführte.

### 5.2.5 Versuche von Canciani und Puhali

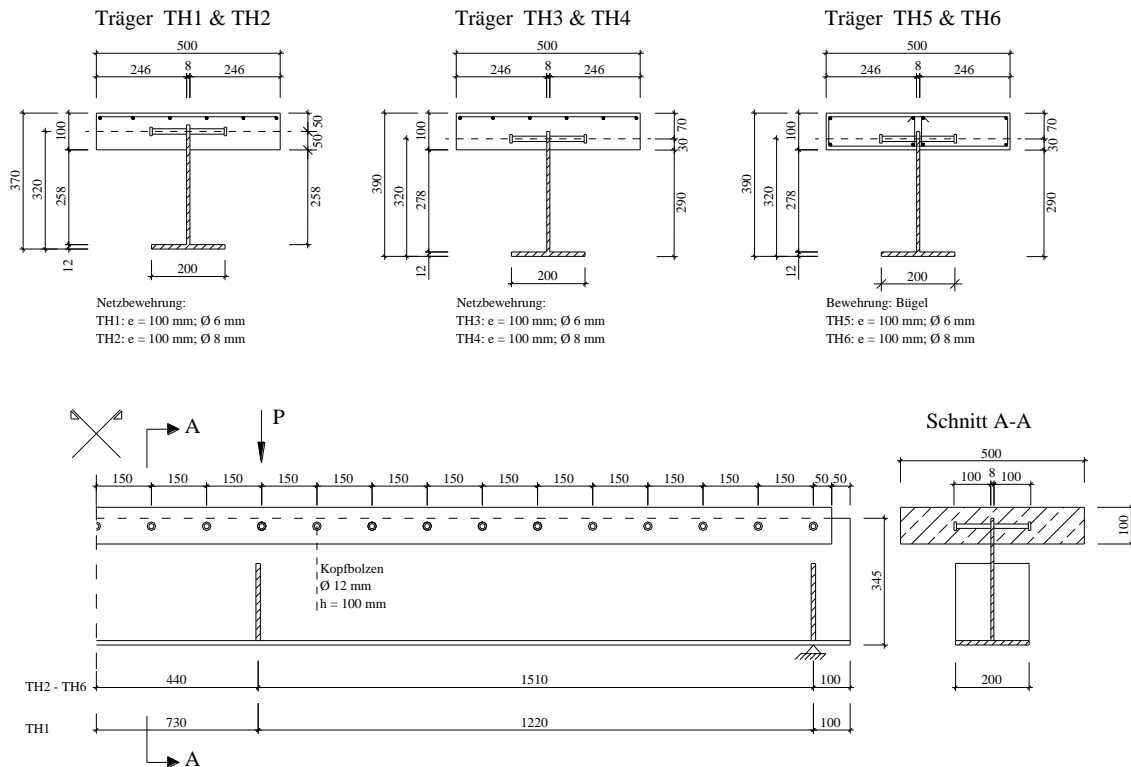
Von Canciani & Puhali<sup>236</sup> wurden sechs Träger mit einer Stützweite von 4,0 m zu Bruch gefahren. Als Parameter wurde die Lage der Kopfbolzen relativ zur Mittelachse des Stahlbetongurts, der Bewehrungsgrad und die Art der Bewehrung verwendet, siehe Bild 5.5. Während die Träger TH1 bis TH4 lediglich mit einer oberen und unteren Netzbewehrung versehen waren, erhielten die Träger TH5 und TH6 eine effektive Bügelbewehrung im Bereich der Kopfbolzen. Der Abstand zwischen Lasteinleitung und Auflager betrug für den Träger TH1 122 cm und für alle anderen Träger 151 cm. Angaben zu den erreichten Tragfähigkeiten können der Tabelle 5.3 entnommen werden. Vorab wurde für jede Variante ein Versuch mit einem Push-out Körper durchgeführt. Auf deren Darstellung wird jedoch verzichtet und direkt auf die Literaturstelle verwiesen.

Über die Trägerlänge konnte an verschiedenen Stellen sehr ähnliche Schlupfwerte gemessen werden, so dass die Autoren daraus auf eine gleichmäßige Beanspruchung der Kopfbolzen schließen. Bis zu etwa 65% der Traglast konnte eine nahezu lineare Last-Verformungskurve aufgezeichnet werden. Darüber hinaus entwickelte sich der Schlupf überproportional. Während die Träger TH1 bis TH4 die Traglast etwa bei einem Schlupf von 1 mm erreichen, führt die Bügelbewehrung bei den Trägern TH5 und TH6 zu einer duktileren Last-Verformungskurve mit

<sup>235</sup> Vgl. Melhem, A. Q. (2007)

<sup>236</sup> Vgl. Canciani, A. & Puhali, R. (1984)

einem Schlupf von über 2 mm bei der Traglast. Eine signifikante Steigerung der Traglast konnte jedoch nicht festgestellt werden. Das Versagen der Träger stellte sich durch Betonausbruch unterhalb der Kopfbolzen ein.



Neu gezeichnet nach Quelle: Canciani & Puhali (1984), Maße in [mm]

Bild 5.5: Versuchsträger von Canciani & Puhali

Tabelle 5.3: Versuchskörper und –ergebnisse von Canciani & Puhali

Träger	Stahl		Bolzen		Beton f <sub>c</sub> [MPa]	Traglast P [kN]	Maximales Moment			Bolzen- kraft P <sub>s</sub> <sup>a)</sup> [kN]	Versagen Stahlbetongurt
	Steg f <sub>y</sub> [MPa]	Flansch f <sub>y</sub> [MPa]	Ø [mm]	Abstand [mm]			erreicht [kNm]	vollplastisch [kNm]	erreicht/ vollplastisch [-]		
TH1	303	380	12	150	53	570	348	414	0,84	65,3	Abplatzen des Beton unterhalb der Kopfbol- zen
TH2	303	380	12	150	38	450	340	395	0,86	50,4	
TH3	303	380	12	150	47	540	408	435	0,96	60,7	
TH4	303	380	12	150	46	570	430	436	0,99	64,4	
TH5	303	380	12	150	49	610	461	440	1,05	69,2	
TH6	303	380	12	150	46	540	408	436	0,94	61,1	

a) Berechnete maximale Werte von Canciani & Puhali

### 5.2.6 Zusammenfassung

Die unterschiedlichen Versuche an den Trägern zeigen alle ein ähnliches Last-Verformungsverhalten und Versagen. Deutlich wird jedoch der duktilitätssteigernde Einfluss der Bügelbewehrung. Von den Autoren wurden teilweise ansatzweise Gleichungen zur Bestimmung der Tragfähigkeit aufgestellt. Wegen der geringen Versuchsanzahl und weil sich bei den Trägern weitere Traganteile außer den Kopfbolzen zeigten, konnte von den Autoren nur Formeln aufgestellt werden, die entweder nur für die jeweiligen Versuche gelten oder aber weit auf der sicheren Seite liegen. Daher wird an dieser Stelle auf die Darstellung dieser Gleichungen verzichtet.

## 5.3 Experimentelle Untersuchungen an Slim-Floor Trägern

### 5.3.1 Allgemeines

Erste eigene Erfahrungen am Institut für Konstruktion und Entwurf an Trägern mit randnahen Kopfbolzen wurden an Slim-Floor Trägern gemacht. Diese Träger sind Teil eines Versuchsprogramms zur Ermittlung der *Schubtragfähigkeit von Slim-Floor Trägern*. Im Hinblick auf dieses Forschungsziel wurde die Versuchsdurchführung und weitere Untersuchungen ausführlich von Kuhlmann et al.<sup>237</sup> und Seitz<sup>238</sup> festgehalten. Alle der insgesamt fünf Träger wurden mit randnahen Kopfbolzen hergestellt. An zwei der Träger wurden gezielte Messungen zu den randnahen Kopfbolzen durchgeführt. Die Ausführungen, insbesondere zur Messeinrichtung und zur Versuchsauswertung, beschränken sich im Rahmen dieser Arbeit auf den für die randnah ausgebildeten Kopfbolzen notwendigen Umfang und auf diese beiden Träger.

### 5.3.2 Versuchsbeschreibung

#### 5.3.2.1 Geometrie

Die gezielten Messungen an randnah ausgebildeten Kopfbolzen wurden an den Trägern SF-Q3 und SF-Q4 vorgenommen. Als Stahlprofil wurde ein T-Querschnitt gewählt. Die beiden Versuchskörper unterschieden sich lediglich in der Höhe des Betongurts, siehe Bild 5.6. Als Längsbewehrung wurde in der oberen und unteren Lage Stabstahl  $\text{Ø}10/20$  cm eingebaut. Als Spaltzugbewehrung für die randnah ausgebildeten Kopfbolzen wurden Bügel  $\text{Ø}12/12,5$  cm nahe den Stegen verlegt. Als Querbewehrung wurde in der oberen Lage  $\text{Ø}10/12,5$  cm vorgesehen.

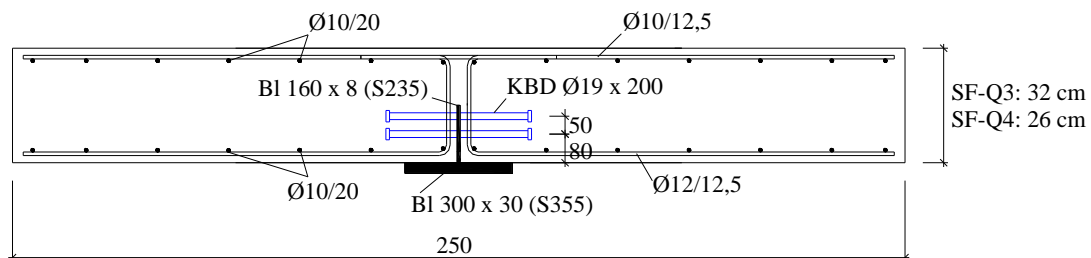


Bild 5.6: Querschnitt der Versuchsträger

Als statisches System wurde ein Einfeldträger mit Kragarm gewählt, siehe Bild 5.7. Die Kopfbolzen wurden im Abstand von 12,5 cm angebracht. Die Kopfbolzen hatten einen Durchmesser von 19 mm und eine Länge von 200 mm. Die Bolzen wurden am Steg des T-Querschnitts direkt gegenüber angebracht. Um eine vollständige Verdübelung zu gewährleisten, wurden im Bereich der Auflager zwei Bolzenreihen und im restlichen Bereich eine Bolzenreihe angeordnet.

<sup>237</sup> Vgl. Kuhlmann U. & Hauf, G. & Konrad, M. & Raichle, J. (2007)

<sup>238</sup> Vgl. Seitz, M. (2005)

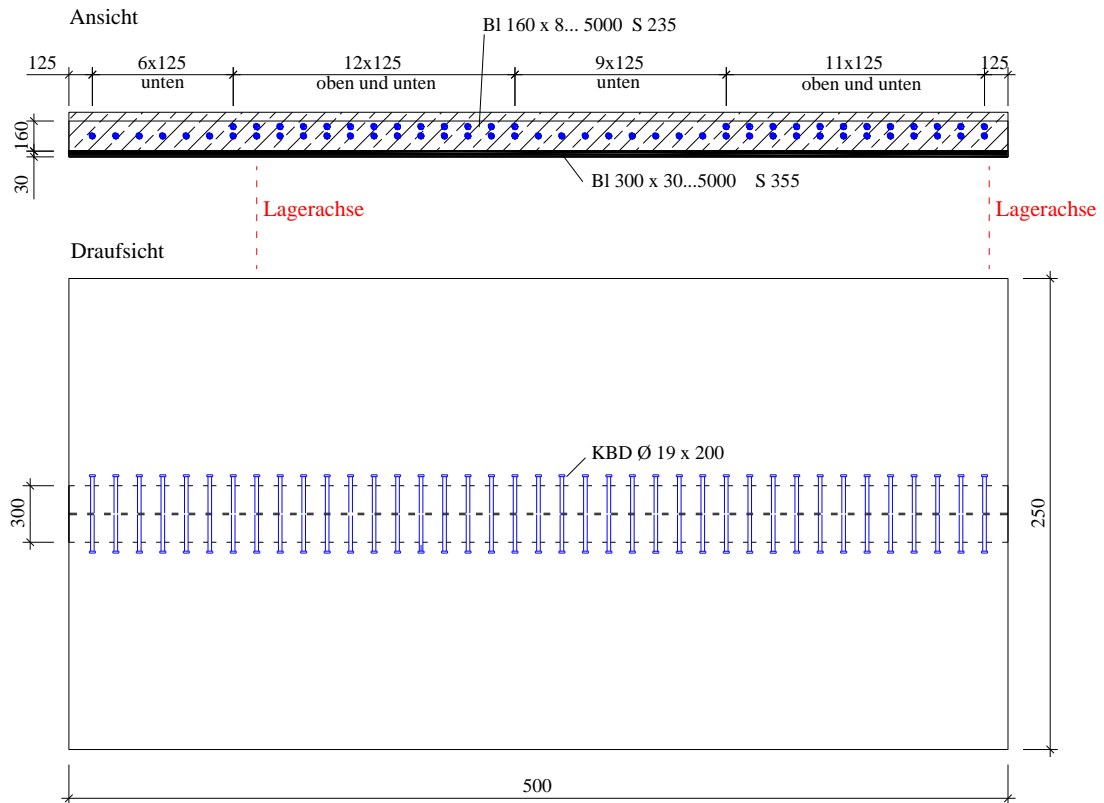
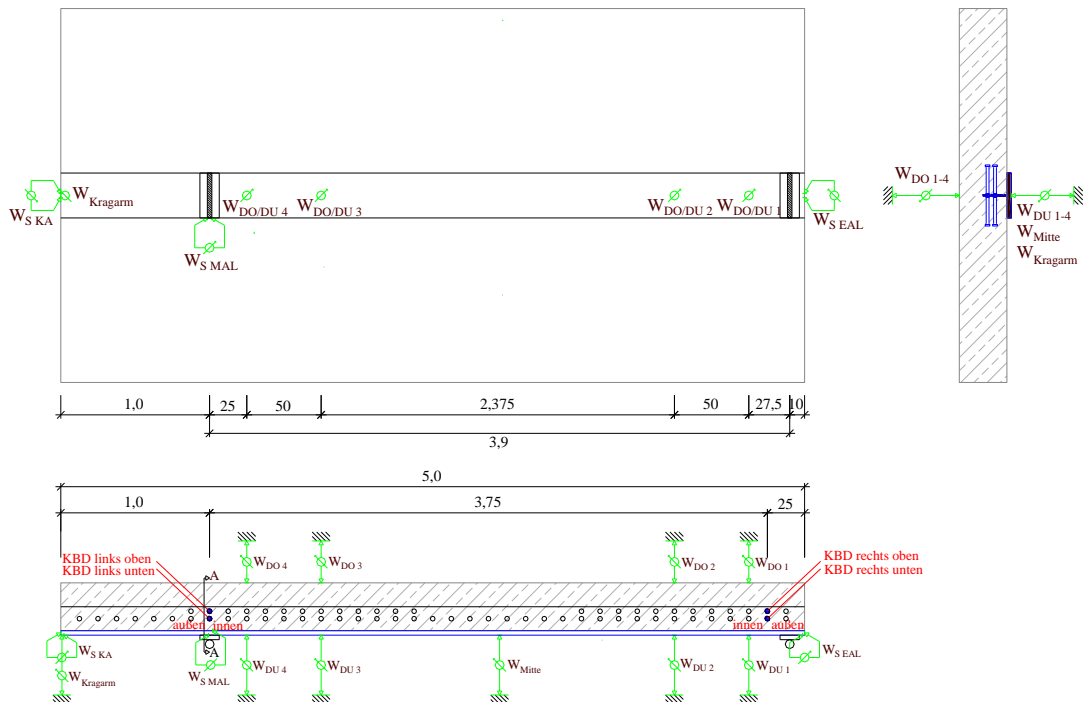


Bild 5.7: Ansicht und Draufsicht der Versuchsträger

### 5.3.2.2 Messeinrichtung

Als Wegmessungen wurden Schlupfmessungen am Kragarm ( $W_{S\ KA}$ ), am Mittelaufleger ( $W_{S\ MAL}$ ) und am Endaufleger ( $W_{S\ EAL}$ ) durchgeführt, siehe Bild 5.8.



Modifiziert nach: Seitz, M. (2005), Bild 59

Bild 5.8: Messeinrichtung

Die Durchbiegung der Träger wurde am Kragarm ( $W_{\text{Kragarm}}$ ) und in Feldmitte ( $W_{\text{Mitte}}$ ) gemessen. Darüber hinaus wurden an vier Stellen an der Oberseite ( $W_{\text{DO1}}$  bis  $W_{\text{DO4}}$ ) und Unterseite ( $W_{\text{DU1}}$  bis  $W_{\text{DU4}}$ ) des Betongurts Wegmessungen vorgenommen. Aus der Differenz der Wegänderung zwischen Ober- und Unterseite sind Rückschlüsse auf die Dickenänderung des Betongurts ableisbar.

An insgesamt vier Kopfbolzen je Träger wurden Dehnungsmessungen durchgeführt. Die als links (l) bezeichneten Kopfbolzen befinden sich nahe dem Mittelaufleger und die als rechts (r) bezeichneten sind nahe am Endaufleger. Die Messaufnehmer am oberen Bolzen erhielten für die Auswertung die Abkürzung (o) und die am unteren Bolzen ein (u). Je Kopfbolzen wurden vier Dehnmessstreifen appliziert, siehe Bild 5.9. Je zwei wurden nahe des Schweißwulsts (Fuß) und dicht unter dem Bolzenkopf (Kopf) aufgeklebt. Um sowohl Normalspannungen als auch Biegespannungen ermitteln zu können, wurden die Dehnmessstreifen auf den gegenüberliegenden Seiten des Schafts aufgebracht. Die in Richtung Trägermitte ausgerichteten Dehnmessstreifen erhielten die Kennzeichnung innen (i) und die in Richtung Trägerrand die Kennzeichnung außen (a).

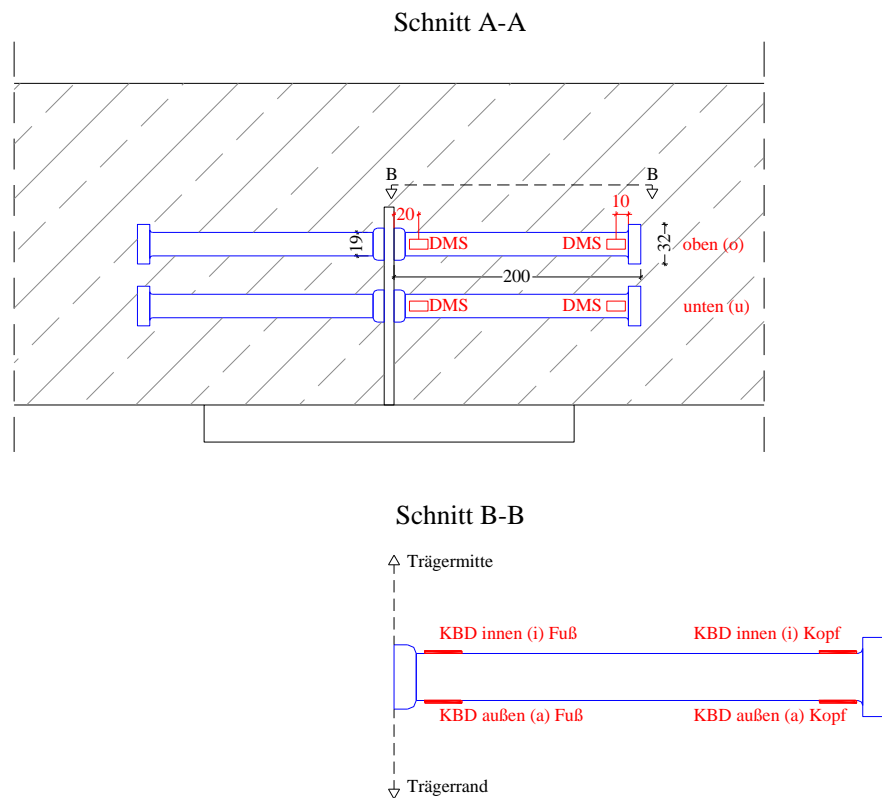


Bild 5.9: Dehnungsmessungen an den Kopfbolzen

### 5.3.2.3 Materialkennwerte

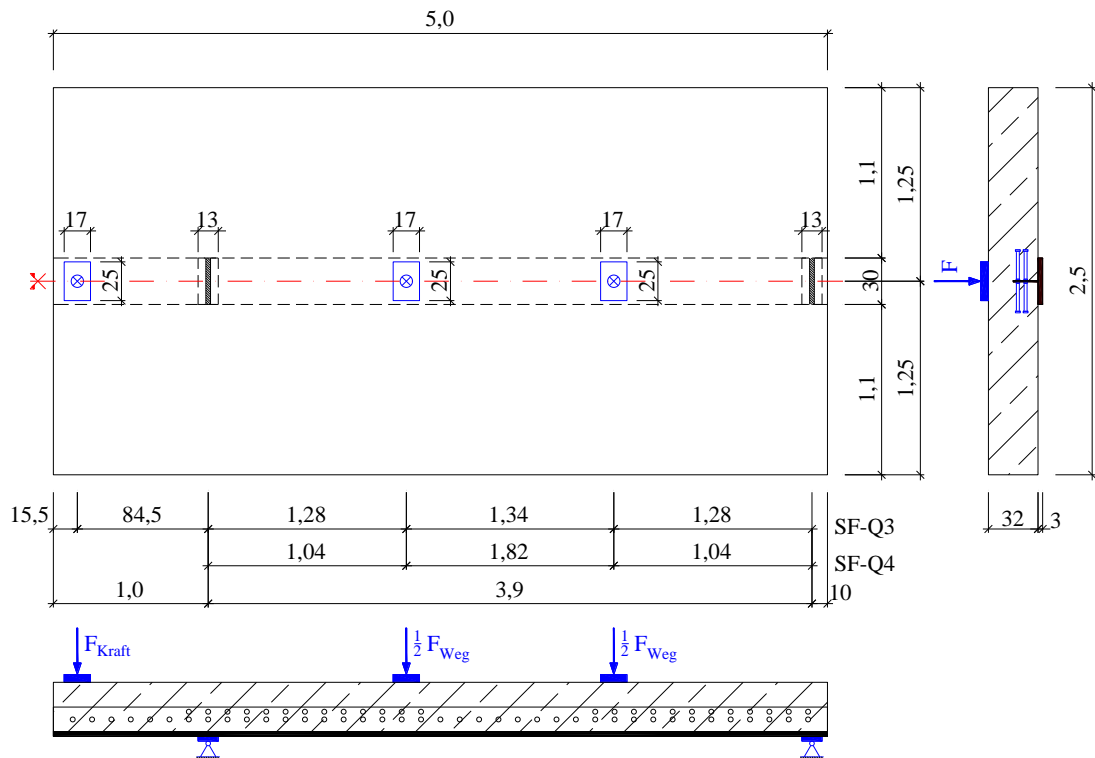
Der T-Querschnitt des Stahlprofils wurde aus Blechen mit unterschiedlichen Festigkeiten hergestellt. Um ein frühzeitiges Biegeversagen zu verhindern, wurde für den Flansch ein dickes Blech mit der Dicke von 30 mm aus S355 verwendet. Die Streckgrenze  $f_y$  betrug 385 MPa und die Zugfestigkeit  $f_u$  529 MPa. Um die Querkrafttragfähigkeit dagegen gering zu halten, wurde für den Steg ein acht Millimeter dickes Blech aus S235 verwendet. Als Streckgrenze konnten 332 und als Zugfestigkeit 458 MPa bestimmt werden.

Für den Betongurt konnte anhand von Probewürfeln die Betonfestigkeit beim Träger SF-Q3 zu 29,5 MPa und beim Träger SF-Q4 zu 33,5 MPa bestimmt werden.

Als Bewehrung wurde BSt 500 S nach DIN 488<sup>239</sup> eingesetzt. Die Kopfbolzen mit einem Durchmesser von 19 mm und einer Länge von 200 mm wurden aus S235J2+C450 entsprechend DIN EN ISO 13928<sup>240</sup> gefertigt.

### 5.3.2.4 Versuchsaufbau und Versuchsablauf

Das statische System entspricht einem Einfeldträger mit Kragarm, siehe Bild 5.10. Unter dem Stahlflansch wurden Lastverteilerplatten und Stahlrollen angeordnet, die eine zwängungsfreie Verdrehung an diesen Stellen ermöglichte.



Modifiziert nach: Seitz, M. (2005), Bild 58

Bild 5.10: Versuchsaufbau

Um über der Stütze gezielt Risse zu erzeugen, wurde am Kragarm zuerst eine über den Versuch konstante Kraft eingeleitet. Beim Träger SF-Q3 betrug diese Last 250 kN und beim Träger SF-Q4 170 kN. Über einen Lastverteilerträger, siehe Bild 5.11, wurde die Hauptbeanspruchung der Presse im Feld auf zwei Punkte verteilt. Der Abstand der Lasteinleitung vom Auflager wurde im Verhältnis Abstand zu Betongurtdicke, der Schubslankheit, von vier gewählt. Wegen der unterschiedlichen Betongurtdicke der beiden Versuchsträger, unterscheidet sich daher dieser Abstand bei den zwei Versuchen. Die Beanspruchung wurde weggesteuert mit einer Geschwindigkeit von 0,01 mm/s aufgebracht und nach Überschreiten der Tragfähigkeit auf maximal 0,03 mm/s erhöht. Um den Träger ein Relaxieren zu ermöglichen, wurden die Versuche mehrmals für zehn bis 20 Minuten unterbrochen.

<sup>239</sup> Vgl. Norm DIN 488-1 (1984)

<sup>240</sup> Vgl. Norm DIN EN ISO 13918 (1998)



Bild 5.11: Trägerversuch SF-Q3

Die ersten Risse bildeten sich an der Betongurtunterseite in Form von Biegerissen, die orthogonal zur Trägerachse verliefen. Bei Laststufen, die etwa 60 % der späteren Traglast entsprachen, bildeten sich Schubrisse parallel zum Stahlträger. Bei einer Beanspruchung, die im Bereich von 90% der Traglast und darüber entsprach, bildeten sich an der Oberseite ausgehend von der Lasteinleitung Risse, die schräg Richtung Feldmitte verliefen. Sobald die Außenseite des Betongurts erreicht wurde, konnte mit einem schnellen Versagen gerechnet werden. Beim Träger SF-Q3 trat das Versagen schlagartig durch die Rissvergrößerung schräg durch den Betongurt Richtung Mittelaufleger ein, siehe Bild 5.13 a) und c). Nach Erreichen der Traglast von 1651 kN wurde durch diesen Schubriss ein sofortiger Lastabfall auf etwa 1350 kN aufgezeichnet. Beim Träger SF-Q4 trat das Versagen bei einer Pressenlast von 1438 kN am anderen Lasteinleitungspunkt auf. Der Schubriss verlief bei diesem Träger steiler. An der Oberseite konnte außerdem ein Versagen der Betondruckzone festgestellt werden, siehe Bild 5.13 b) und d). Das Last-Verformungsverhalten war durch einen nahezu linearen Verlauf der Last-Durchbiegungskurve, die mit zunehmender Beanspruchung immer flacher wurde, gekennzeichnet, siehe Bild 5.12. Das plötzliche Schubversagen ist dabei an dem schlagartigen Lastabfall zu erkennen. Die negative Verformung am Beginn ist auf die zuerst durchgeführte Kragarmbelastung zurückzuführen.

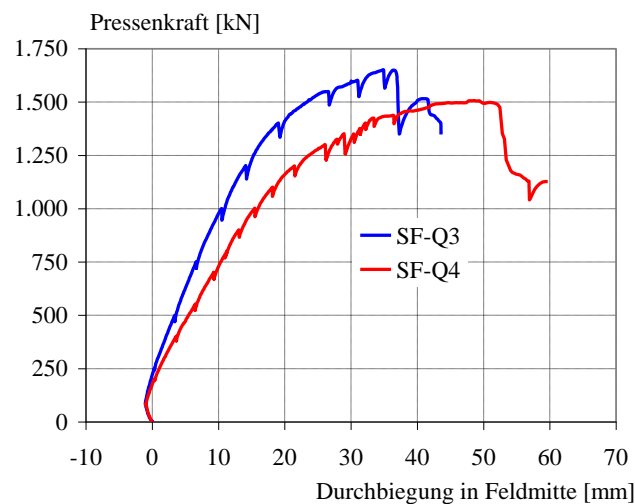
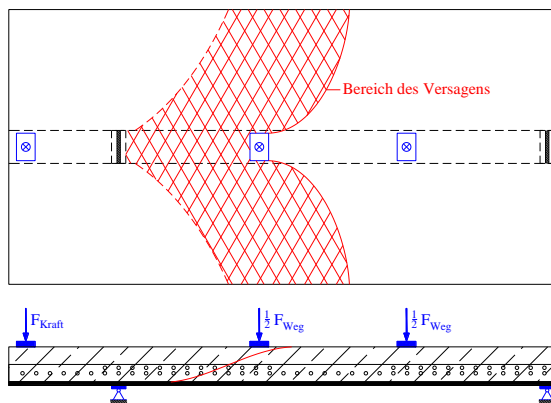


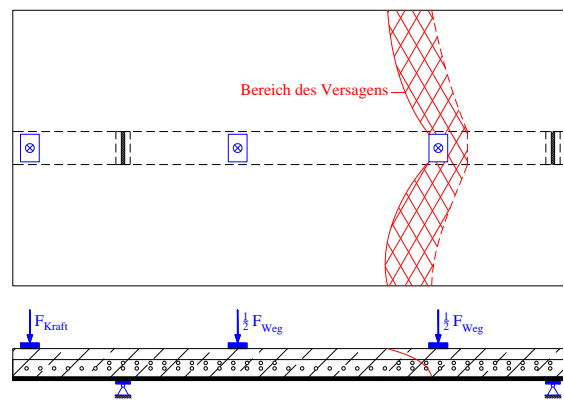
Bild 5.12: Last-Durchbiegungsbeziehung





Modifiziert nach: Seitz, M. (2005), Bild 58

a) Versagen SF-Q3 (schematisch)

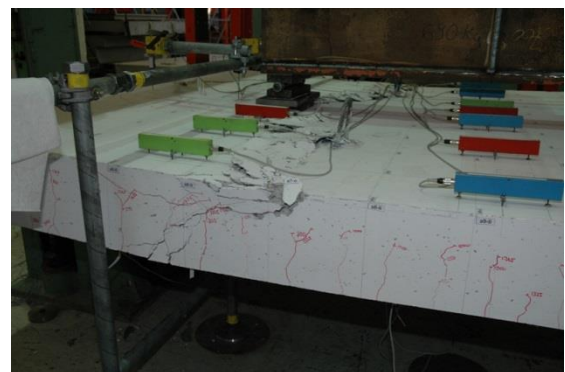


Modifiziert nach: Seitz, M. (2005), Bild 61

b) Versagen SF-Q4 (schematisch)



c) Rissbildung SF-Q3



d) Rissbildung SF-Q4

Bild 5.13: Versagen der Versuchskörper

### 5.3.3 Versuchsauswertung

#### 5.3.3.1 Allgemeines

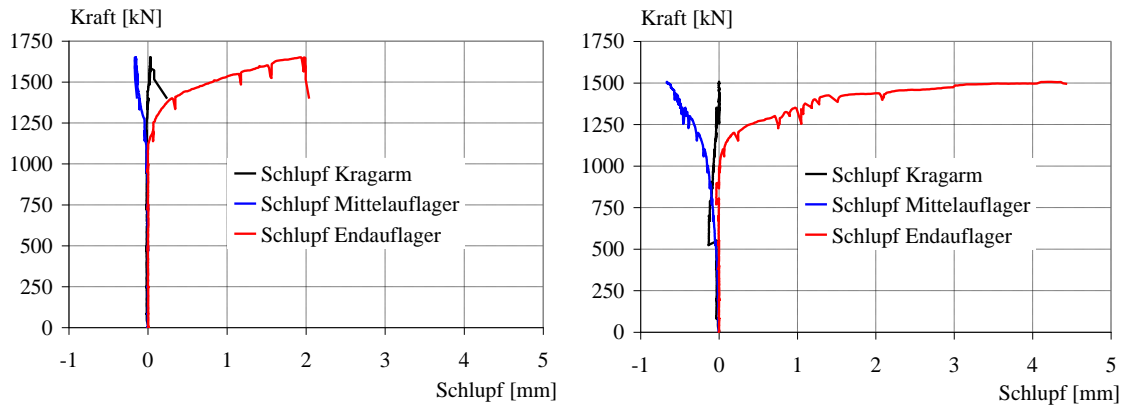
Das Schubversagen der Stahlbetongurte der Verbundträger entsprach den Erwartungen des Forschungsvorhabens<sup>241</sup>. In den folgenden Abschnitten werden die an den Versuchskörpern SF-Q3 und SF-Q4 vorgenommenen Weg- und Dehnungsmessungen dargestellt, die Informationen zum Trag- und Verformungsverhalten der randnah ausgeführten Kopfbolzen geben. Durch den Flansch des T-förmigen Stahlquerschnitts wurde der Stahlbetongurt vertikal unterstützt. Die Kopfbolzen wurden dadurch nicht auf Querschub, sondern nur auf Längsschub beansprucht. Durch die asymmetrische Lagerung und die Kragarmbelastung unterschied sich die Querkraft zwischen der Lasteinleitungsstelle und dem Endauflager bzw. dem Mittelaflager. Auf Traglastniveau war die Querkraft im Bereich des Mittelaflagers etwa 10% höher als am Endauflager.

#### 5.3.3.2 Wegmessungen

Die Messungen des Schlupfs zwischen Betongurt und Stahlquerschnitt ermöglichen einen ersten Eindruck von der Beanspruchung der Kopfbolzen, siehe Bild 5.14. Bis etwa 75 % der Traglast

<sup>241</sup> Vgl. Kuhlmann U. & Hauf, G. & Konrad, M. & Raichle, J. (2007)

wurde an allen Messstellen kein oder nur ein sehr geringer Schlupf gemessen. Am Ende des Kragarms wurde über die gesamte Versuchsdauer nahezu kein Schlupf und am Mittelaufleger nur ein geringer Schlupf aufgezeichnet. Über etwa 75 % der Traglast kam es dagegen bei beiden Versuchen am Endauflager zu einer stetig zunehmenden Verschiebung zwischen den Verbundpartnern Betongurt und Stahlträger.



a) Träger SF-Q3

b) Träger SF-Q4

Bild 5.14: Auswertung der Schlupfmessungen

Trotz der etwas größeren Querkraft am Mittelaufleger ist der größere Schlupf am Endauflager nachvollziehbar. Die zusätzlichen Bolzen im Kragarmbereich ermöglichen eine Verteilung der Schubbeanspruchung am Mittelaufleger auf mehr Bolzen als im Bereich des Endauflagers, so dass am Mittelaufleger die Längsschubkraft je Bolzen geringer ist als am Endauflager. Eine statistische Auswertung von Zweigart<sup>242</sup> liefert die mittlere Schlupfverformung von Randnahen Kopfbolzen. Bei der hier ausgeführten Mittellage ergibt sich aus dieser Literaturstelle ein mittlerer Schlupf bei der Traglast von 8,3 mm. Da sich der Schlupf mit steigender Beanspruchung stark überproportional entwickelt, lässt sich schließen, dass die Kopfbolzen bei der Traglast der Träger bereits einer erheblichen Beanspruchung unterliegen. Ein Vergleich des Schlupfs am Endauflager mit der normierten Last-Schlupf-Beziehung nach Zweigart<sup>243</sup>, zeigt ein Beanspruchungsniveau der Bolzen des Trägers SF-Q3 von über 80 % und von Träger SF-Q4 von über 90 % der Bolzenlängsschubtragfähigkeit.

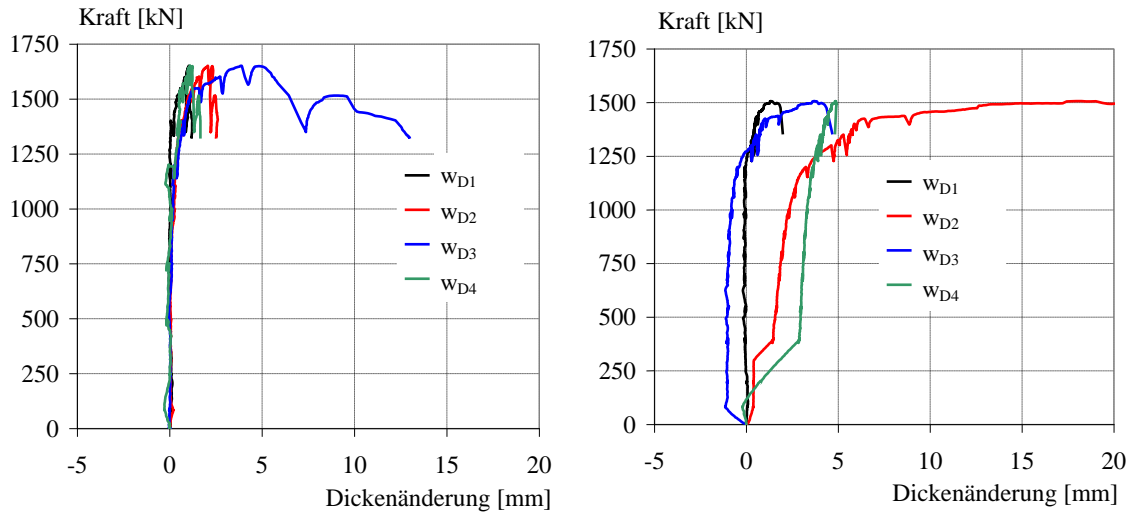
Die Ergebnisse der Dickenmessung des Betongurts sind in Bild 5.15 und die Messstellen in Bild 5.8 dargestellt. Die Messungen an Stelle  $w_{D3}$  des Trägers SF-Q3 und an Stelle  $w_{D2}$  des Trägers SF-Q4 liegen im Bereich des Versagens durch den Schubbruch. Die Dickenänderung an diesen Stellen kann daher nicht auf die Längsschubbeanspruchung durch die randnah ausgebildeten Kopfbolzen zurückgeführt werden. Die Messstellen außerhalb des Versagensbereichs zeigen eine Vergrößerung der Dicke von ein bis vier Millimeter bei der Traglast. Die von Kuhlmann und Breuninger durchgeführten Versuche unter einer Längsschubbeanspruchung weisen bei Mittellage eine Dickenänderung des Betongurts bei der Traglast zwischen 1,0 und 6,3 mm auf<sup>244</sup>. Der arithmetische Mittelwert liegt bei 2,4 mm. Der Vergleich von diesem Wert mit den gemessenen Dickenänderungen an den Trägern bestätigt die Aussage aus der Analyse des Schlupfs, dass die Bolzen bei der Traglast der Träger hoch beansprucht sind. Das genannte Forschungsvorhaben hatte zum Ziel die Beteiligung des Betongurts an der Querkraftabtragung bei diesen Verbund-

<sup>242</sup> Vgl. Zweigart, K. (2002); Abschnitt 4 und Kürschner, K. (2003), Tabelle 7-1.

<sup>243</sup> Vgl. Zweigart, K. (2002); Diagramm 4.29

<sup>244</sup> Vgl. Kuhlmann U. & Breuninger, U. (1999b), Tabelle 5.1

trägern zu quantifizieren. Es konnte dabei nachgewiesen werden, dass ein erheblicher Anteil der Querkraft über den Betongurt abgetragen wird. Wegen der kurzen Lasteinleitungslängen, der sich rasch ändernden mittragenden Breite für die Querkraft und der durch die Duktilität der Verbundfuge vorhandene Möglichkeit die Schubkraft zu verteilen, gelingt nur eine grobe Abschätzung der Schubbeanspruchung der Kopfbolzen. Diese liegt überschlägig bei 60 bis 80 % der rechnerischen Tragfähigkeit der Kopfbolzen. Diese Größenordnung liegt etwa in derselben Höhe wie die Vergleiche anhand des Schlupfes und der Dickenmessung.



a) Träger SF-Q3

b) Träger SF-Q4

Bild 5.15: Auswertung der Dickenmessungen an den Stellen WD1 bis WD4 nach Bild 5.8

### 5.3.3.3 Dehnungsmessungen

Aus den Dehnungen der insgesamt acht Messstellen wurden die Normalkräfte und Biegemomente im Bolzenschaft ermittelt, siehe Bild 5.17 und Bild 5.18. Zur besseren Orientierung der Lage der Messstellen entsprechen die Farben der Kurven in diesen Diagrammen den Kennzeichnungen in Bild 5.16. Beim Träger SF-Q4 fehlt die Auswertung der Stelle KBD r,u,Fuß wegen eines Defekts des Dehnmessstreifens.

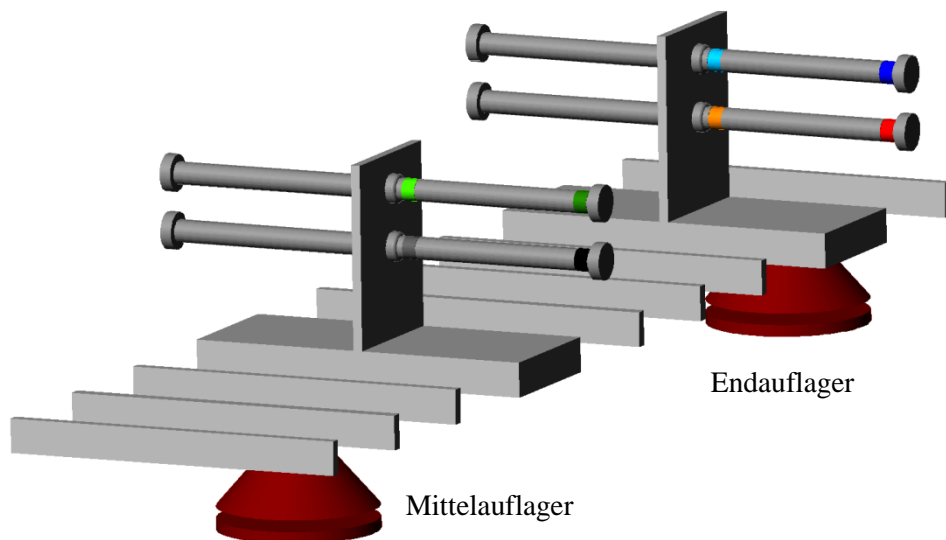
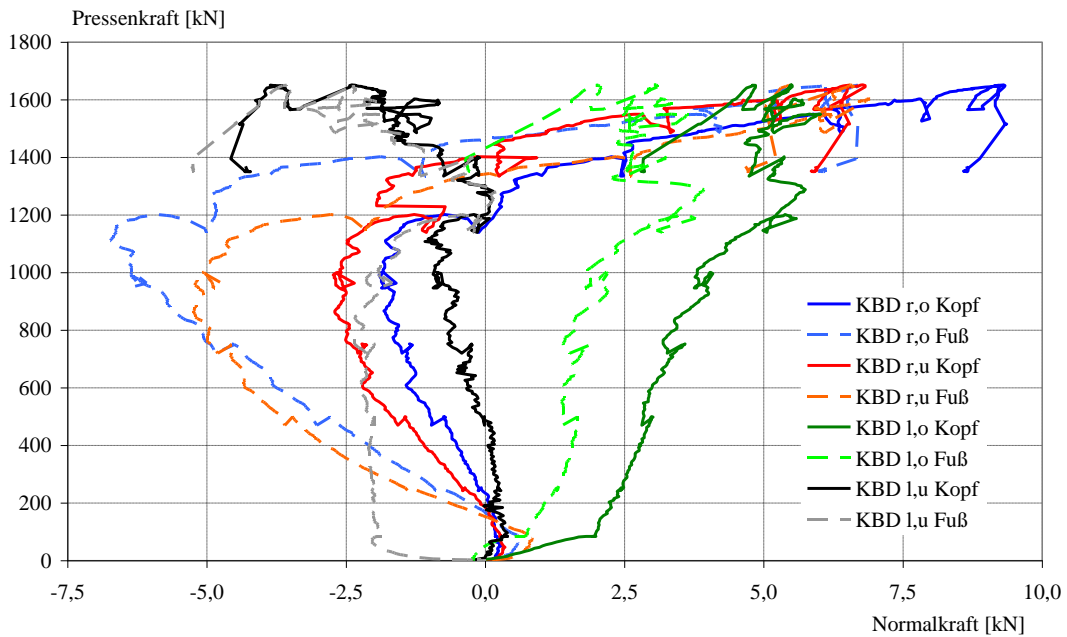
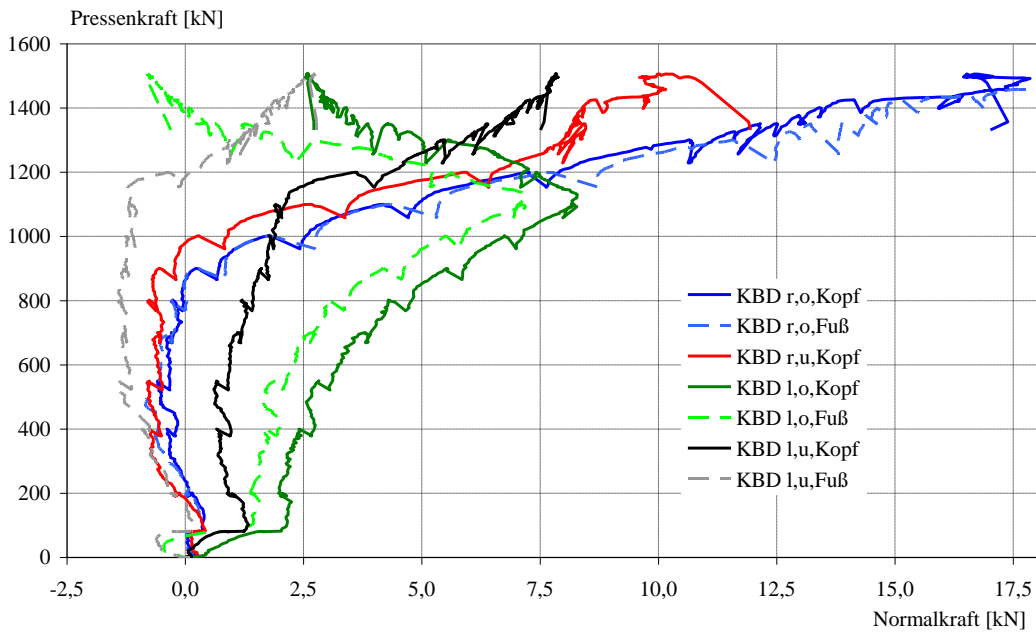


Bild 5.16: Farbliche Zuordnung der Messungen zu Bild 5.17 und Bild 5.18

Aus den Diagrammen ist zu erkennen, dass die Beanspruchung am Endauflager deutlich höher ist als am Mittelaflager. Besonders deutlich wird dieser Sachverhalt an der Biegebeanspruchung am Fußpunkt. Auch daraus wird wieder deutlich, dass die Kopfbolzen im Kragarmbereich zur Lastabtragung im Feld beitragen. Wie es entsprechend dem Modell von Lungershausen, siehe Bild 2.1, zu erwarten war, ist die Biegebeanspruchung am Fußpunkt deutlich höher als im Bereich des Bolzenkopfs. Bei den Messungen zur Normalkraft ist häufig ein Wechsel des Vorzeichens während der Aufzeichnung eingetreten. Erst auf einem hohen Beanspruchungsniveau sind eindeutige Entwicklungen der Bolzennormalkraft zu erkennen. Im Gegensatz zur Normalbeanspruchung ist die Biegebeanspruchung am Fußpunkt damit ein Indiz für das Beanspruchungsniveau der Kopfbolzen. Aus den Diagrammen ist eine gleichmäßige Beanspruchung von übereinander angeordneten Kopfbolzen ablesbar.

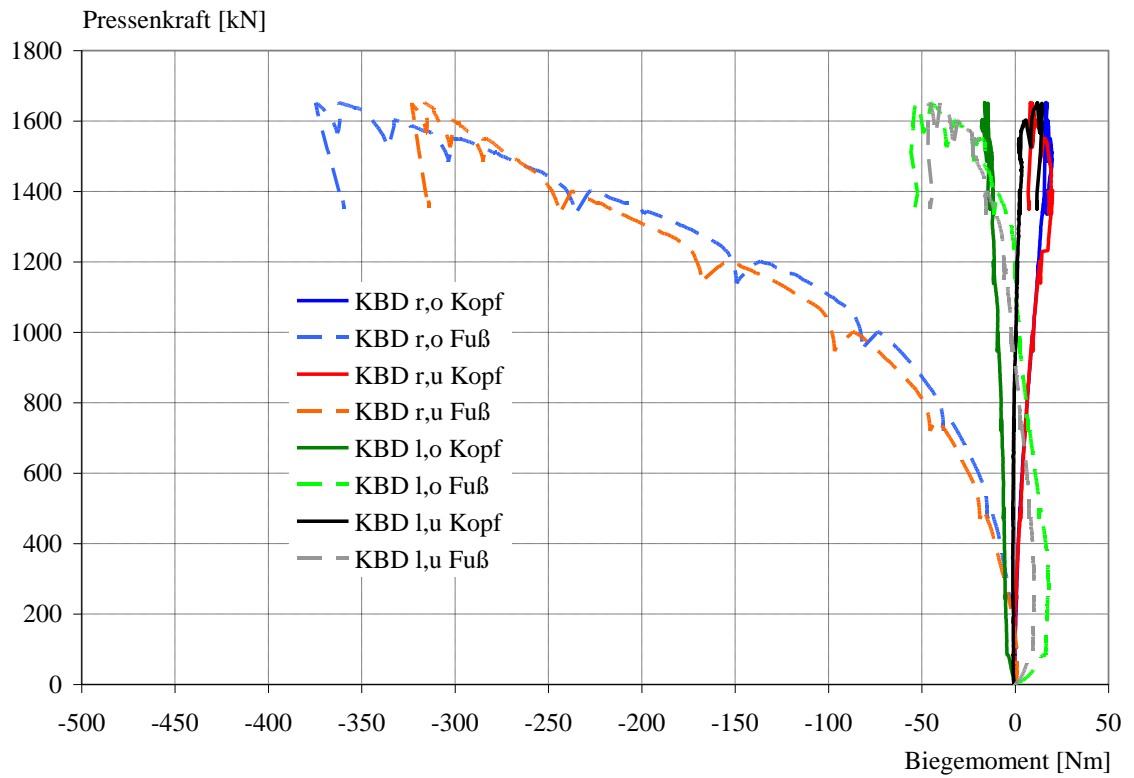


a) Träger SF-Q3

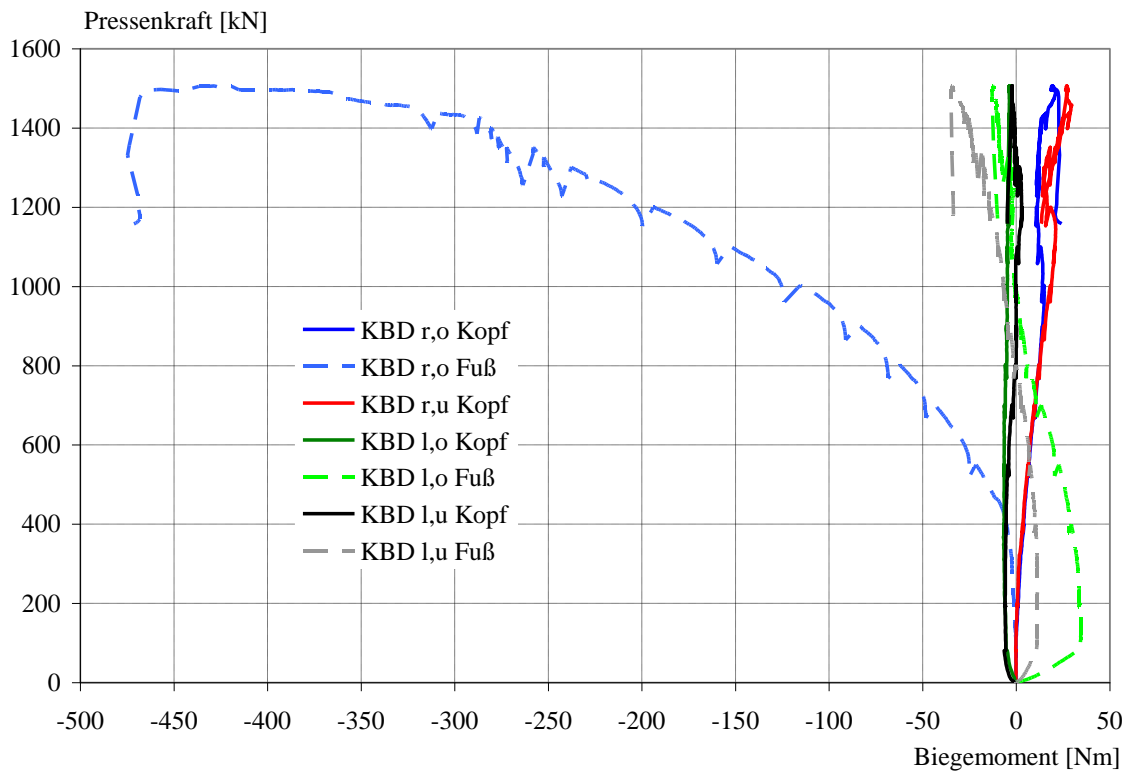


b) Träger SF-Q4

Bild 5.17: Normalkräfte der Kopfbolzen



a) Träger SF-Q3



b) Träger SF-Q4

Bild 5.18: Biegemomente der Kopfbolzen

## 5.4 Zusammenfassung und Ausblick

An zwei Slim-Floor Trägern wurden Messungen an randnah ausgeführten Kopfbolzen durchgeführt. Durch den vorhandenen Untergurt wurden eine Querschubbeanspruchung ausgeschlossen und die Kopfbolzen lediglich einer Längsschubbeanspruchung unterzogen.

Sowohl die Weg- als auch die Dehnungsmessungen weisen auf eine hohe Bolzenbeanspruchung hin. Es konnte festgestellt werden, dass auf der Seite des Kragarms sich die weniger beanspruchten Bolzen im Kragarmbereich an der Schubbeanspruchung im Feld beteiligen und somit die Bolzen zwischen Lasteinleitung und Mittelaufleger weniger beansprucht werden als die Bolzen zwischen Lasteinleitung und Endauflager.

Außerdem zeigte sich, dass die rechnerische Beanspruchung der Kopfbolzen etwa in der Größenordnung der gemessenen Beanspruchung lag.

Da dieser Effekt nicht quantifizierbar ist, ist ein statisches System mit Kragarm für eine systematische Untersuchung von randnah ausgeführten Kopfbolzen in Trägerversuchen nicht empfehlenswert. Um jedoch die Übertragbarkeit der Ergebnisse der inzwischen zahlreich durchgeführten Push-out Versuchen auf Träger sicherzustellen, sind weitere Trägerversuche erforderlich. Dabei sind auch Versuche sinnvoll, bei denen auf einen Stahlflansch direkt unterhalb des Betongurts, wie bei den hier durchgeführten Slim-Floor Versuchen verzichtet wird. Dies würde eine gezielte Untersuchung einer Kombination aus Längs- und Querschub ermöglichen.

## 6 Randnahe Kopfbolzen bei Stahlbetonverbundträgern mit Trapezblechstegen

### 6.1 Einführung

#### 6.1.1 Allgemeines

Eine vorteilhafte Entwicklung mit zunehmender Anwendung im Brückenbau stellt die Verwendung von *trapezförmig gefalteten Stegblechen* dar, siehe Bild 6.1. Gegenüber dem klassischen ebenen Stahlsteg weist diese Option andere Eigenschaften, Besonderheiten und Möglichkeiten auf.

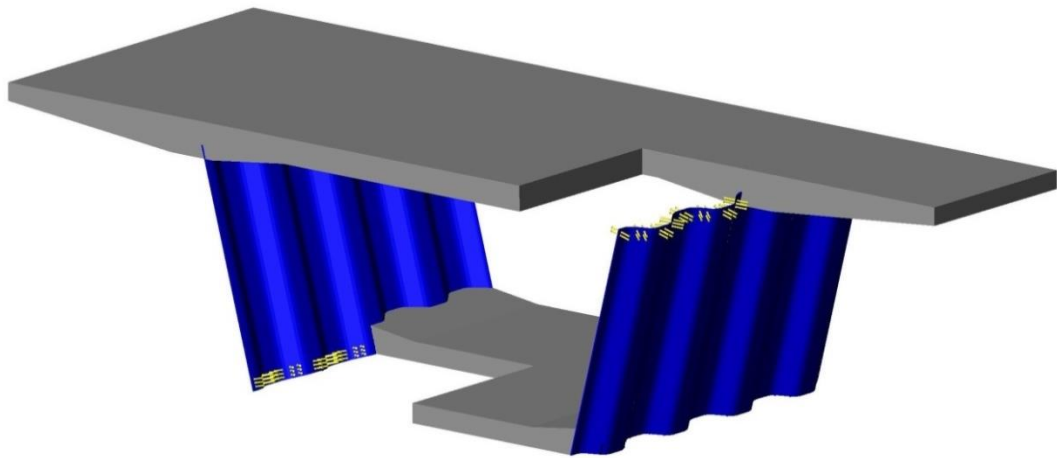
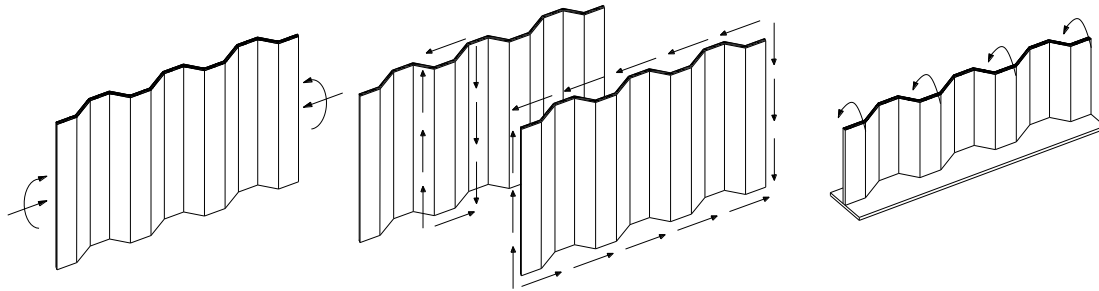


Bild 6.1: Brückenquerschnitt mit trapezförmig gefalteten Stegblechen

Die Faltung des Stahlstegs führt bei Verbundbrücken mit Stahlbetongurten und Stegen aus Stahl, durch die charakteristischen Eigenschaften des Trapezblechs zu konstruktiven und wirtschaftlichen Vorteilen gegenüber bestehenden Brückenbauweisen:

- Gegenüber reinen Stahlbetonkonstruktionen reduziert sich das Eigengewicht des Querschnittes durch den Stahlsteg. Dies wirkt sich nicht nur auf die Dimensionierung der Unterbauten und die realisierbaren Stützweiten im Bau- und Endzustand sondern auch auf die Erdbebenbemessung günstig aus.
- Der Steg weist in Längsrichtung eine sehr geringe Steifigkeit auf, siehe Bild 6.2 a). Dadurch werden Kräfte aus einer Längsvorspannung durch den Steg nicht behindert und der Bedarf an Spannstahl reduziert sich.
- Die Beanspruchungen durch Schwinden, Kriechen und Temperaturunterschied zwischen Stahlbetongurt und dem in Längsrichtung flexiblen Stahlsteg reduzieren sich beträchtlich.
- Der Widerstand des Stegblechs gegen Beulen erhöht sich durch die Faltung, siehe Bild 6.2 b). Dadurch kann auf die üblichen Längs- oder Quersteifen bei ebenen Stegblechen verzichtet werden. Durch die geringe Steifigkeit in Längsrichtung kann der Steg hauptsächlich zur Abtragung der Querkräfte herangezogen werden.
- Der Steg weist durch die Faltung gegenüber ebenen Stegen eine nennenswerte Querbiegesteifigkeit auf, siehe Bild 6.2 c). Dadurch kann die Anzahl der bei Verbundbrücken üb-

lichen Querrahmen reduziert werden. Somit wird nicht nur ein geringerer Arbeitsaufwand erzielt, sondern es reduzieren sich gleichzeitig die ermüdungsrelevanten Details.



a) Längsrichtung

b) Schubbeanspruchung

c) Querrichtung

Bild 6.2: Steifigkeit in Abhängigkeit der Beanspruchungsrichtung

An die Ausbildung der Verbundfuge werden hohe Anforderungen gestellt. Kräfte müssen in mehrere Richtungen übertragen werden. Die Übertragung aus Schub in Längsrichtung der Verbundfuge infolge Trägerwirkung ist als Hauptbeanspruchung grundlegend von Bedeutung. Durch die Biegesteifigkeit des gefalteten Steges kann zwar die Anzahl der Querrahmen reduziert werden, das Querbiegemoment am Übergang vom Stahlbetongurt in den Stahlsteg muss dafür von der Verbundfuge übertragen werden können. Bei der einzigen Brücke in Deutschland, der Talbrücke Altwipfergrund, führte dies zu einer aufwändigen Ausbildung der Verbundfuge, siehe Bild 6.3. Die Kopfbolzen sind dabei für die Schubbeanspruchung in Längsrichtung und die dargestellten Bügel für das Moment um die Trägerlängsachse vorgesehen.

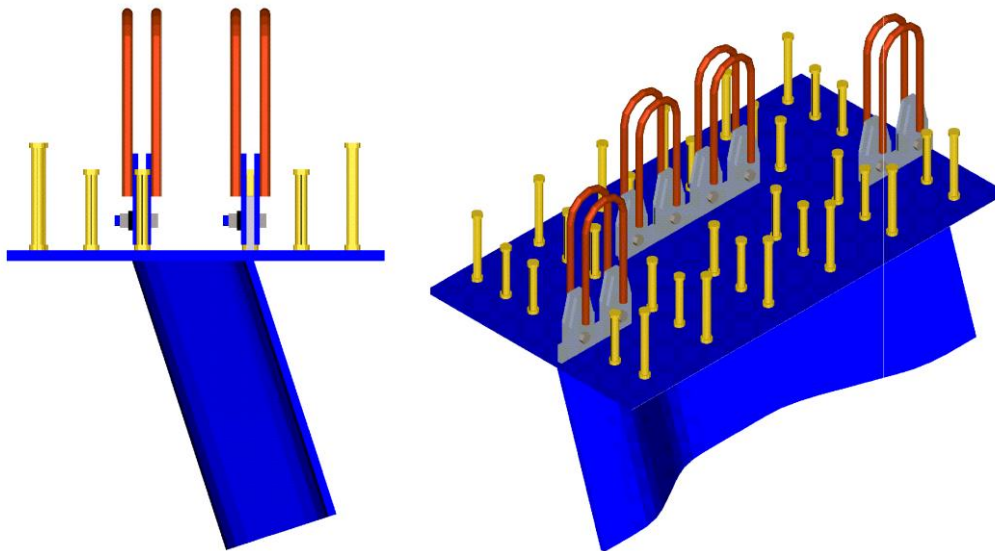


Bild 6.3: Ausbildung der Verbundfuge der Talbrücke Altwipfergrund am Anschluss zum Stahlbetonobergurt

Der Verzicht auf den Stahlbergurt führt zu weiteren Vorteilen:

- Der gefaltete Steg ist sehr flexibel für eine Kraft in Längsrichtung. Dieser *Ziehharmonikaeffekt* wirkt sich günstig auf eine Längsvorspannung aus. Eine Umlagerung durch Schwinden und Kriechen in den Stahlquerschnitt erfolgt in diesem Fall nicht.



- Der Entfall des Obergurts führt neben der Ersparnis von Baustahl auch zur Einsparung der aufwändigen Schweißnähte in diesem Bereich.
- Die nicht vorhandenen Schweißnähte reduzieren die Anzahl der für Ermüdung anfälligen Details.
- Die Faltung des Stegs kann zusätzlich als Verbundmittel herangezogen werden.

Der Entfall des Stahlobergurts führt zu einer dritten Beanspruchung der Fuge. Vertikale Kräfte können nicht mehr über die große Auflagerfläche des Gurtes übertragen werden, sondern müssen über eine Schneidenlagerung des Stegs und eventuell vorhandene zusätzliche Verbindungsmittel übertragen werden.

Insgesamt betrachtet, ergeben sich aus der noch nicht ausreichend untersuchten Konstruktion viele Fragen. Im Rahmen eines Forschungsvorhabens<sup>245</sup> wurde dem Steifigkeitsverhalten von Trägern, der lokalen Krafteinleitung z. B. aus einem Einschub, dem Schweißen im kaltgeformten Bereich und der Ausbildung der Verbundfuge nachgegangen. Bei den Betrachtungen zur Verbundfuge wurden zwei verschiedene Verbundmittel näher untersucht. Zum einen haben sich Betondübel als geeignetes Verbundmittel gezeigt. Über den Forschungsbericht dieses Vorhabens hinausgehende Informationen zu der Verwendung von Betondübeln bei trapezförmig gefalteten Stegblechen können der Dissertation von Röhms<sup>246</sup> entnommen werden. In der vorliegenden Arbeit wird eine andere sinnvolle Ausbildung, die Verwendung von Kopfbolzen, verfolgt. Dabei wird dem Tragverhalten und der Tragfähigkeit für eine Schubbeanspruchung in Längsrichtung und für eine Biegebeanspruchung um die Längsachse nachgegangen. Von Reichert wurden bei dem genannten Forschungsvorhaben zwei Trägerversuche zur Ermittlung des Steifigkeitsverhaltens durchgeführt. Ein Träger wurde dabei mit randnah ausgebildeten Kopfbolzen hergestellt. Bei diesem Versuch wurden Messungen im Bereich der Verbundfuge gemacht und diese werden in dieser Arbeit dargestellt. Darüber hinaus gehende Informationen zu den Trägerversuchen können dem Forschungsbericht und der Dissertation von Reichert<sup>247</sup> entnommen werden.

Die Verwendung von profilierten Stegen ist im Stahlbau gegenüber dem Verbundbau allerdings nicht neu<sup>248</sup>. Es sind Anwendungen im Flugzeug-, Schiffs- und Containerbau zu finden. Eine gewisse Verbreitung hat die Anwendung im Hochbau<sup>249</sup> und auch im Holzbau<sup>250</sup> gefunden.

### 6.1.2 Vorgehen und Abgrenzung

Gegenstand der folgenden Untersuchungen ist das Tragverhalten und die Tragfähigkeit der Verbundfuge eines in den Stahlbetongurt eingebundenen trapezförmig gekanteten Stahlstegs mit Randnahen Kopfbolzen beziehungsweise alternativ auch ohne zusätzliche mechanische Verbindungsmittel für eine Längsschub- oder eine Querbiegebeanspruchung. Dies erfolgt mit Hilfe von Versuchen und numerischen Untersuchungen und daraus abgeleiteten Modellen und Bemessungsgleichungen.

---

<sup>245</sup> Vgl. Novák, B.; Kuhlmann, U. et al. (2008)

<sup>246</sup> Vgl. Röhms, J. (2009)

<sup>247</sup> Vgl. Reichert, F. (2014)

<sup>248</sup> Vgl. Pasternak, H. & Branka, P. (1998)

<sup>249</sup> Vgl. Siokola, W. (1997)

<sup>250</sup> Vgl. Blaß, H. J. (1992)

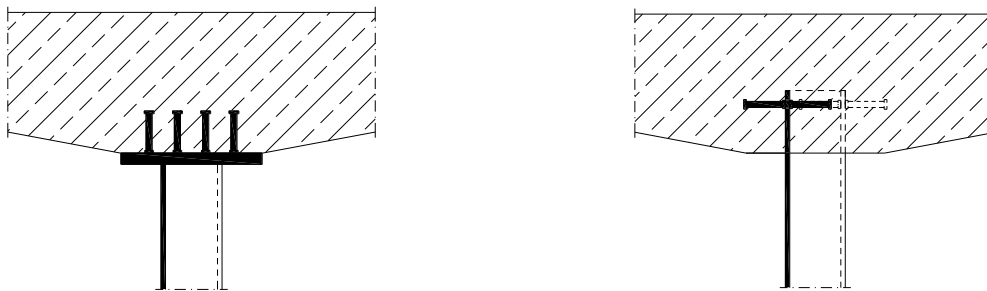
Auf die Verwendung von Betondübeln für die Verbundfuge wird von Röhm<sup>251</sup> ausführlich eingegangen. Auf die Untersuchung von Trägern mit Stahlgurt wird verzichtet, da diese Konstruktion zum einen einen erhöhten Aufwand bei der Herstellung der Stahlkonstruktion mit sich führt und zum anderen diese Variante zumindest für eine Längsschubbeanspruchung weitgehend einer konventionellen Bauweise im Verbundbau entspricht und bereits ausführlich untersucht wurde. Auf die denkbare Ausführung einer unsymmetrischen Faltung mit unterschiedlich langen geraden Blechabschnitten wird wegen der ungleichförmigen und damit ungünstigen Lasteinleitung verzichtet. Während im Hochbau auch Anwendungen mit sinusförmig profilierten Stegen zu finden sind, weisen sämtliche in der Literatur gefundenen Brücken eine trapezförmige Profilierung auf. Wegen der Praxisrelevanz wird daher einer sinusförmigen Profilierung nicht nachgegangen.

Für die Anwendung dieser Verbundfugenausbildung ist auch eine Interaktion von Längsschub und Querbiegebeanspruchung notwendig. Besonders für den Brückenbau sind auch Erkenntnisse zum Ermüdungsverhalten unentbehrlich. Daneben ist die Ermittlung der Querschubtragfähigkeit der wegen des fehlenden Stahlobergurtes vorhandenen Schneidenlagerung von Interesse. Wegen der grundlegenden Auslegung dieser Ausführungen kann auf diese weiterführenden Gesichtspunkte nur ansatzweise eingegangen werden.

## 6.2 Ausgeführte Bauwerke

### 6.2.1 Allgemeines

Für die Verbundfugen von Trägern mit Trapezblechstege im Brückenbau wurden unterschiedliche Konstruktionen realisiert. Grundlegend wird in *Ausführungen mit einem Gurt des Stahlträgers* und die *direkte Einbindung des Steges in den Stahlbetongurt* unterschieden, siehe Bild 6.4.



a) Lösung mit Gurt des Stahlträgers

b) Lösung mit eingebundenem Stegblech

Bild 6.4: Prinzipielle Ausführungsmöglichkeiten

Daneben unterscheiden sich die realisierten Konstruktionen außerdem durch die Art und Anzahl der Verbindungsmittel. Im Folgenden werden die prinzipiellen realisierten Verbundfugen dargestellt. Abgesehen von Japan wurden weltweit bisher nur wenige Verbundbrücken mit Trapezblechstege gebaut. Die Pionierarbeit wurde in Frankreich geleistet. Dort existieren inzwischen vier Brücken dieser Bauart. Daneben existiert eine Brücke in Deutschland und eine in den USA<sup>252</sup>. Auch in Norwegen, Venezuela<sup>253</sup>, Schweden<sup>254</sup> und Taiwan<sup>255</sup> gibt es Hinweise auf Brü-

<sup>251</sup> Vgl. Röhm, J. (2009)

<sup>252</sup> Vgl. Wilson, A. D. (2007)

cken mit trapezförmig gefalteten Stegen. Aktivitäten im Bereich der Forschung sind auch in China und Korea vorhanden. Realisierungen konnten in der Literatur jedoch nicht gefunden werden. Einen wahren Boom von Verbundbrücken mit Trapezblechstegen ist in Japan zu finden. Dort wurden bereits über 100 Brücken dieser Bauart realisiert<sup>256</sup>.

## 6.2.2 Brücken in Frankreich

Die erste Brücke mit trapezförmig gefalteten Stahlstegen, die *Pont de Cognac*, wurde in Frankreich im Jahr 1986 realisiert. Die Verbundfuge der Brücke mit einem einzelligen Hohlkasten und einer Gesamtlänge von 105 m wurde durch auf den Stahlobergurt aufgeschweißte Winkel ausgebildet. Bei dem 1987 gebauten *Viaduc de Maupré* wurden ebenfalls Stahlwinkel auf dem Obergurt des Stahlträgers als Verbindungsmittel eingesetzt. Bei dem einzelligen, dreieckigen Hohlkasten wurde der Untergurt als ausbetoniertes Rundrohr ausgebildet. Daneben wurden noch die *Asterix Brücke* (1989) und die *Dole Brücke* (1995) gebaut<sup>257</sup>.

## 6.2.3 Brücken in Japan

Durch die hohe Anzahl an gebauten Brücken und die weltweit umfangreichsten Untersuchungen zu dieser Bauweise lassen sich in Japan auch die meisten Variationen zur Ausbildung der Verbundfuge finden<sup>258</sup>. Die verschiedenen Varianten lassen sich kategorisieren. Grundsätzlich, wie bereits in Bild 6.4 gezeigt, kann in Lösungen mit und ohne Stahlobergurt unterschieden werden.

Bei der *Shinkai Brücke*, die als erste Brücke dieser Art 1993 in Japan fertiggestellt wurde, kamen Kopfbolzen auf einem Stahlobergurt zum Einsatz, siehe Bild 6.5. Die Stützweite der beiden Hohlkästen beträgt 30 m. Eine weitere Variante mit Obergurt wird durch die Verwendung von aufgeschweißten Winkeln erzeugt, wie sie bei der *Rittoh Brücke*<sup>259</sup>, der *Maetani Brücke*<sup>260</sup> oder der *Himi Brücke*<sup>261</sup> verwendet wurden. Teilweise wird an die Winkel eine zusätzliche Schlaufe angeschweißt, siehe Bild 6.6. Während die Winkel die Schubkraft in Längsrichtung aufnehmen, sind die Bügel und die beiden Bewehrungsstäbe durch die Winkel für den Querbiege-widerstand erforderlich<sup>262</sup>. Weiter finden sich entweder ein- oder zweireihige aufgeschweißte Bleche mit Betondübeln, siehe Bild 6.7 und Bild 6.8. Durch die zweireihige Anordnung wird die Aufnahme eines Querbiegemomentes ermöglicht. Außerdem ist eine Kombination aus Kopfbolzen und Betondübeln, wie sie erstmals bei der *Nakano Brücke* zum Anschluss der Fahrbahnplatte ausgeführt wurde, zu finden, siehe Bild 6.9. Diese Verbindung wird deshalb auch als „*Nakano Methode*“ bezeichnet<sup>263</sup>.

---

<sup>253</sup> Vgl. Nather, F. (1990), Bild 37

<sup>254</sup> Vgl. Johnson, R. P. & Cafolla, J. (1997b)

<sup>255</sup> Vgl. Mo, Y. L. & Jeng, C.-H. & Krawinkler, H. (2003)

<sup>256</sup> Vgl. Liste von gebauten Brücken in Japan (2007)

<sup>257</sup> Vgl. Cheyrezzy, M.; Combault, J. (1990)

<sup>258</sup> Vgl. The society for the study... (2006)

<sup>259</sup> Vgl. Yasukawa, Y. & Miyauchi, H. & Nakazono, A. (2003)

<sup>260</sup> Vgl. Maeda, Y. & Agawa, K. & Fujuki, Y. & Miura, Y. (2002)

<sup>261</sup> Vgl. Maeda, Y. & Imaizumi, Y. & Ksuga, A. & Tazoe, K. (2002)

<sup>262</sup> Vgl. Maeda, Y. & Agawa, K. & Fujuki, Y. & Miura, Y. (2002), Abschnitt 3.4

<sup>263</sup> Vgl. Hata, K. & Kobayashi, K. & Kobayashi, H. & Nagasawa, M. (2002)

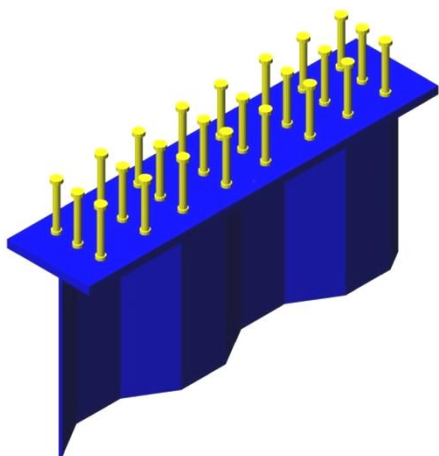


Bild 6.5: Verbundfuge mit Stahloberggurt und Kopfbolzen

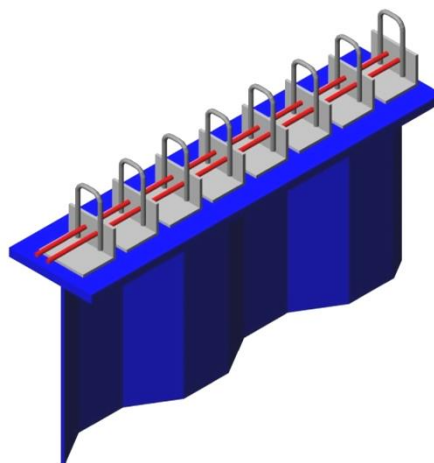


Bild 6.6: Verbundfuge mit Stahloberggurt, Stahlwinkeln sowie Schlaufen

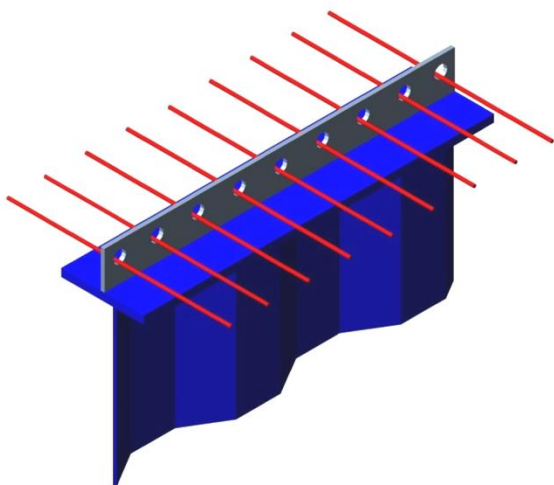


Bild 6.7: Verbundfuge mit Stahloberggurt und einreihig Betondübel

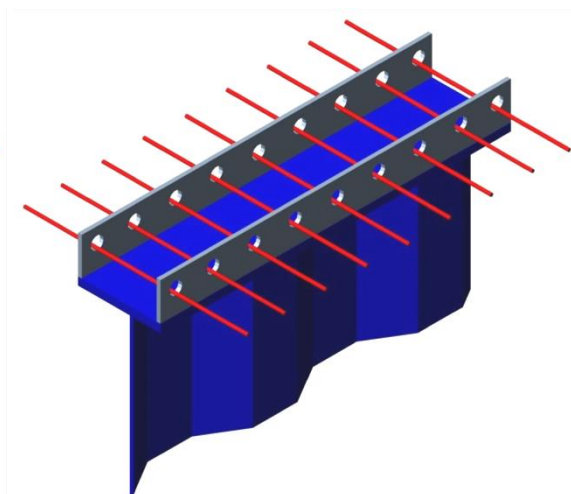


Bild 6.8: Verbundfuge mit Stahloberggurt und zweireihig Betondübel

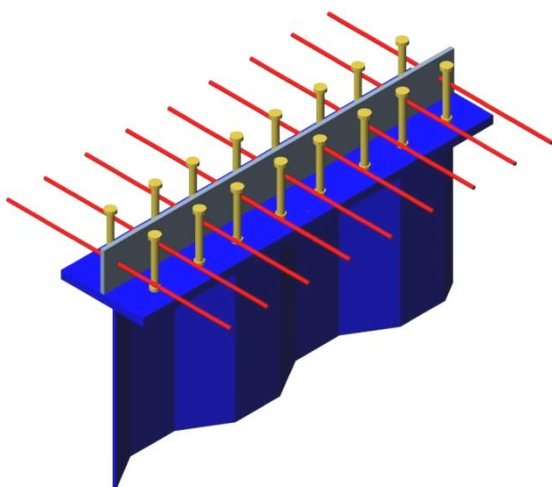


Bild 6.9: Verbundfuge mit Stahloberggurt, Kopfbolzen- und Betondübeln („Nakano Methode“)

Bei den Ausführungsvarianten, bei denen das Trapezblech in den Betongurt einbindet, werden in der Regel zwei Bewehrungsstäbe in Längsrichtung angeschweißt. Die Bewehrung wird in

Querrichtung durch Löcher im Steg gesteckt, die so als Betondübel wirken, siehe Bild 6.10. Diese Ausbildung wurde bei der *Hondani Brücke* zum ersten Mal verwirklicht. Bei der *Kurobegawa Brücke* wurden die längs laufenden Bewehrungsstäbe durch Bleche ersetzt, die an den geraden Seiten des Stegs geschraubt wurden und dazwischen zusätzliche Löcher für Betondübel aufweisen, siehe Bild 6.11.

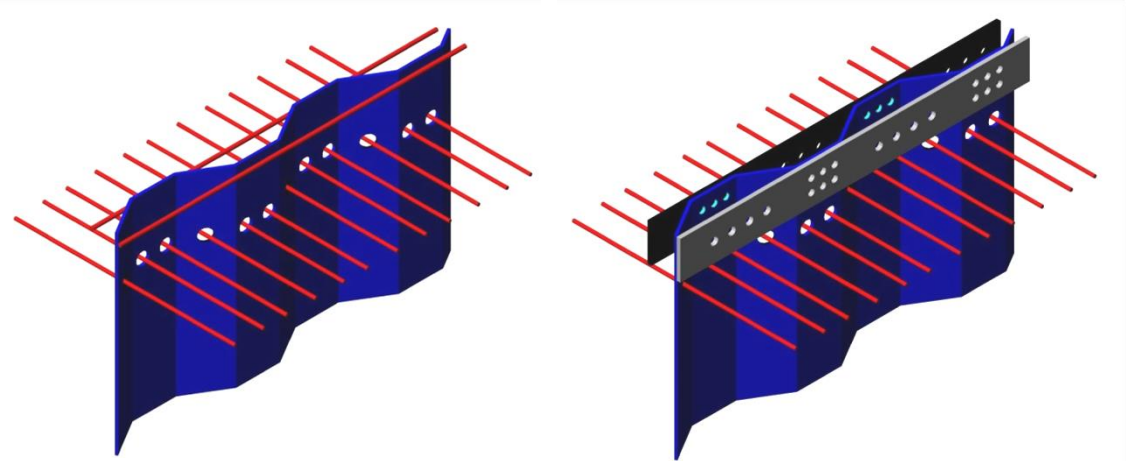


Bild 6.10: Verbundfuge mit eingebundenem Stahlsteg und Betondübel

Bild 6.11: Verbundfuge mit eingebundenem Stahlsteg, Betondübel und Längsblech

#### 6.2.4 Deutschland: Die Talbrücke Altwipfergrund

Die bisher einzige Brücke mit trapezförmig gefalteten Stegblechen in Deutschland, siehe Bild 6.12, wurde von Leonhardt, Andrä & Partner entworfen<sup>264-265-266-267-268</sup>. Die Ausführungsplanung wurde von Schüssler Plan<sup>269</sup> vorgenommen.



Bild 6.12: Ansicht Talbrücke Altwipfergrund

Die zwischen 1999 bis 2001 gebaute Brücke an der A71 nördlich von Ilmenau ist Teil des Verkehrsprojektes Deutsche Einheit Nr. 16. Der Überbau besteht aus zwei einzelligen, längs vorge-

<sup>264</sup> Vgl. von Brunn (2004)

<sup>265</sup> Vgl. Novák, B. & Denzer, G. & Reichert, F. (2007)

<sup>266</sup> Vgl. Roesler, H. & Denzer, G. (1999)

<sup>267</sup> Vgl. Roesler, H. & Denzer, G. (2002)

<sup>268</sup> Vgl. Italiano, G. (2006)

<sup>269</sup> Vgl. Schüssler Plan (2002)

spannten Hohlkästen. Die Dreifeldbrücke mit einer Mittelstützweite von 115 m und Endfeldlängen zwischen 80 und 84 m wurde im Freivorbau hergestellt. Die Ausbildung der Verbundfuge am Obergurt wurde bereits in Bild 6.3 gezeigt.

## 6.3 Stand der Forschung und Technik

### 6.3.1 Allgemeines

Die folgenden Abschnitte enthalten Informationen zum einen über die Besonderheiten der Verbundfuge an Trägern mit trapezförmig gekanteten Stegen und zum anderen über durchgeführte Versuche an Verbundfugen mit trapezförmig profilierten Stegen und deren Erkenntnisse. Außerdem wird ein vorhandener Ansatz zur Bemessung der Verbundfuge vorgestellt.

### 6.3.2 Begriffsbestimmung

Die Geometrie der Faltung mit den Bezeichnungen der Abschnittslängen kann Bild 6.13 entnommen werden.

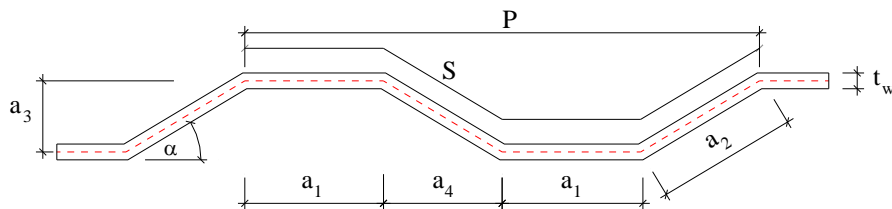


Bild 6.13: Faltungsgeometrie

- $a_1$  Länge des geraden Blechabschnitts
- $a_2$  Länge des schrägen Blechabschnitts
- $a_3$  Amplitude der Faltung:  $a_3 = a_2 \cdot \sin \alpha = a_4 \cdot \tan \alpha$
- $a_4$  projizierte Länge des schrägen Blechabschnitts:  $a_4 = a_2 \cdot \cos \alpha$
- $\alpha$  Faltungswinkel:  $\alpha = \arctan (a_3/a_4) = \arcsin (a_3/a_2)$
- $t_w$  Dicke des Blechs
- $P$  Periodenlänge
- $S = 2 \cdot a_1 + 2 \cdot a_2$  Faltungslänge

### 6.3.3 Besonderheiten von Trapezstegträgern

Wegen der hohen Flexibilität in Längsrichtung entzieht sich der gekantete Steg einer Beanspruchung in dieser Richtung durch eine dehnungslose Verformung. Bild 6.14 zeigt die schematische Dehnungsverteilung an einem Doppelverbundträger mit einem trapezförmig gefalteten Stegblech infolge eines Biegemoments. Durch diese dehnungslose Verformung, den sogenannten *Ziehharmonikaeffekt*, nehmen die Gurte nahezu ausschließlich die Normaldehnungen auf. Im Idealfall einer schubstarrten Ausbildung der Verbundfuge folgt der Dehnungsverlauf in den Gurten der Annahme von Bernoulli und der Steg ist über die gesamte Höhe dehnungslos. Tatsächlich wurden jedoch abweichende Dehnungsverläufe in Trägerversuchen beobachtet<sup>270,271</sup>.

<sup>270</sup> Vgl. Shirozu, A. & Oshita, S. & Sano, Y. (2003)

<sup>271</sup> Vgl. Ikeda, H. et al. (2002), Abschnitt 3

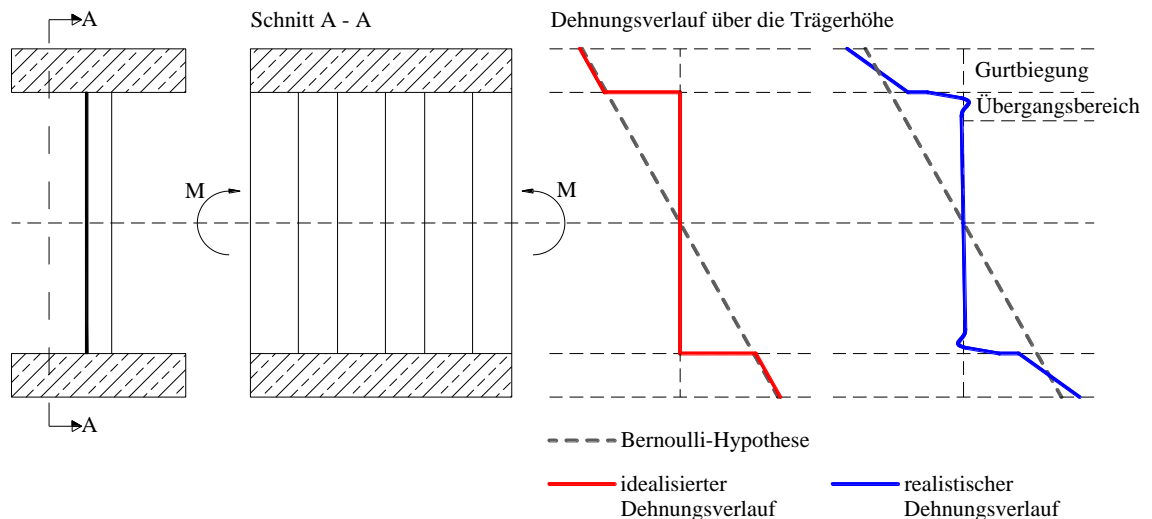
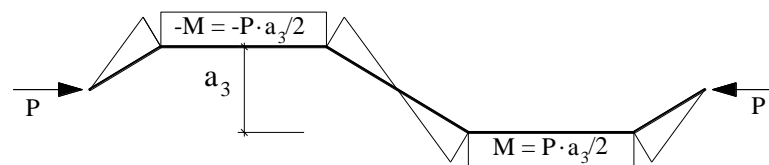


Bild 6.14: Dehnungsverteilung infolge Biegemoment

Im Übergangsbereich zwischen Stahlbetongurt und Stahlsteg führen Effekte aus der Profilierung des Stags, der Fugenausbildung und der Verträglichkeit zwischen längssteifem Stahlbetongurt und in Längsrichtung flexiblen gekanteten Stahlsteg zu messbaren Dehnungen in diesem Bereich, die jedoch rasch abklingen. Infolge der Längenänderung entsteht eine Biegebeanspruchung in Plattenebene<sup>272-273</sup>, siehe Bild 6.15.

Bild 6.15: Biegemoment  $M$  in Plattenebene infolge Längskraft  $P$ 

Der Schlupf in der Verbundfuge und die Schubnachgiebigkeit des Trapezstags führen außerdem zu einer zusätzlichen Gurtbiegung, so dass sich der Dehnungsverlauf in den Gurten nicht mehr parallel zu der Annahme von Bernoulli einstellt. Besonders in Diskontinuitätsbereichen, z. B. bei einer konzentrierten Lasteinleitung oder den Auflagern, konnten in Trägerversuchen Abweichungen vom Idealfall in Bezug auf die Gurtbiegung beobachtet werden. Dies kann so weit führen, dass selbst an der Unterseite des Obergurts von Einfeldträgern, die wegen des statischen Systems als Einfeldträger komplett im Druckbereich liegen sollten, Zugdehnungen entstehen<sup>274</sup>. Die Abweichung im Übergangsbereich wurde über die gesamte Trägerlänge festgestellt.

Bei der Ermittlung von Querschnittswerten müssen die Besonderheiten durch den gekanteten Steg beachtet werden. So muss die hohe Flexibilität des Stags in Längsrichtung berücksichtigt werden. Der Anteil des Stags für die Ermittlung des plastischen Momentes kann vernachlässigt werden. Analysen haben gezeigt, dass die Schubverformung bei der Ermittlung der Durchbiegung in Betracht gezogen werden sollte<sup>275-276-277-278</sup>. Finite-Element Berechnungen und experi-

<sup>272</sup> Vgl. Shiratani, H. & Sakashita, K. & Obi, H. & Fujikura, S. (2002), Abschnitt 3

<sup>273</sup> Vgl. Mori, S. et al. (2006)

<sup>274</sup> Vgl. Kadotani, T. et al. (2002), Abschnitt 3.2

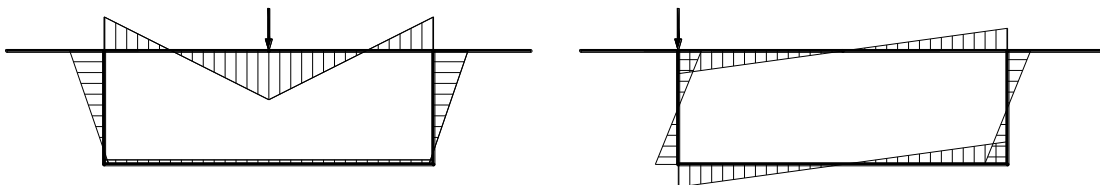
<sup>275</sup> Vgl. Müller, A. (1999), Abschnitt 3

<sup>276</sup> Vgl. Mizugushi et al. (1999); Abschnitt 7.1

<sup>277</sup> Vgl. Yoshida, N. & Fujii, K., Nakamura, H. & Urakawa, Y. (2003)

mentelle Untersuchungen an großmaßstäblichen Trägerversuchen zeigen jedoch eine untergeordnete Bedeutung der Schubverformung an der Gesamtverformung<sup>279</sup>. Weit größer ist der Einfluss von Rissen in den Stahlbetongurten auf die Gesamtverformung. Da sich die Stahlbetongurte am Abtrag der Querkraft beteiligen, liefert die im Verbundbau übliche Zuweisung der gesamten Querkraft zum Stahlsteg konservative Ergebnisse für den Steg. Eine genauere Betrachtung, welche die Aufteilung der Querkraft auf die Stahlbetongurte und den Stahlsteg berücksichtigt<sup>280</sup>, kann jedoch wirtschaftlichere Resultate liefern.

Durch die im Vergleich zu ebenen Stegen hohe Biegesteifigkeit in Querrichtung kann der Übergang vom Stahlsteg zu den Stahlbetongurten nicht als Gelenk betrachtet werden, sondern die Einspannung ist zu berücksichtigen. Dazu ist eine leistungsfähige Ausbildung der Verbundfuge notwendig. Bei einem Hohlkastenquerschnitt sind nicht nur Biegemomente aus einer symmetrischen Beanspruchung, sondern auch aus einer asymmetrischen Beanspruchung zur Wahrung der Profiltreue zu übertragen, siehe Bild 6.16.

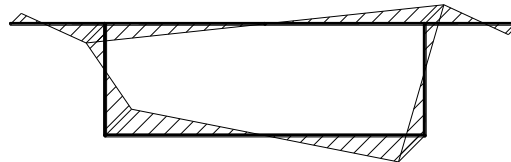


a) aus symmetrischer Beanspruchung

b) aus asymmetrischer Beanspruchung

Bild 6.16: Querbiegebeanspruchung der Verbundfuge

Während die Einheitsverwölbung von Hohlkästen mit längssteifen und –weichen Stegen sich qualitativ gleich und die Werte in absoluten Zahlen nur geringfügig unterschiedlich sind, führen die ungleichen Längssteifigkeiten der Stege zu ganz unterschiedlichen Längsspannungen aus einem Wölbmoment, siehe Bild 6.17.



a) Einheitsverwölbung



b) Normalspannungen aus Wölbmoment  
bei einem Hohlkasten mit *steifen* Stegen

c) Normalspannungen aus Wölbmoment bei  
einem Hohlkasten mit *flexiblen* Stegen

Bild 6.17: Qualitativer Verlauf der Einheitsverwölbung von Hohlkästen und Normalspannungen aus dem Wölbmoment

<sup>278</sup> Vgl. Aschinger, R. & Lindner, J. (2003), Abschnitt 3

<sup>279</sup> Vgl. Sogo, F. & Abe, T. & Kasuga, A. & Nagamoto, N (2002), Abschnitt 5 und 6.3

<sup>280</sup> Vgl. Reichert, F. (2014)



Die Stege erhalten eine vernachlässigbare Längsspannung. Gleichzeitig erhöht sich die Längsbeanspruchung in den Stahlbetongurten und die Torsionssteifigkeit des Querschnitts reduziert sich. Die Schubspannungen aus dem sekundären Torsionsmoment müssen ebenfalls in Betracht gezogen werden. Deren Betrag vergrößert sich durch die geringe Steifigkeit des Stegs. Bei Versuchen im Massstab 1:2 an den Hohlkästen der Hondani Brücke unter einem Torsionsmoment erwähnen Mizugushi et al.<sup>281</sup> die dreifachen Längsdehnungen in den Gurten gegenüber konventionellen vorgespannten Stahlbetonhohlkästen. Analytische Betrachtungen von Yoda & Ohura<sup>282</sup> zeigen wegen der reduzierten Anzahl an Querrahmen bei Hohlkästen mit trapezförmig gekanteten Stahlstegen nicht vernachlässigbare Längsspannungen in den Stahlbetongurten und Schubspannungen in den Stahlstegen aus einer Torsionseinwirkung. Einen Abminderungsfaktor für die reduzierte Torsionssteifigkeit stellen Uehira et al.<sup>283</sup> zur Verfügung.

Für das primäre Torsionsmoment stellen Mo & Fan<sup>284</sup> einen Berechnungsalgorithmus für die Beanspruchung der Stahlbetongurte, der trapezförmig gefalteten Stahlstege und der Verbundfuge zur Verfügung.

An Trapezstegträgern mit Stahlgurten haben Aschinger und Lindner<sup>285</sup> Erkenntnisse gewonnen. Durch die wechselnd exzentrische Einleitung der Schubbeanspruchung  $T_1(x)$  bzw.  $T_2(x)$  vom Steg in den Gurt, siehe Bild 6.18 a), entsteht im Gurt ein Kreppelmoment  $M_1(x)$ . Die auf die Gurtmittelachse bezogene exzentrische Krafteinleitung führt zu Gurtbiegemomente  $M_{G,1}(x)$  und  $M_{G,2}(x)$  sowie zum Torsionsmoment  $M_{G,D}(x)$ , siehe Bild 6.18 b). Bei konstanter Beanspruchung kehren sich die Vorzeichen des Kreppelmomentes  $M_1(x)$  und des Torsionsmomentes  $M_{G,D}(x)$  um. Bei einer symmetrischen Ausführung der Profilierung, d. h. die Längen  $a_1$  und  $a_2$  sind konstant über die Trägerlänge, weisen die Kreppelmomente den gleichen Betrag auf und gleichen sich daher aus. An Auflagern, Einzellasteinleitungen und ungleichförmigen Beanspruchungen ist dies aber nicht mehr der Fall.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass eine Zuordnung der Biegebeanspruchung und der Normalkraft auf die Gurte und die Zuweisung der Schubkraft auf den Steg zu einem sehr einfachen, und der Realität sehr nahe kommenden Modell führt. Gerade am Übergang vom Steg zum Gurt treten jedoch zusätzliche Effekte auf, die in diesem Bereich zu einer davon abweichenden, komplexeren Beanspruchung führt.

Von Interesse für die Bemessung von Trapezstegträgern sind auch die Schubtragfähigkeit, die lokale Lasteinleitung sowie der Biegedrillknicknachweis. Da diese Aspekte für die in dieser Arbeit näher betrachtete Verbundfuge von untergeordneter Bedeutung ist, wird im Folgenden lediglich kurz auf die Literatur verwiesen. Untersuchungen zu diesen Gesichtspunkten wurden hauptsächlich an Trägern mit Stahlgurten durchgeführt. Die Schubtragfähigkeit wurde ausführlich an Trägern mit Stahlgurten untersucht<sup>286-287-288-289</sup> und ist inzwischen auch in DIN EN 1993-1-

---

<sup>281</sup> Vgl. Mizugushi et al. (1999); Abschnitt 7.2

<sup>282</sup> Vgl. Yoda, T. & Ohura, T. (1993)

<sup>283</sup> Vgl. Uehira, K. et al. (1998)

<sup>284</sup> Vgl. Mo, Y. L. & Fan, Y.-L. (2006); siehe auch Mo, Y. L. & Jeng, C.-H. & Chang, Y. S. (2000)

<sup>285</sup> Vgl. Aschinger, R. & Lindner, J. (1997)

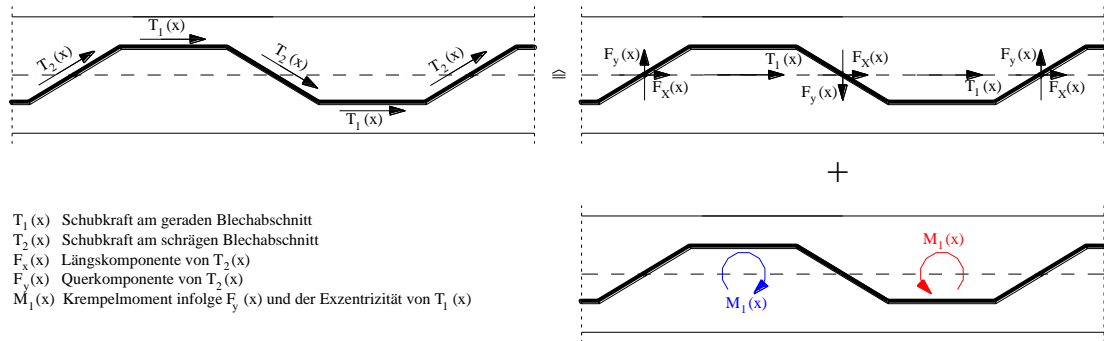
<sup>286</sup> Vgl. Aschinger, R. (1995)

<sup>287</sup> Vgl. Driver, R. G. & Abbas, H. H. & Sause R. (2006)

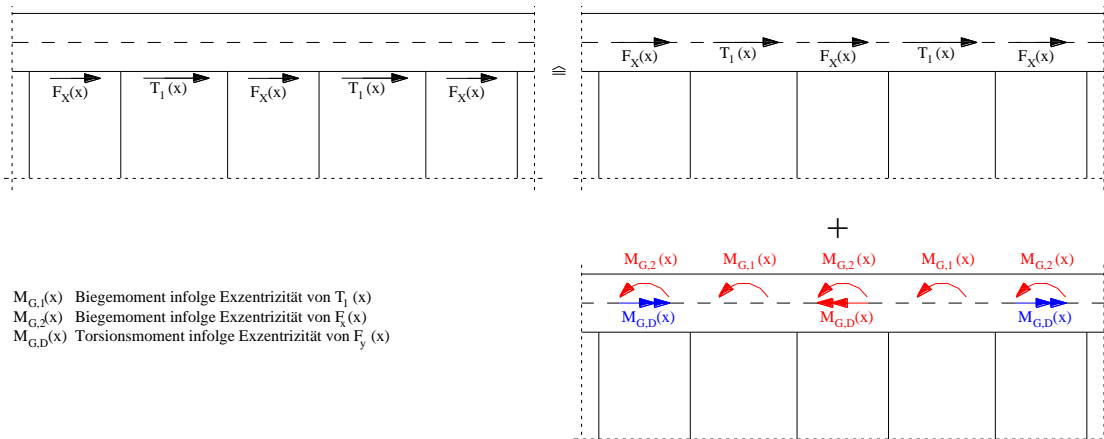
<sup>288</sup> Vgl. Elgaaly, M. & Hamilton, R. W. & Seshadri, A. (1996)

<sup>289</sup> Vgl. Johnson, R. P. & Cafolla, J. (1997a)

5<sup>290</sup> geregelt. An Verbundträgern stellen El Metwally<sup>291,292</sup>, Kadotani et al.<sup>293</sup> Untersuchungen vor. Für die lokale Lasteinleitung wurde von Braun<sup>294</sup> der Stand der Technik aufbereitet und außerdem weitergehende Untersuchungen vorgestellt. Von Dunai & Kövesdi et al.<sup>295</sup>, sowie Braun<sup>296</sup> und Kövesdi<sup>297</sup> stehen umfangreiche Informationen zur Interaktion der lokalen Lasteinleitung und der Querkraft oder einem Biegemoment zur Verfügung. Das Biegedrillknicken wird von Aschinger<sup>298</sup> und Sayed-Ahmed<sup>299</sup> untersucht.



a) Draufsicht



b) Ansicht

Angelehnt an: Aschinger, R. & Lindner, J. (1997); Bild 2

Bild 6.18: Beanspruchung des Gurts aus Schubbeanspruchung des Stags

Für die Wirtschaftlichkeit dieser Konstruktion ist das Profilieren des Stags von Bedeutung. Es besteht die Möglichkeit jede einzelne Kante auf einer Kantbank herzustellen. Dies erfordert allerdings ein mehrfaches Drehen des Bleches. Eine viel schnellere Möglichkeit ist das Kaltumformen einer kompletten Sicke<sup>300,301</sup>, siehe Bild 6.19.

<sup>290</sup> Vgl. Norm DIN EN 1993-1-5 (2010), Anhang D

<sup>291</sup> Vgl. El Metwally, A. (1999)

<sup>292</sup> Vgl. El Metwally, A. & Loov, R. E. (2003)

<sup>293</sup> Vgl. Kadotani, T. et al. (2002)

<sup>294</sup> Vgl. Novák, B.; Kuhlmann, U. et al. (2008), Abschnitt 5

<sup>295</sup> Vgl. Dunai, L & Kövesdi, B. et al. (2012)

<sup>296</sup> Vgl. Braun, B. (2010)

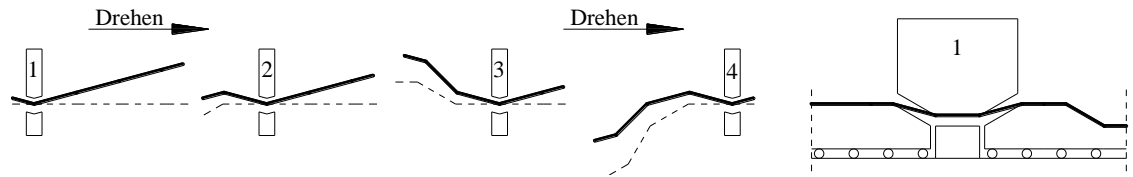
<sup>297</sup> Vgl. Kövesdi, B. (2010)

<sup>298</sup> Vgl. Aschinger, R. (1995)

<sup>299</sup> Vgl. Sayed-Ahmed, E. Y. (2005)

<sup>300</sup> Vgl. Johnson, R. P. & Cafolla, J. (1997b)

<sup>301</sup> Vgl. The society for the study of the composite structure of corrugated steel webs (1998), Abschnitt 4.1



a) Herstellen jeder einzelnen Kante

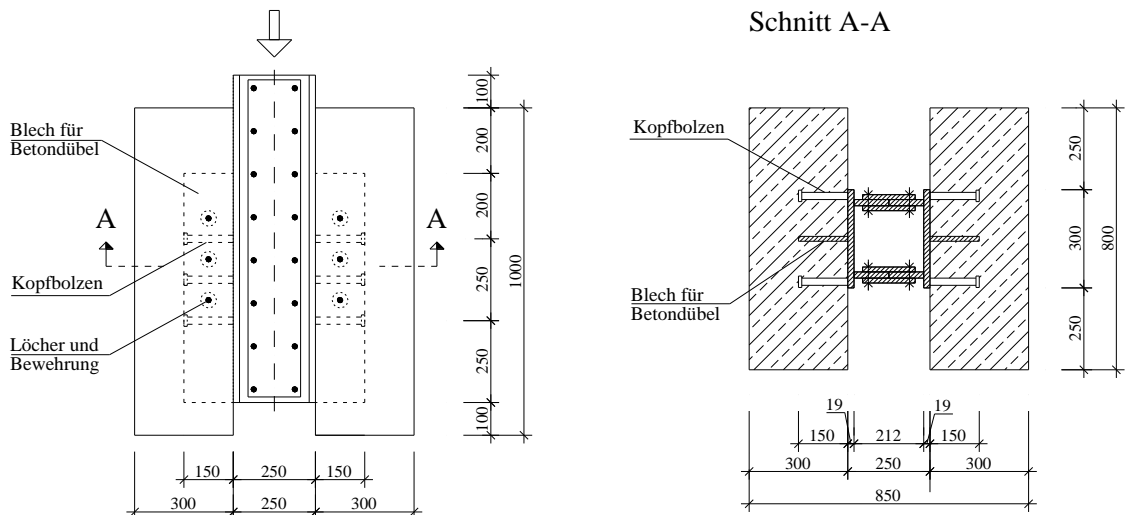
b) Kanten einer kompletten Sicke

Bild 6.19: Kaltumformung des Stegs

### 6.3.4 Untersuchungen unter einer Längsschubbeanspruchung

Die meisten Untersuchungen zur Längsschubbeanspruchung finden sich in der Literatur zur Lösung mit Gurt des Stahlträgers. Einzelne Literaturstellen geben Informationen über die Lösung mit eingebundenem Stegblech und Betondübeln.

Hata et al.<sup>302</sup> stellen Push-out Versuche zur Verbundfugenausbildung nach der Nakano Methode, siehe Bild 6.9, vor. Für diese Lösung mit Stahlgurt wurden Push-out Versuche mit Kopfbolzen, mit Betondübeln und mit diesen beiden Verbindungsmitteln durchgeführt, siehe Bild 6.20.

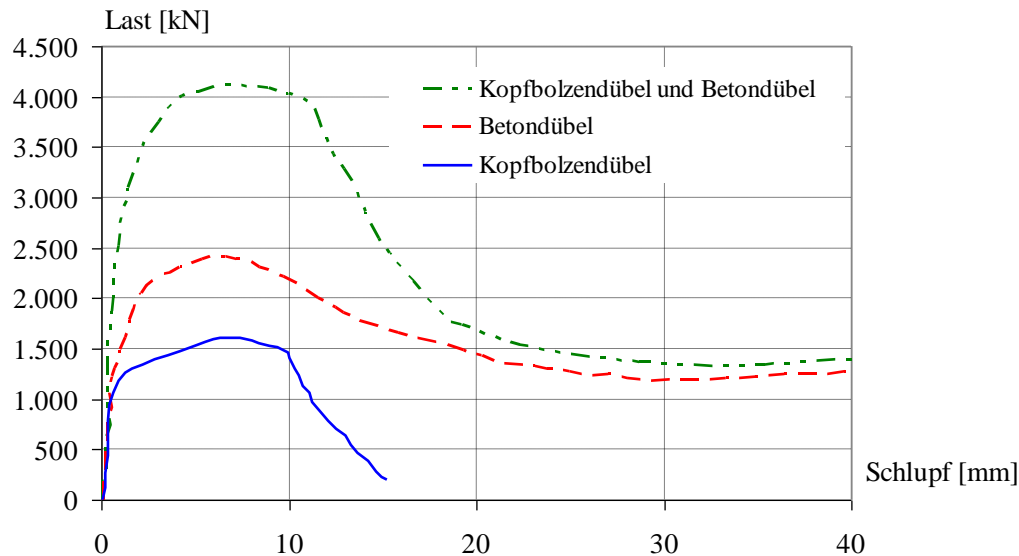


Neu gezeichnet und übersetzt aus Quelle: Hata, K. et al. (2002); Figure 3

Bild 6.20: Push-out Versuchskörper der Nakano Methode

Anhand der Versuche konnte gezeigt werden, dass die Tragfähigkeiten der beiden Einzelverbindungsmitel Kopfbolzen und Betondübel ohne Abminderung addiert werden können, um die Gesamttragfähigkeit dieser Verbundfugenausbildung zu erhalten. Bild 6.21 stellt den Mittelwert von je drei Versuchen je Verbindungsart qualitativ dar.

<sup>302</sup> Vgl. Hata, K. & Kobayashi K. & Kobayashi, H. & Nagasawa, M. (2002)



Neu gezeichnet, Werte aus je drei Versuchen gemittelt und übersetzt aus Quelle: Hata, K. et al. (2002); Figure 4

Bild 6.21: Last-Schlupf-Beziehung der Verbindungsmittel Kopfbolzen und Betondübel sowie deren Kombination in den Versuchen von Hata et al.

Push-out Versuche an ein- und zweireihigen Dübelleisten, siehe Bild 6.7 und Bild 6.8, wurden von Ebina et al.<sup>303</sup> mit Normal- und Leichtbeton durchgeführt. Ein weiterer Parameter war die Querbewehrung innerhalb der Betondübel. Die Versuchskörper mit Querbewehrung zeigten eine höhere Tragfähigkeit und Duktilität als Versuche ohne Querbewehrung. Bis zur Bemessungslast konnte generell ein sehr steifes Verhalten festgestellt werden. Die Längsschubtragfähigkeit konnte durch eine zweite Dübelleiste deutlich vergrößert werden.

Zwei Versuche an Trägern mit einem Stahluntergurt wurden von Sakurada et al.<sup>304</sup> durchgeführt. Die Verbundfuge am Obergurt eines Trägers wurde mit Stahlobergurt und Kopfbolzen und die des anderen Trägers mit eingebundenem Stegblech und Betondübeln ausgeführt, siehe Bild 6.22. Beide Versuchskörper zeigen eine nahezu identische Last-Verformungsbeziehung. Das Versagen trat bei beiden Versuchen durch das Versagen der Druckzone am Betonobergurt auf.

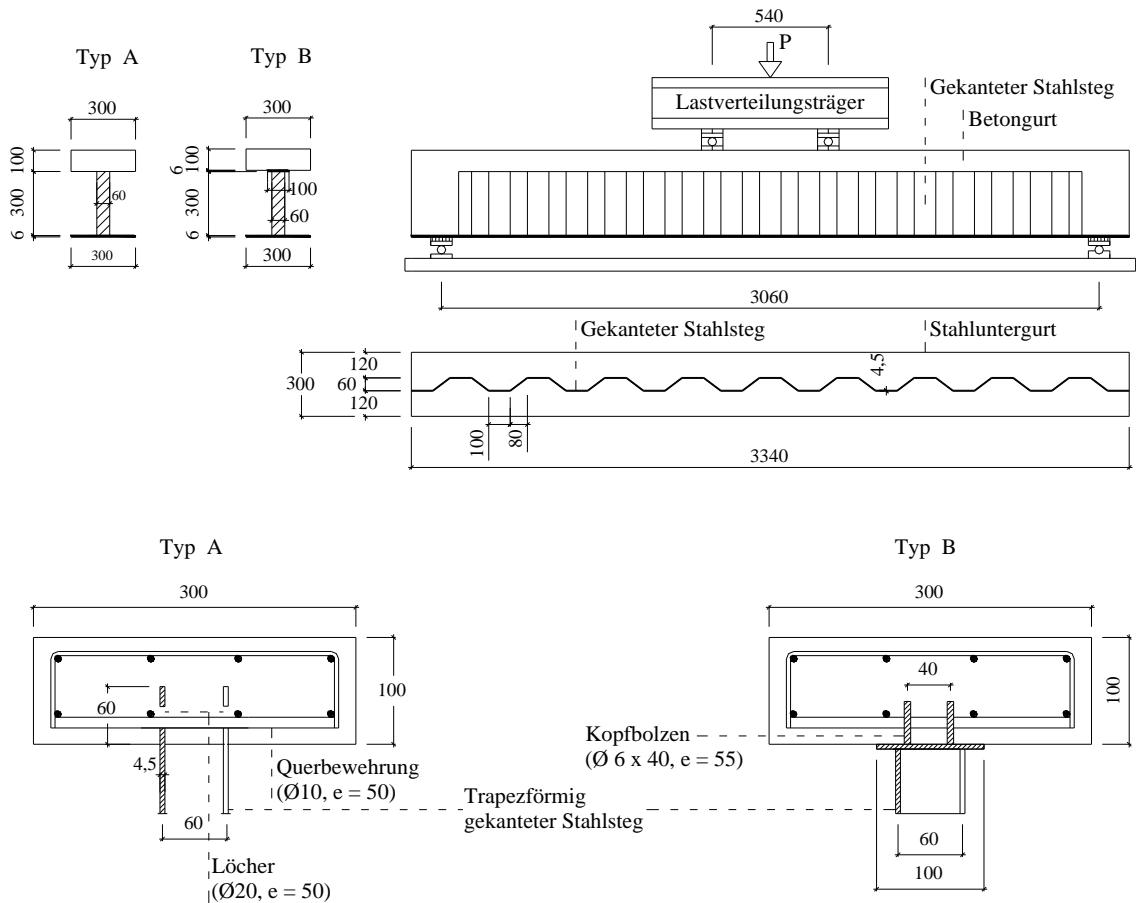
Ein sehr gutmütiges Ermüdungsverhalten der eingebundenen Lösung konnte von denselben Autoren beobachtet werden: An zwei weiteren Trägern mit identischen Abmessungen und Verbundfugenausbildungen wie die statischen Versuchskörper in Bild 6.22 wurden zyklische Versuche mit einer Oberlast von 190 kN gefahren. Der Körper mit Stahlobergurt und Kopfbolzen versagte bei 240.000 Lastspielen. Der andere Körper erreichte 980.000 Lastspiele. Das Versagen stellte sich dabei jedoch nicht an der Verbundfuge am Obergurt ein, sondern es trat ein Bruch des Stahluntergurtes ein.

Das Bild 6.23 zeigt die zu den eben beschriebenen Versuchen sehr ähnlichen Träger und den Versuchsaufbau von Yoda & Ohura<sup>305</sup>.

<sup>303</sup> Vgl. Ebina, T. & Tategami, H. & Uehira, K. & Sonoda, K. (2002)

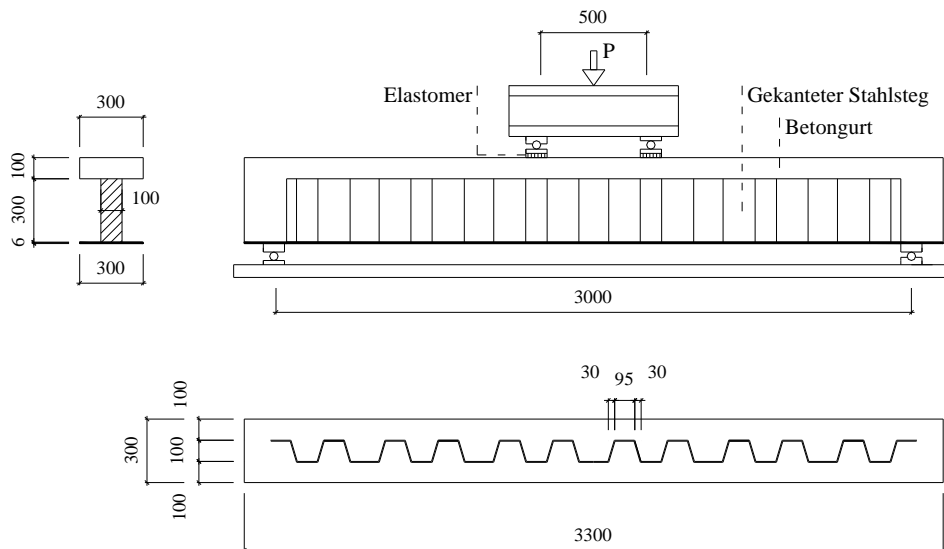
<sup>304</sup> Vgl. Sakurada, M. & Yoda, T. & Ashiduka K. & Ohura, T. (2001)

<sup>305</sup> Vgl. Yoda, T & Ohura, T. (1995)



Neu gezeichnet und übersetzt aus Quelle: Sakurada et al. (2001); Figure 5

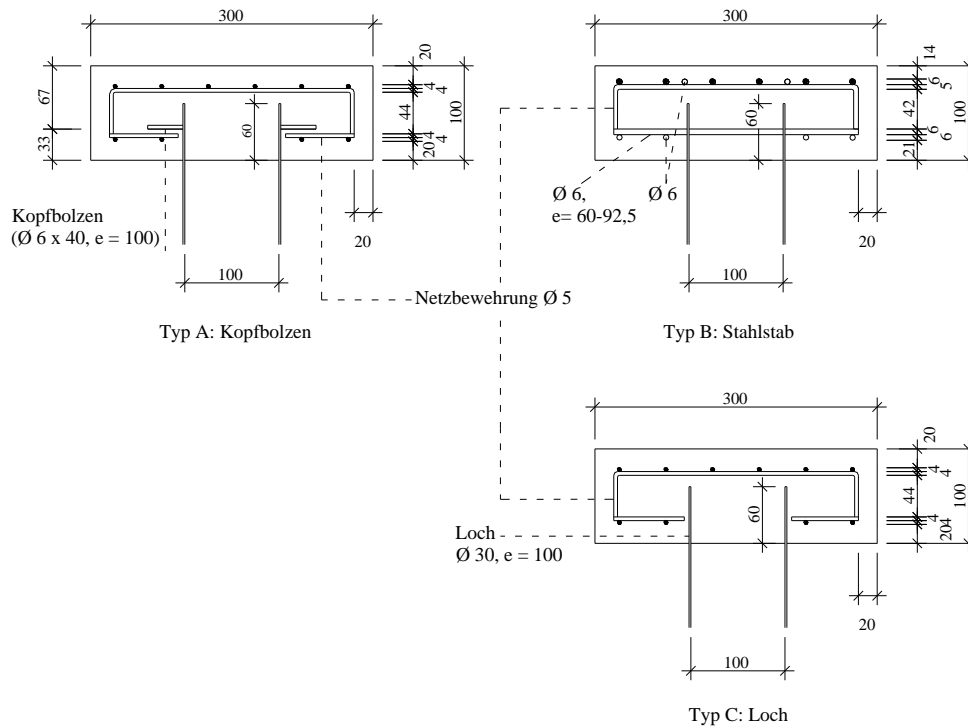
Bild 6.22: Trägerversuche von Sakurada et al.



Neu gezeichnet und übersetzt aus Quelle: Yoda & Ohura (1995); Figure 1

Bild 6.23: Trägerversuche von Yoda & Ohura

Von den insgesamt sechs statisch geprüften Trägern ohne Stahlbergurt wurden je zwei mit Bolzen mit einem Durchmesser von 6 mm und einer Länge von 40 mm (Typ A), durch den Steg durchlaufende Querbewehrung (Typ B) und Betondübeln ohne durch die Öffnungen reichende Querbewehrung (Typ C) geprüft, siehe Bild 6.24.



Neu gezeichnet und übersetzt aus Quelle: Yoda & Ohura (1995); Figure 2

Bild 6.24: Verbundfugenausbildung der Träger von Yoda & Ohura

Die in den Versuchen erreichten Traglasten unterscheiden sich um maximal 11%, wobei der Typ B mit durchgesteckter Bewehrung die Maximalwerte erreichte. Bei diesen beiden Versuchen konnte ein Biegeversagen des Betongurtes beobachtet werden. Bei den anderen vier Trägern wurde Schubversagen des Betongurtes festgestellt. Bei keinem Träger kam es zum Versagen der Verbundfuge.

### 6.3.5 Untersuchungen unter einer Querbiegebeanspruchung

Zur Aufnahme der Rahmeneckmomente aus Querbiegung und Profilverformung bieten folgende Literaturstellen Informationen:

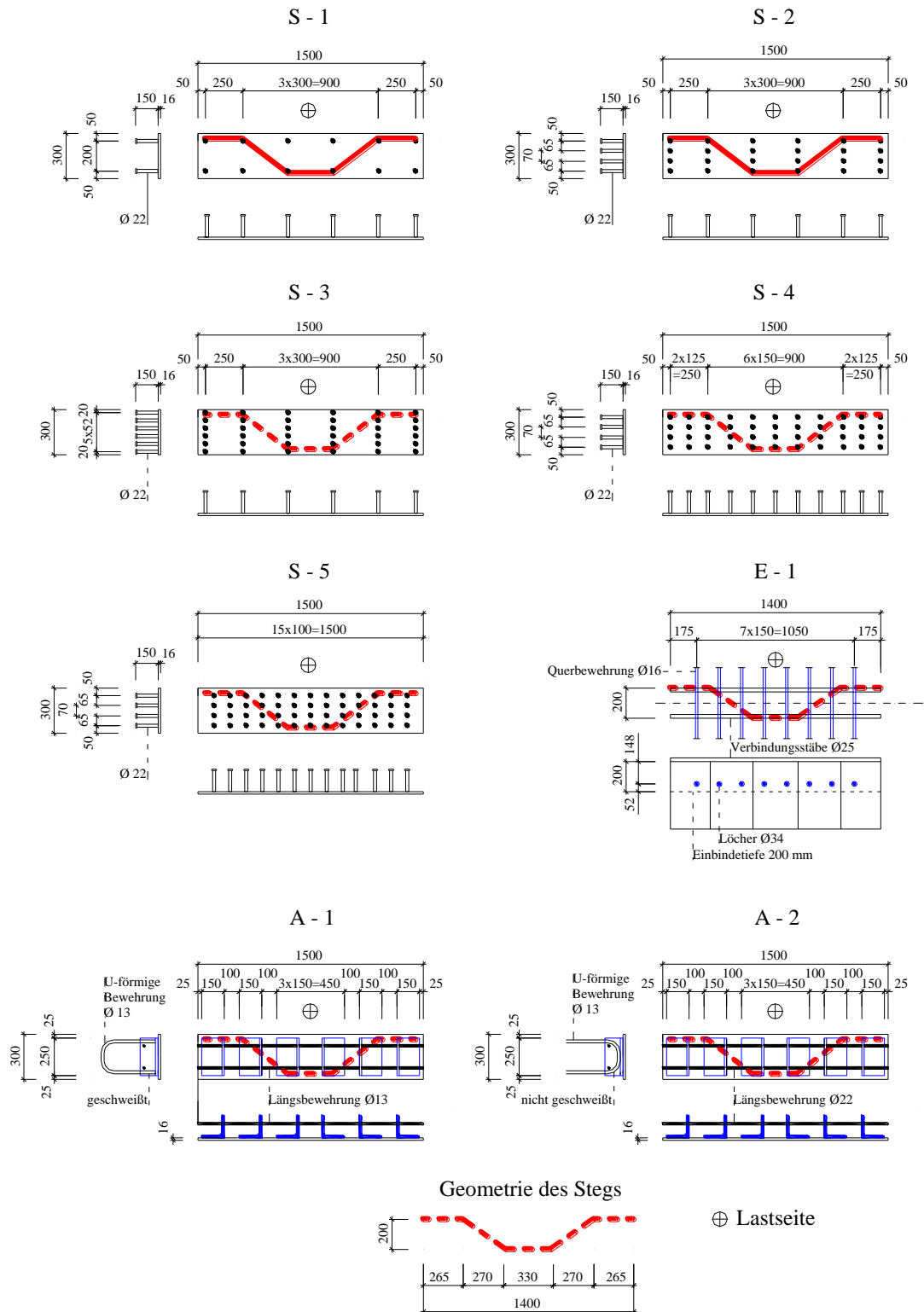
Von Hata et al.<sup>306</sup> werden drei Versuche an großmaßstäblichen Modellen an den Hohlkastenquerschnitten der Nakano Brücke beschrieben. Zum einen wurden als Verbindungsmittel Kopfbolzen und Betondübel nach der Nakano Methode kombiniert. Zum anderen wurde zum Vergleich die eingebundene Lösung nach Bild 6.10 geprüft. Die Hystereseschleifen der zyklisch geprüften Querschnitte beider Varianten zeigen ein übereinstimmendes Last-Verformungsverhalten.

Shito et al.<sup>307</sup> haben sowohl statische als auch zyklische Querbiegeversuche an verschiedenen Verbundfugenausbildungen durchgeführt. Es wurden sowohl Varianten mit Kopfbolzen und Stahlwinkeln für eine Lösung mit Stahlgurt als auch Betondübel als eingebundene Lösung untersucht, siehe Bild 6.25. Bei den Versuchskörpern mit Kopfbolzen wurde deren Anzahl variiert. Die Versuchskörper mit Stahlwinkeln unterscheiden sich durch die entweder oben offenen und nicht angeschweißten oder oben geschlossenen und an die Winkel angeschweißten Bügel.

<sup>306</sup> Vgl. Hata, K. & Kobayashi K. & Kobayashi, H. & Nagasawa, M. (2002)

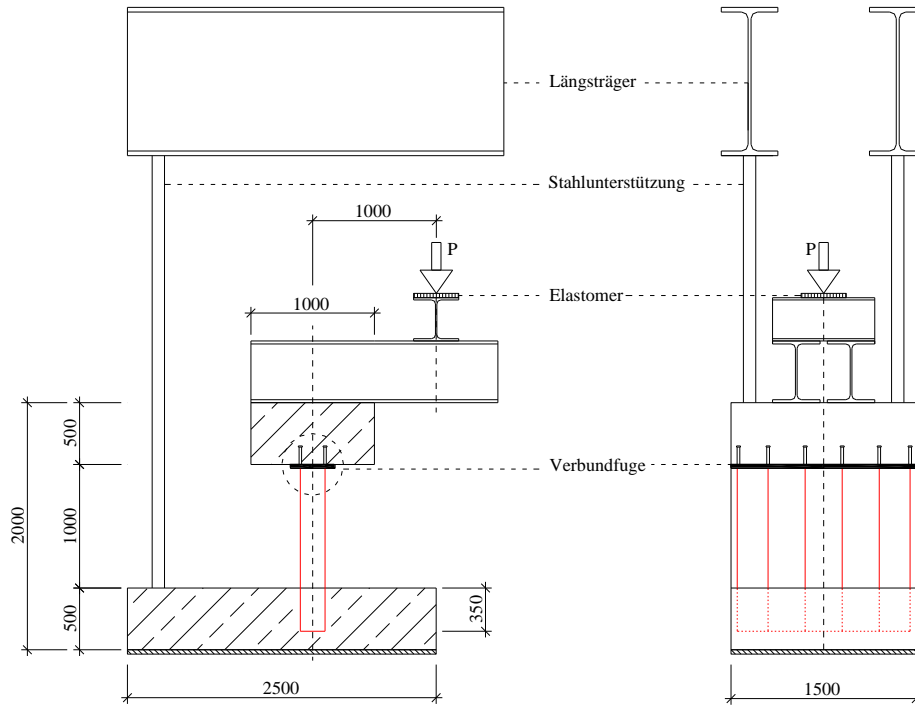
<sup>307</sup> Vgl. Shito, K. et al. (2002)

Das Biegemoment wurde durch eine exzentrische Einzellast erzeugt, siehe Versuchsaufbau in Bild 6.26.



Neu gezeichnet und übersetzt aus Quelle: Shito, K. et al. (2002); Figure 5

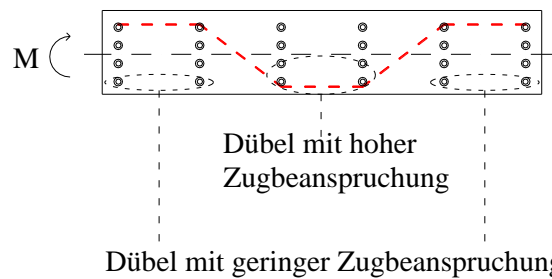
Bild 6.25: Von Shito et al. untersuchte Verbundfugenausbildungen



Neu gezeichnet, modifiziert und übersetzt aus Quelle: Shito, K. et al. (2002); Figure 6 und 4

Bild 6.26: Versuchsaufbau von Shito et al.

Bei den statischen Querbiegeversuchen mit Kopfbolzen konnte eine ungleichförmige Zugbeanspruchung der Kopfbolzen über die Längsrichtung beobachtet werden. Lediglich die Kopfbolzen direkt an der Zugsicke des Stegs wurden stark beansprucht, siehe Bild 6.27.



Neu gezeichnet, modifiziert und übersetzt aus Quelle: Shito, K. et al. (2002); Figure 9

Bild 6.27: Qualitative Zugbeanspruchung der Kopfbolzen

Bei den statischen Versuchen mit angeschweißten Stahlwinkeln und angeschweißten Bügeln konnten Dehnungen der Bügel von Belastungsbeginn an festgestellt werden, während bei dem Versuchskörper mit nur lose eingelegten Bügeln Dehnungen erst ab etwa 35 % der Traglast gemessen wurde. Die eingebundene Variante versagte beim Erreichen der Fließdehnung. Die damit verbundene Verformung des Stegs führte zu Zerstörungen des Betons.

Bei den Ermüdungsversuchen, die alle mit einer Lastamplitude von 34 kN durchgeführt wurden, kam es zum Versagen der Kopfbolzen im Bereich der Zugsicke des Stegs. Mit zunehmender Anzahl an Kopfbolzen zeigte sich eine erhöhte ertragbare Lastspielzahl. Bei den Versuchskörpern mit Stahlwinkeln konnten Ermüdungsbrüche an der Kehlnaht zwischen Winkel und Stahlobergurt im Bereich der Zugsicke des Stegs beobachtet werden. Bei dem Versuchskörper mit angeschweißten Bügeln trat auch ein Bruch des Winkels nahe der Schweißnaht des Bügels auf. Die eingebundene Lösung zeigte nach drei Millionen Lastspielen noch keine Schädigung. Daher



wurde die Oberlast sukzessive erhöht bis schließlich Risse auf der Unterseite des Stahlbetongurts wahrgenommen wurden und der Körper daran schließlich versagte. Die folgende Tabelle listet die Tragfähigkeiten und erreichten Schwingspiele der von Shito et al. durchgeführten Versuche auf.

Tabelle 6.1: Traglasten und Schwingspiele der Versuche von Shito et al.

Körper	Traglast statisch [kN]	Erreichte Lastspielzahl N [-]
S-1	90	- <sup>b)</sup>
S-2	139	160.000
S-3	162	- <sup>b)</sup>
S-4	- <sup>b)</sup>	1.120.000
S-5	- <sup>b)</sup>	4.470.000
A-1	253	2.890.000
A-2	267	3.200.000
E-1	251	6.570.000 <sup>a)</sup>

<sup>a)</sup> Wegen erhöhter Schwingbreite mittels Miner Regel umgerechnete Schwingspielzahl

<sup>b)</sup> Verbundfugenausbildungen wurden nicht statisch bzw. zyklisch geprüft

### 6.3.6 Ermittlung der Tragfähigkeit

In Japan existiert ein Dokument<sup>308</sup>, das zur Ausbildung und zur Bemessung von Verbundbrücken mit trapezförmig gefalteten Stegblechen Informationen liefert. Dort werden konkrete Informationen zur Längsschubbemessung der Verbundfuge vorgestellt. Es wird ebenfalls zwischen einer Lösung mit Gurt des Stahlträgers und einer eingebundenen Variante unterschieden. Die Schubverbindung der Lösung mit Stahlgurt wird durch Kopfbolzen hergestellt, siehe Bild 6.5. Die Bemessung der Kopfbolzen wird nach Gleichung (6-1) durchgeführt.

$$Q_a = 9,4 \cdot d^2 \cdot \sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H/d \geq 5,5) \quad (6-1)$$

$$Q_a = 1,72 \cdot d \cdot H \cdot \sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H/d < 5,5)$$

mit

$Q_a$  Schubtragfähigkeit je Kopfbolzen

$d$  Durchmesser des Schafts

$\sigma_{ck}$  charakteristische Betondruckfestigkeit

$H$  Bolzenhöhe

Die andere aufgeführte Bemessungsmethode gilt für eine eingebundene Lösung, bei der das gekantete Blech zur Lastabtragung beiträgt, siehe Bild 6.10. Der schräge Abschnitt des gekanteten Stegs kann danach als Schubverbindungsmittel herangezogen werden. Die beiden Bewehrungsstäbe in Längsrichtung werden dabei an den geraden Blechabschnitten angeschweißt. Die Tragfähigkeit dieser Komponente wird begrenzt durch die Gleichungen (6-2) und (6-3).

Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

$$Q_a = \sigma_1 \cdot A_1 + \mu \cdot \sigma_{sa} \cdot A_2 \quad (6-2)$$

mit

$Q_a$  Schubtragfähigkeit je schräger Blechabschnitt

<sup>308</sup> Vgl. Resarch Committee for PC Bridges with corrugated steel web (1998)

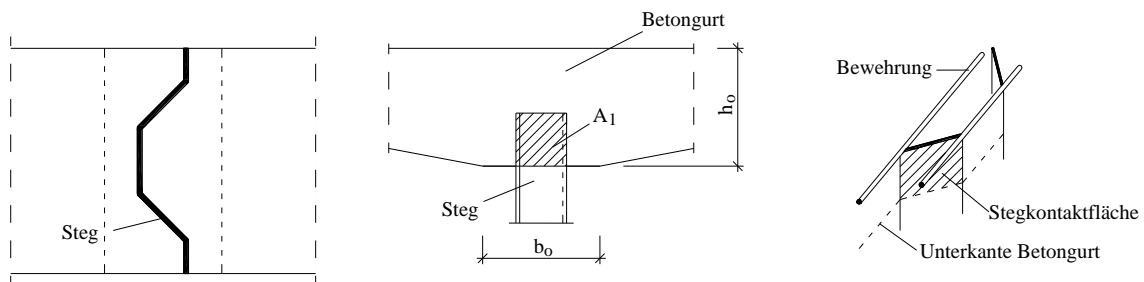
- $\sigma_1$  zulässige Spannung der Betonplatte =  $(0,25 + 0,05 \cdot A/A_1) \cdot \sigma_{ck}$  [N/mm<sup>2</sup>]  
 $\sigma_{ck}$  charakteristische Betondruckfestigkeit  
 $A$  Lastverteilungsfläche  
 $A_1$  Projektionsfläche des schrägen Blechabschnitts,  
 dabei gilt:  $A < 5 \cdot A_1$ ,  $A = b_0 \cdot h_0$  [mm<sup>2</sup>]  
 $b_0$  Minimalbreite der Voute [mm]  
 $h_0$  Plattendicke [mm]  
 $\mu$  Koeffizient zur Berücksichtigung der Bewehrungsrichtung (für die gleiche Richtung wie die Verbundfuge folgt aus  $\cos(0) \rightarrow \mu = 1,0$ )  
 $\sigma_{sa}$  Zugfestigkeit der Bewehrung [N/mm<sup>2</sup>]  
 $A_2$  Fläche der Bewehrung [mm<sup>2</sup>]

Grenzzustand der Tragfähigkeit

$$Q_u = (3/5) \cdot \sigma_{ck} \cdot A_1 + \mu \cdot \sigma_{sy} \cdot A_2 \quad (6-3)$$

$Q_u$  Schubtragfähigkeit je schräger Blechabschnitt

$\sigma_{sy}$  Streckgrenze der Bewehrung



Neu gezeichnet und übersetzt nach Quelle: The society for the study... (1998)

Bild 6.28: Darstellung der anrechenbaren Flächen

Für die Tragfähigkeit der Betondübel bei der eingebundenen Lösung stehen weitere Bemessungsgleichungen zur Verfügung. Es werden jedoch keine Bemessungshilfen für eine eingebundene Lösung mit Kopfbolzen gegeben und keinerlei Aussagen zur Querbiegetragfähigkeit getroffen.

Ein wichtiger Hinweis hinsichtlich der Dauerhaftigkeit findet sich in diesem Dokument. Bei der eingebundenen Lösung soll besonderer Wert auf den Korrosionsschutz gelegt werden. So wurde an der Hondani Brücke eine dauerelastische Fuge am Übergang zwischen Beton und Trapezblech ausgeführt.

### 6.3.7 Zusammenfassung

Verbundträger mit trapezförmig gekanteten Stegen zeigen besondere Eigenschaften, die größtenteils günstig für das Tragverhalten der Träger sind. Die zunehmende Anwendung, besonders in Japan, zeigt das enorme Potenzial dieser Konstruktion.

Die Ausbildung der Verbundfuge ist von größter ökonomischer Bedeutung. Eine möglichst einfache Gestaltung ohne Oberkante des Stahlträgers führt zu diesem Ziel. Allerdings konnten in der Literatur nur über wenige solcher Versuche Informationen gesammelt werden. Und selbst diese wenigen Versuche wurden dann meistens mit Betondübeln durchgeführt. Bei den einzigen Versuchen mit Kopfbolzen, den beiden Trägerversuchen von Yoda & Ohura, siehe Abschnitt 6.3.4,

kam es nicht zum Versagen der Verbundfuge. Mit den im Folgenden dargestellten Untersuchungen zum Verhalten der Verbundfuge mit Randnahen Kopfbolzen an trapezförmig gekanteten Stegen werden daher neue Grundlagen geschaffen.

## 6.4 Untersuchungen zur Längsschubtragfähigkeit

### 6.4.1 Allgemeines

Um gezielt Erkenntnisse zum Tragverhalten und der Tragfähigkeit bei einer Längsschubbeanspruchung zu erhalten, wurden Push-out Körper hergestellt und geprüft. Diese Art der Ausbildung der Verbundfuge weist viele Einflussfaktoren auf. Für eine praxisnahe Geometrie waren Push-out Körper von erheblichen Abmessungen erforderlich. Daher konnten experimentell nur über wenige Parameter Erfahrungen gesammelt werden. Um den Einfluss weiterer Parameter zu bestimmen, wurden Finite-Elemente Berechnungen durchgeführt. Versuche und Berechnungen zusammen ermöglichten, nicht nur das Tragverhalten umfassend zu beschreiben, sondern auch einen ersten Ansatz einer Bemessungsgleichung aufzustellen.

### 6.4.2 Experimentelle Untersuchungen an Push-out Körpern

#### 6.4.2.1 Versuchsprogramm

Im Rahmen der im Folgenden dargestellten Untersuchungen wurden zur Bestimmung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens der Verbundfuge mit Trapezblechstegen vier Versuche ohne zusätzliche Verbindungsmittel und elf Versuche mit zusätzlichen Kopfbolzen durchgeführt. Für die weiteren sieben Versuche mit Betondübeln wird auf die Ausarbeitung von Röh<sup>309,310</sup> verwiesen.

Im Gegensatz zu eingebundenen Verbundfugenausbildungen in Japan, die entweder angeschweißte Längsbewehrung, siehe Bild 6.10, oder angeschraubte Bleche im Bereich der Fuge aufweisen, siehe Bild 6.11, und somit die dehnungslose Längsverformung des gekanteten Stegs behindern, wird bei diesen Versuchen auf diese Maßnahmen verzichtet und damit nicht nur Material und Arbeitszeit reduziert, sondern das Stegblech kann sich in Längsrichtung nahezu frei verformen.

Die Versuche ohne zusätzliche Verbindungsmittel wurden zur Einordnung des Einflusses von zusätzlichen Verbindungsmitteln durchgeführt. Bei diesen Referenzversuchen wurde die Einbindetiefe des Stegs und die Dicke des Betongurts variiert, siehe Tabelle 6.2. Bei den Versuchskörpern mit Kopfbolzen wurde die Lage der Kopfbolzen, entweder an den geraden oder an den schrägen Blechabschnitten, und die Bolzenlänge untersucht. Außerdem wurde die Anzahl der Kopfbolzen in Form einer einseitigen oder einer beidseitigen Anordnung als Versuchsparameter verwendet. Bei den einseitigen Varianten wurde zwischen einer Anordnung im Wellental oder auf der Außenseite (Variante KBD5a und KBD5b) sowie einer Anordnung schräg nach unten oder schräg nach oben (Variante KBD6a und Variante KBD6b) unterschieden. Da bei einer direkt gegenüberliegenden Anordnung der Kopfbolzen durch das dünne Stegblech ungünstige lokale Auswirkungen im Stegblech am Bolzenfuß zu erwarten waren, wurden auch Körper mit ei-

---

<sup>309</sup> Röh<sup>m</sup>, J. (2009)

<sup>310</sup> Novák, B. & Röh<sup>m</sup>, J. (2009)

ner versetzten Anordnung der Kopfbolzen – Körper KBD1 und KBD3 - getestet, siehe Bild 6.29.

Tabelle 6.2: Versuchsprogramm „Längsschub“

Bezeichnung	Verbindungsmittel	Anzahl	Einbindetiefe $t_a$ [mm]	Besonderheit
R1	ohne	2	175	
R2	ohne	1	100	
R3	ohne	1	175	Gurtdicke 350 mm
KBD1	Kopfbolzen	2	175	
KBD2	Kopfbolzen	1	175	
KBD3	Kopfbolzen	2	175	
KBD4a	Kopfbolzen	1	175	Bolzenlänge 100 mm
KBD4b	Kopfbolzen	1	175	Bolzenlänge 200 mm
KBD5a	Kopfbolzen	1	175	
KBD5b	Kopfbolzen	1	175	
KBD6a	Kopfbolzen	1	175	
KBD6b	Kopfbolzen	1	175	

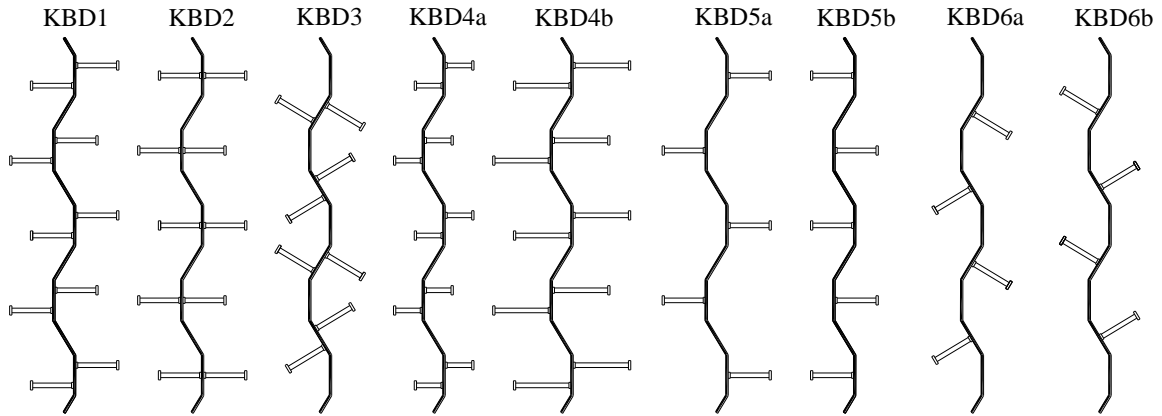


Bild 6.29: Varianten mit Kopfbolzen

Da die Versuchskörperanzahl begrenzt war, wurde die Faltungsgeometrie der Bleche nicht variiert. Sie entsprach den Abmessungen in Bild 6.30.

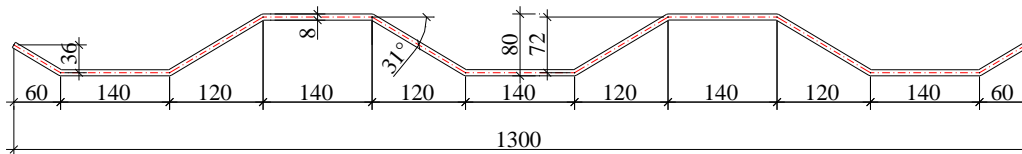


Bild 6.30: Faltungsgeometrie Längsschub, Maße in [mm]

Um einen Einfluss aus der Lasteinleitung zu verringern, möglichst kleine Versuchskörper zu erhalten und den sich einstellenden schiefen Hauptachsen bei einer ganzzahligen Wellenanzahl entgegenzutreten, wurde die Anzahl der Wellen zu 2,5 gewählt. Der Faltungswinkel  $\alpha$  von  $31^\circ$ , der mehrfach bei ausgeführten Brücken verwendet wurde, stellt für die Querkrafttragfähigkeit des Stags einen günstigen Wert dar und ist daher praxisgerecht. Die realisierten Brücken in Japan weisen typische Faltungswinkel  $\alpha$  von  $31^\circ$  und  $37^\circ$  und im Extremfall von  $17^\circ$  und  $45^\circ$  auf,

die Länge der geraden Blechabschnitte  $a_1$  liegt zwischen 250 und 512 mm<sup>311</sup>. Um die Abmessungen der Körper in Grenzen zu halten, wurde die Länge  $a_1$  mit 140 mm kleiner als übliche Werte festgelegt.

Für alle Körper beträgt die Stahlgüte des gekanteten Bleches S460M und die Blechdicke  $t_w$  8 mm. Die üblichen Blechdicken der ausgeführten japanischen Brücken liegen oft zwischen 8 und 16 mm, reichen aber bis zu einem Maximalwert von 28 mm. Die gewählte Blechdicke stellt daher einen unteren Wert dar. Die Betongurtdicke beträgt bei den Versuchen im Regelfall 250 mm. Der Einfluss der Betongurtdicke wurde nur für den Referenzkörper R3 variiert. Für Überbauten im Brückenbau stellt Beton C30/37 eine typische Untergrenze dar. Da durch das Vorhaltemaß eher etwas höhere Festigkeiten zu erwarten sind, und um eine Abgrenzung nach unten zu gewährleisten, wurde Beton mit einer um eine Stufe reduzierten Festigkeitsklasse, C25/30, bestellt.

### 6.4.2.2 Versuchsbeschreibung

#### Allgemeines

Die Geometrie, die Herstellung der Versuchskörper und die Versuchsdurchführung erfolgten soweit möglich in Anlehnung an die Vorgaben des Eurocode 4<sup>312</sup>.

#### Geometrie

Die einfachsymmetrischen Versuchskörper bestehen aus zwei Betongurten, in die das trapezförmig gefaltete Blech eingeführt ist. In der Mitte befindet sich eine Lasteinleitungssteife. Die Abmessungen der Körper mit einer Einbindetiefe von 175 mm kann Bild 6.31 entnommen werden. Die anderen Körper unterscheiden sich geometrisch lediglich in einer reduzierten Einbindetiefe von 100 mm oder im Falle von Körper R3 durch die vergrößerte Betongurtdicke auf 35 cm.

---

<sup>311</sup> Vgl. *The society for the study...* (2006)

<sup>312</sup> Vgl. *Norm DIN V ENV 1994-1-1 (1992), Abschnitt 10*

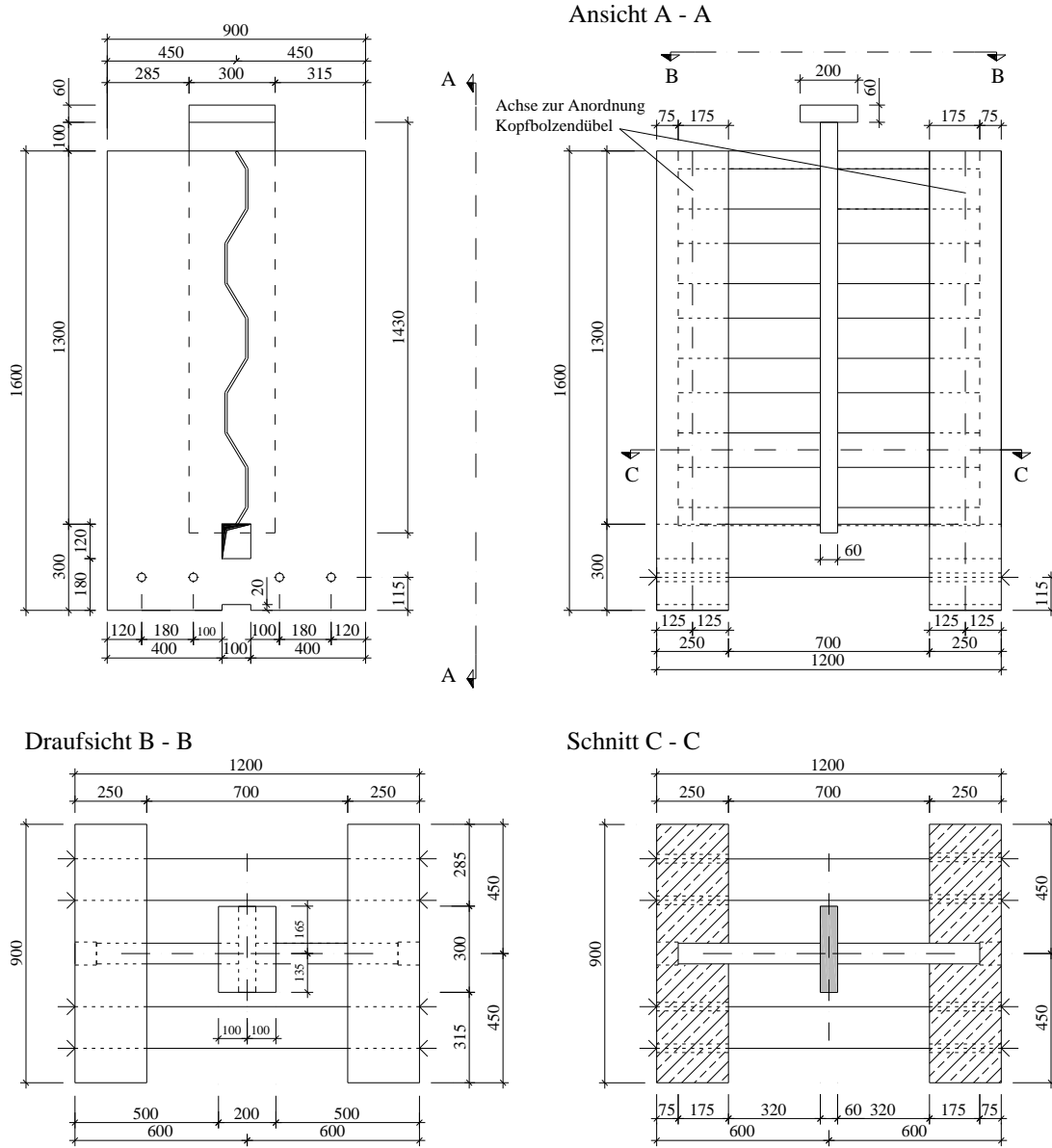


Bild 6.31: Schalplan der Körper mit einer Einbindetiefe von 175 mm, Maße in [mm]

Durch die ungleiche Anzahl an geraden Abschnitten befindet sich weder der Schubmittelpunkt noch die Schwerachse in der Symmetrieachse der Profilierung. Um ein Moment zu verhindern, das zu einer Rotation der Steife geführt hätte, wurde die Lasteinleitungssteife exzentrisch am Trapezblech angeschweißt.

Sämtliche Versuchskörper besaßen dieselbe Grundbewehrung. Sie bestand aus einer Netzbe-  
 wehrung mit einem Durchmesser von 10 mm mit Bügeln, die jeweils an den Abkantungen des  
 Blechs im Abstand von 2 cm vom Blech angeordnet waren. Die Betondeckung betrug 4,5 cm.  
 Die Längsstäbe der Netzbe-  
 wehrung lagen in einem Abstand von 11 cm zueinander. Bild 6.32  
 zeigt diese Grundbewehrung. Um eine ungestörte Schlupfentwicklung des Blechs zu ermögli-  
 chen, wurden am unteren Ende des Stegblechs in den Betongurten Aussparungen vorgesehen.  
 Um die aus den geneigten Druckstreben resultierende Sprengwerkskraft aufnehmen zu können,  
 wurde unterhalb dieser Aussparung der Betongurt durch drei Bügel mit einem Durchmesser von  
 16 mm verstärkt.

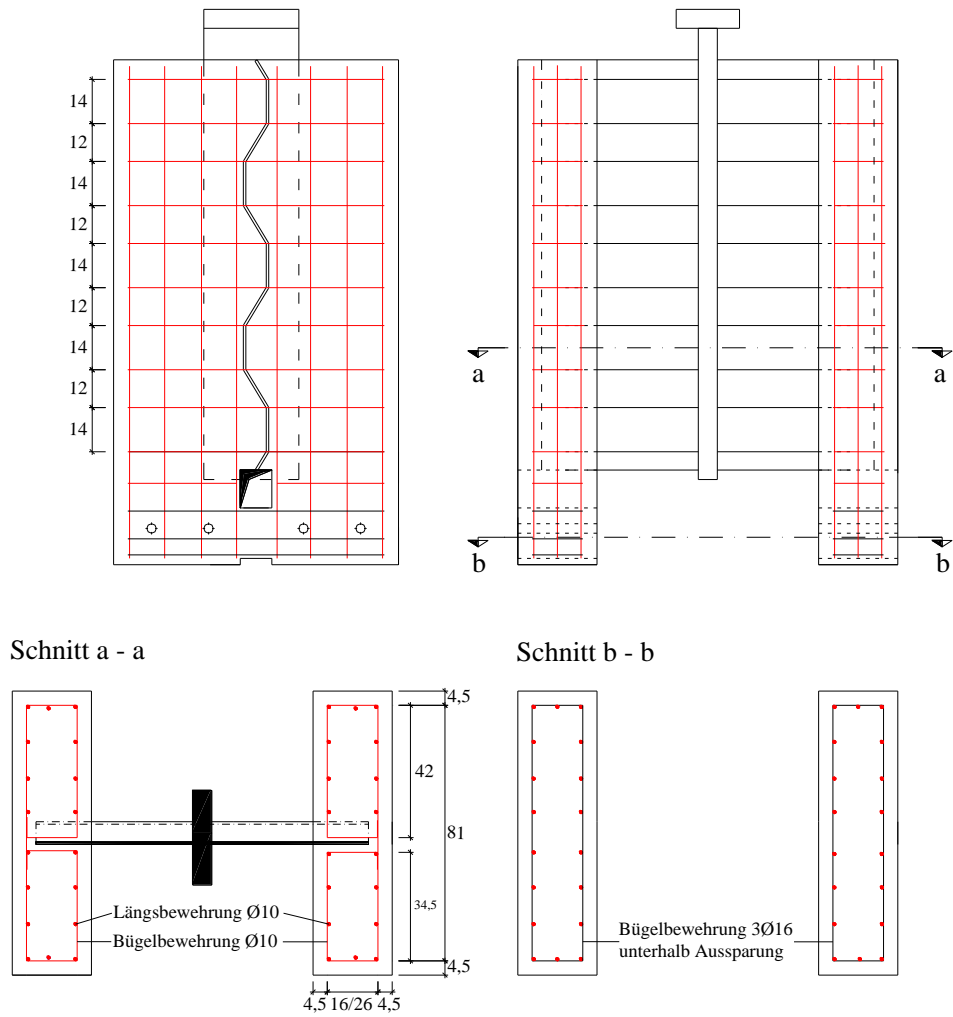


Bild 6.32: Bewehrung der Körper, Maße in [cm]

Die Gurte wurden in horizontaler Lage betoniert. Zuerst wurde ein Gurt betoniert. Danach wurden die Körper gedreht und der zweite Gurt betoniert, siehe Bild 6.33. Nach dem Betonieren wurden die Körper zusammen mit den Probekörpern für die Überprüfung der Betonfestigkeiten gemeinsam an der Luft gelagert.



Betonieren Gurt 1



Betonieren Gurt 2

Bild 6.33: Betonieren der Versuchskörper

### 6.4.2.3 Versuchsaufbau

Das Bild 6.34 zeigt den prinzipiellen Versuchsaufbau. Die Gurte wurden nicht, wie im Eurocode 4 angegeben, in Mörtel oder Gips gebettet, sondern auf einer Sperrholzunterlage abgesetzt. Dies verkürzte wesentlich die Ein- und Ausbaueiten und gewährleistete dennoch eine gleichmäßige Pressung an den Betonstirnseiten. Zur Aufnahme von Horizontalkräften im Auflagerbereich wurden am unteren Rand der Betongurte Zuganker angeordnet. Um eine gleichmäßige, zwängungsfreie Lasteinleitung in die beiden Betongurte zu erreichen, wurde zwischen dem Querträger und der Lasteinleitungssteife eine Kalotte, die eine Verdrehung als auch eine Horizontalverschiebung dieses Punktes erlaubte, eingebaut. Die beiden Fotos in Bild 6.35 zeigen den Versuchsstand noch ohne Messeinrichtung.

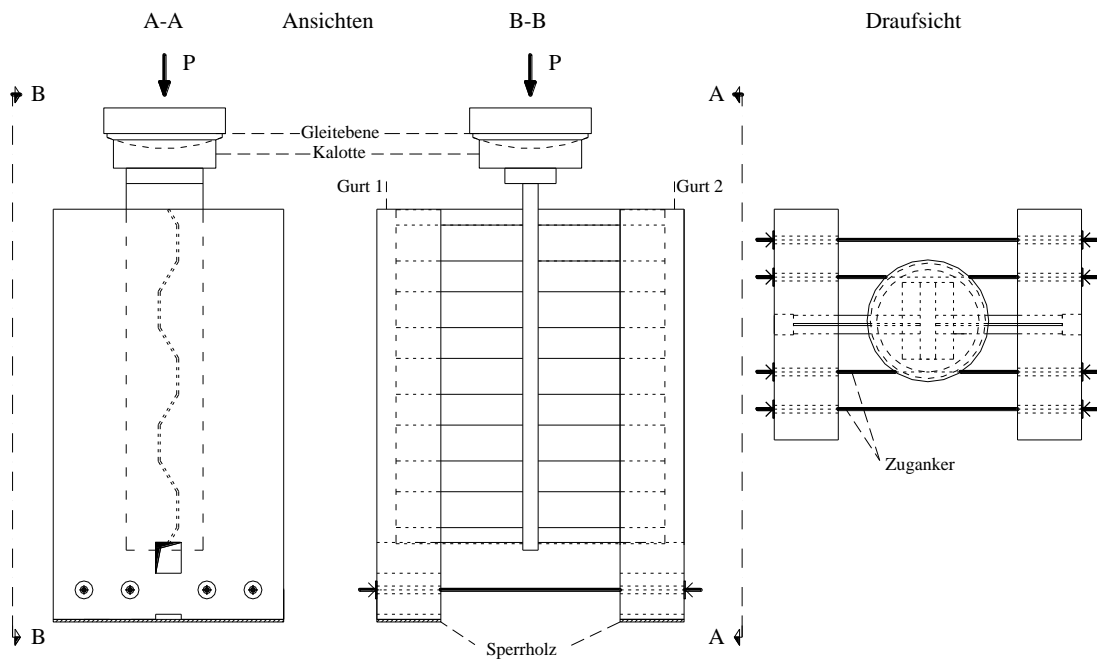


Bild 6.34: Versuchsaufbau



Bild 6.35: Versuchsstand



### 6.4.2.4 Messeinrichtung

In Bild 6.36 ist die Anordnung der Wegaufnehmer an den Versuchskörpern dargestellt. Zur Bestimmung der Schlupfentwicklung zwischen Trapezblech und Betonkörper wurden jeweils zwei induktive Wegaufnehmer pro Betongurt (S1 – S4) oben und unten angeordnet. Die Wegaufnehmer waren am Betongurt befestigt und lagen auf Winkeln, die an das Stahlblech geklebt wurden, auf. Zusätzlich zum Maschinenweg konnte auch die vertikale Verformung der Mittelsteife über den Wegaufnehmer VS, der sich am unteren Ende der Steife befand, aufgezeichnet werden. Genauso war ein eventuell auftretendes Ausweichen der Steife aus der Ebene über den Wegaufnehmer HS bestimmbar. Das Abheben der Betongurte vom Steg bzw. das Anlehnen an diese zeichneten die Wegaufnehmer Spr1 bis Spr4 auf, von denen zwei nahe an der Verbundfuge angebracht wurden und zwei am Rand der Gurte.

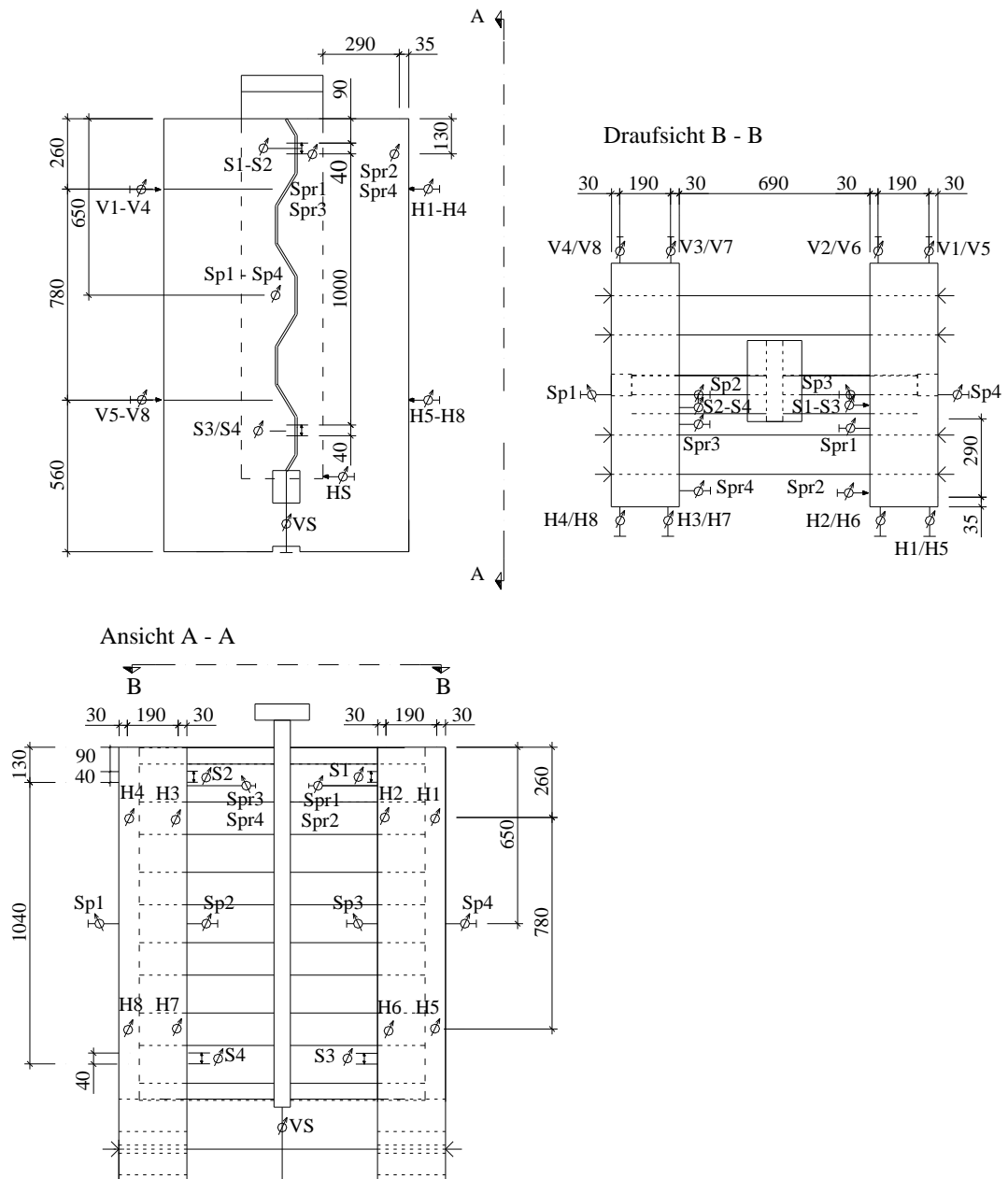


Bild 6.36: Anordnung der Wegaufnehmer

Um das Aufbiegen bzw. Spalten der Betongurte zu bestimmen, wurden an allen Stirnseiten jeweils vier Wegaufnehmer (H1-H8 und V1-V8) oben und unten befestigt. Bei den Versuchskörpern mit Kopfbolzen war aus der Längsschubbeanspruchung ein Spalten der Betongurte in Dickenrichtung zu erwarten. Um die Dickenänderung bei diesen Körpern dokumentieren zu können, wurden die Messungen Sp1 bis Sp4 angebracht. Zusätzlich wurden auf den Außenseiten der Betongurte an auftretenden vertikalen Rissen jeweils zwei Wegmesser im Bereich der unteren ersten Faltung angebracht.

Über die beschriebenen Wegmessungen hinaus wurden Dehnungsmessungen am Blech und an der Bewehrung vorgenommen. Das Bild 6.37 zeigt die Anordnung der maximalen Anzahl an Rosetten und Dehnmessstreifen am Stegblech. Um die Normalspannungen und die erwarteten hohen Schubspannungen am Stegblech ermitteln zu können, wurden vorwiegend Rosetten an den Steg appliziert. Dabei wurde von Versuchskörper zu Versuchskörper eine unterschiedliche Anzahl an Rosetten angebracht. Die Rosetten R2 und R4 wurden auf gleicher Höhe auf der Vorder- bzw. Rückseite des Blechs angebracht und ermöglichen somit Rückschlüsse über eine gleich- bzw. ungleichmäßige Spannungsverteilung über die Blechdicke. Die Auswertung der Rosetten R2 und R8 lässt Aussagen über eine unterschiedliche Beanspruchung der beiden spiegelsymmetrischen Hälften der Versuchskörper zu. Durch das linienförmige Verbindungsmittel des trapezförmig gefalteten Stegblechs war damit zu rechnen, dass eine Aktivierung des Blechs nicht schon von Beginn der Verbundfuge an vollständig möglich war und somit eine nicht vollkommen gleichmäßige Schubübertragung über die Gesamtlänge der Verbundfuge stattfinden würde. Um dies zu überprüfen, wurden über die Länge der Verbundfuge die Rosetten R1 bis R3 ausgewertet. Für die Ermittlung der Beanspruchung an geraden und schrägen Blechabschnitten wurden die Rosetten R6 und R7 angeklebt. Da direkt am Übergang des Stegblechs zum Betongurt mit Störeinflüssen auf die erwartete, von einer nahezu reinen Schubspannung gekennzeichneten Beanspruchung des Stegblechs zu rechnen war, siehe Bild 6.14, wurden die Rosetten mit einem Abstand von 40 mm zum Stahlbetongurt befestigt. Um weitergehende Erfahrungen über die Gleichmäßigkeit der Dehnungsverteilung zu erhalten, wurden die Rosetten R5 und R7 mit einem noch größeren Abstand zum Betongurt angebracht.

Numerische Voruntersuchungen hatten große Druck-Normalspannungen an der Oberseite und Zug-Normalspannungen an der Unterseite des gefalteten Stegblechs nahe der Steife in horizontaler Richtung gezeigt, die an der Oberseite zu einem vorzeitigen, lokalen Beulversagen führen konnten. Diese lassen sich durch ein einfaches Stabwerkmodell erklären, siehe Bild 6.38. Daher wurde beim ersten Versuch an dieser Stelle der Dehnmessstreifen D1 befestigt. Um die auftretenden Zugkräfte am Fuß der Körper senkrecht zu den Betongurten während der Versuchsdurchführung zu kontrollieren, wurden die Messstelle D2 an den Zugankern jedes Körpers angebracht.

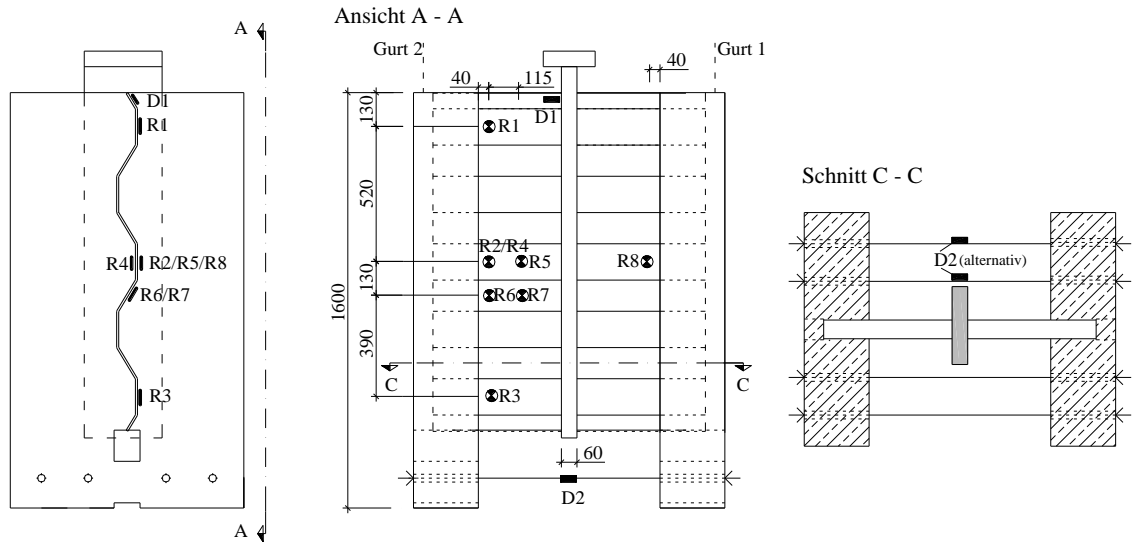


Bild 6.37: Anordnung der Dehnmessstreifen und der Rosetten am Trapezblech

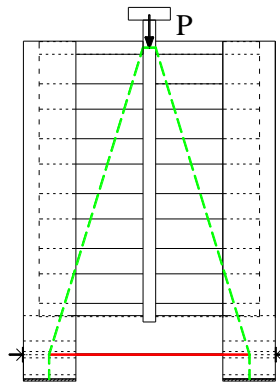


Bild 6.38: Stabwerkmodell zur Erläuterung der Druckbeanspruchung des Stegs an der Lasteinleitung

In Tabelle 6.3 ist die Zuordnung der verwendeten Messstellen zu den einzelnen Prüfkörpern aufgeführt.

Tabelle 6.3: Zuordnung der Messstellen zu den Versuchskörpern

Versuchskörper	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	D1	D2
R1-1	•	•	•	•					•	•
R1-2		•								•
R2		•								•
R3		•								•
KBD1-1		•						•		•
KBD1-2	•	•	•					•		•
KBD2		•								•
KBD3-1		•						•		•
KBD3-2		•						•		•
KBD4a	•	•	•	•	•	•	•	•		•
KBD4b		•						•		•
KBD5a		•						•		•
KBD5b		•						•		•
KBD6a		•						•		•
KBD6b	•	•	•					•		•

Die Dehnungsmessungen an den Bewehrungsstäben wurden entsprechend dem Bild 6.39 durchgeführt. Auf einem Bügel Ø10 mm wurden pro Versuchskörper vier Dehnmessstreifen appliziert. Während die Dehnmessstreifen Bü1 und Bü2 Informationen über das Spalten in Querrichtung und das Aufbiegen des Betongurtes liefern sollten, wurden die Dehnmessstreifen Bü3 und Bü4 zur Überprüfung des für Randnahe Kopfbolzen typischen Spaltens in Längsrichtung des Gurtes vorgesehen. Zur Abschätzung der Sprengwerkskraft im Fußbereich der Versuchskörper R1-1 und KBD4b erhielt jeweils ein Bügel mit einem Durchmesser von 16 mm sechs Dehnmessstreifen (Bü10 bis Bü15).

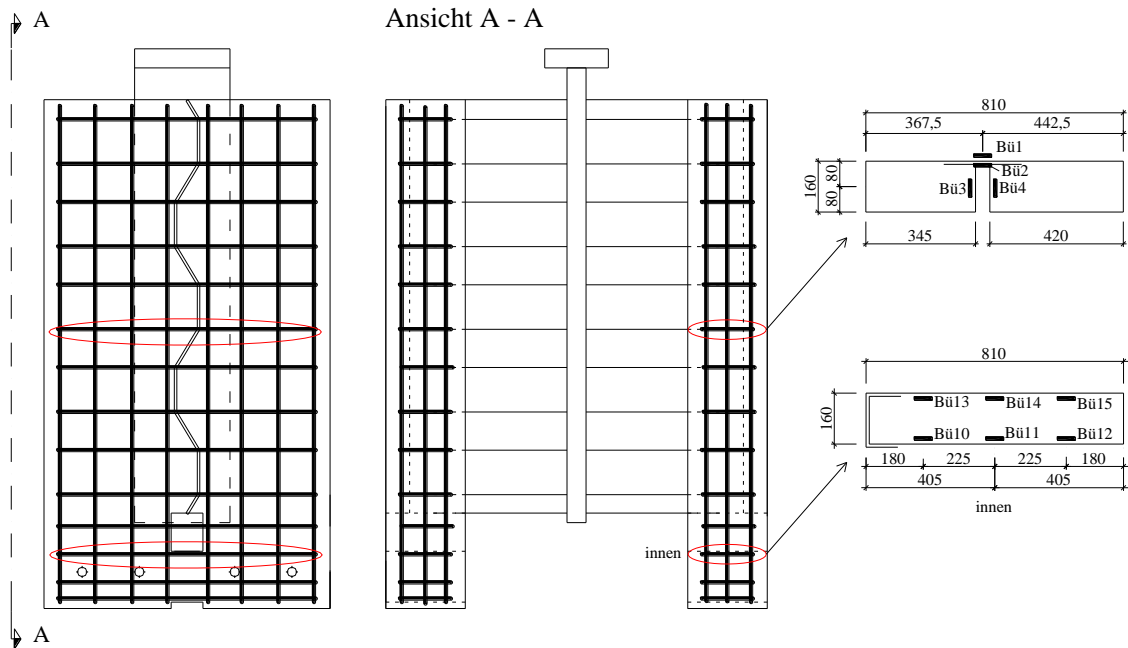


Bild 6.39: Anordnung der Dehnmessstreifen auf der Bewehrung und Lage im Körper

An den Körpern mit Kopfbolzen wurden weitere Dehnmessstreifen angebracht. Das Bild 6.40 zeigt für die verschiedenen Varianten die Anordnung der Dehnmessstreifen an den Kopfbolzen. Die Dehnmessstreifen wurden am Schaft 20 mm unterhalb des Bolzenkopfs auf der rechten Seite (Gurt 2) angebracht. Am Körper KBD3-1 wurden zusätzliche Dehnmessstreifen nahe des Schweißwulstes angebracht. Um aus der gemessenen Dehnung neben einer Normalkraft auch das Biegemoment an den Messstellen bestimmen zu können, wurden die Dehnmessstreifen an den Stellen direkt gegenüber angeordnet.

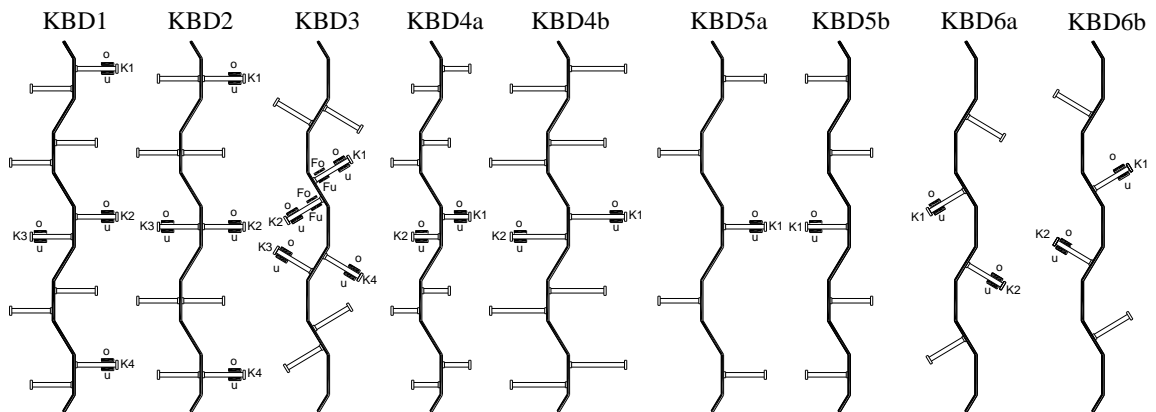


Bild 6.40: Anordnung der Dehnmessstreifen an den Kopfbolzen

### 6.4.2.5 Versuchsablauf

Die Durchführung der Versuche erfolgte weggeregelt mit einer Vorschubgeschwindigkeit von anfangs 0,01 mm/s. Um den Haftverbund zwischen Stahl und Beton zu lösen, wurde entsprechend Eurocode 4<sup>313</sup> die Last in Stufen bis 40 % der zu erwartenden Bruchlast gesteigert und anschließend 25 Lastwechsel zwischen 40 und 5 % der zu erwartenden Bruchlast durchgeführt. Im Anschluss wurden in 100 kN- bis 200 kN-Schritten die Versuche weggeregelt bis zum Erreichen der Traglast fortgesetzt. Während der gesamten Versuchsdurchführung wurde die Rissentwicklung an den Betongurten verfolgt. Nach Überschreiten der Traglast wurde die Vorschubgeschwindigkeit auf 0,02 mm/s – 0,03 mm/s gesteigert und jeder Versuch mindestens bis zum Abfall der aufnehmbaren Kraft auf 80 % der maximal erreichten Tragfähigkeit oder 40 mm Schlupf in der Fuge fortgeführt. Bei der Durchführung des ersten Versuchs R1-1 wurde anstelle einer Sperrholzplatte der Push-out Körper mit Elastomerkissen unterlegt. Die Querdehnung dieser Kissen war so groß, dass der Versuchskörper am Fußauflager durch die entstehenden Querkraftkräfte gespalten wurde und die Traglast der Verbundfuge somit nicht erreicht werden konnte. Die Lagerung wurde daraufhin geändert.

### 6.4.2.6 Materialkennwerte

#### Beton

Für diese Versuchsreihe wurde Beton der Festigkeitsklasse C25/30 mit einem Größtkorn von 16 mm nach Tabelle 6.4 gewählt. Aus jeder Betoncharge wurden drei Probewürfel mit einer Kantenlänge von 150 mm und drei Prismen mit den Abmessungen Länge/Höhe/Breite = 500/100/100 mm zur Bestimmung der Betondruck- und Biegezugfestigkeit hergestellt. In Tabelle 6.5 ist für die Versuchsserien die mittlere Druckfestigkeit ( $f_{c,cube}$ ) sowie die Biegezugfestigkeit ( $f_{ct,fl}$ ) zusammengestellt.

Tabelle 6.4: Betonrezeptur

Zement	Zementmenge [kg/m <sup>3</sup> ]	Konsistenz	0/1 [kg/m <sup>3</sup> ]	2/8 [kg/m <sup>3</sup> ]	8/16 [kg/m <sup>3</sup> ]	Wasser [kg/m <sup>3</sup> ]
CEM II/A-LL 32,5R	340	F3	647,9	433,5	722,4	204,9

Tabelle 6.5: Betonkennwerte der Probekörper

Charge Nr.	Datum	Betonalter bei Prüfung [t]	Versuchskörper		$f_{c,cube}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{ct,fl}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
			Gurt 1 (links)	Gurt 2 (rechts)		
1	29.03.06	42/43	R1-1	-	37,0	3,6
2	30.03.06	49	R2; R3	-	35,7	3,9
3	31.03.06	45	R1-2	-	36,3	3,9
4	03.04.06	37/38		R1-1	34,0	3,2
5	04.04.06	41		R1-2	32,7	3,4
6	05.04.06	42	KBD1-2		35,0	4,0
7	06.04.06	53	KBD4a, KBD4b	R2	35,4	4,3
8	07.04.06	53	KBD1-1, KBD3-2	R3	33,5	4,0
9	10.04.06	38	KBD3-1, KBD5a	KBD1-2	36,3	3,3
10	11.04.06	50	KBD2	KBD1-1, KBD3-2	33,2	3,2
11	12.04.06	56	KBD5b, KBD6b	KBD2, KBD4b	29,8	3,4
12	13.04.06	57	KBD6a	KBD3-1, KBD4a	38,0	3,5
13	18.04.06	57/64	-	KBD5a, KBD6b	32,6	3,9
14	19.04.06	62/63	-	KBD5b, KBD6a	35,6	4,0

<sup>313</sup> Vgl. Norm DIN V ENV 1994-1-1 (1992), Abschnitt 10

Da die Prüfungen der Betondruckfestigkeiten und der Biegezugfestigkeiten teilweise an verschiedenen Tagen durchgeführt wurden, sind in dieser Tabelle auch teilweise unterschiedliche Betonalter bei der Prüfung angegeben. Der zweite Wert gilt in diesen Fällen für die Prüfung der Biegezugfestigkeit. Durch die Fertigung der beiden Gurte zu unterschiedlichen Zeitpunkten wurden bei einem Versuchskörper zwei Chargen verwendet, die somit zum Datum der Versuchsdurchführung auch ein unterschiedliches Alter aufwiesen. Die rechnerische zeitliche Entwicklung der Betondruckfestigkeit kann nach Gleichung (6-4) ermittelt werden<sup>314</sup>.

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad (6-4)$$

$$\text{mit } \beta_{cc} = \exp \left\{ s \left[ 1 - \left( \frac{28}{t/t_1} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (6-5)$$

Dabei bedeutet

- $f_{cm}(t)$  mittlere Betondruckfestigkeit nach einem Betonalter von  $t$  Tagen
- $f_{cm}$  mittlere Betondruckfestigkeit nach einem Betonalter von 28 Tagen
- $s$  Ein Beiwert, der von der Zementart abhängt. Für den hier verwandten Zement 32,5R ist  $s = 0,25$
- $t$  Alter des Betons bei einer mittleren Temperatur von  $20^\circ \text{C}$
- $t_1$  Bezugsalter 1 Tag

Die Tabelle 6.6 gibt Auskunft über die Druck- und Zugfestigkeiten der beiden Gurte der einzelnen Versuchskörper. Die Umrechnung der geprüften Würfelfestigkeit  $f_{c,cube}$  auf die Zylinderfestigkeit  $f_c$  erfolgt mit dem Faktor 0,81, siehe Anhang A.1. Die Umrechnung der geprüften Biegezugfestigkeit kann für die gewählte Höhe der Probekörper nach Gleichung (6-6) bestimmt werden<sup>315</sup>.

$$f_{ctm} = 0,6 \cdot f_{ct,fl} \quad (6-6)$$

Tabelle 6.6: Betonkennwerte der Versuchskörper

Versuchskörper	Versuchsdatum	Gurt 1 (links)			Gurt 2 (rechts)		
		$f_c$ [MPa]	$f_{ct,fl}$ [MPa]	$f_{ct}$ [MPa]	$f_c$ [MPa]	$f_{ct,fl}$ [MPa]	$f_{ct}$ [MPa]
R1-1	10.05.2006	30,0	3,6	2,2	26,9	3,2	1,9
R1-2	15.05.2006	29,4	3,9	2,4	26,3	3,2	1,9
R2	23.05.2006	29,1	3,9	2,4	28,4	4,3	2,6
R3	25.07.2006	30,8	4,2	2,5	28,6	4,2	2,5
KBD1-1	31.05.2006	27,2	4,0	2,4	26,9	3,2	1,9
KBD1-2	18.05.2006	28,4	4,1	2,4	29,3	3,3	2,0
KBD2	07.06.2006	27,2	3,3	2,0	24,2	3,4	2,1
KBD3-1	09.06.2006	30,6	3,4	2,1	30,8	3,5	2,1
KBD3-2	02.06.2006	27,2	4,0	2,4	27,0	3,3	2,0
KBD4a	13.06.2006	29,3	4,4	2,6	31,0	3,5	2,1
KBD4b	08.06.2006	29,1	4,4	2,6	24,3	3,2	1,9
KBD5a	14.06.2006	30,8	3,5	2,1	26,4	3,9	2,3
KBD5b	20.06.2006	24,7	3,5	2,1	28,8	4,0	2,4
KBD6a	21.06.2006	31,3	3,6	2,1	28,8	4,0	2,4
KBD6b	19.06.2006	24,6	3,5	2,1	26,5	3,9	2,4

<sup>314</sup> Vgl. Comité Euro-International du Béton (1993), Abschnitt 2.1.6.1

<sup>315</sup> Vgl. Comité Euro-International du Béton (1993), Gleichung (2.1-6)

## Baustahl

Das Trapezblech sowie die Lasteinleitungssteife wurden aus einem thermomechanisch gewalzten Baustahl der Güte S460M hergestellt. Das Prüfzeugnis wurde gemäß DIN EN 10113-3<sup>316</sup> erstellt und wies für die 0,2 % Dehngrenze  $R_{p0,2}$ , die Zugfestigkeit  $R_m$  und die Bruchdehnung  $A$  folgende Eigenschaften der Bleche aus:

Tabelle 6.7: Werkstoffkennwerte des Trapezblechs und der Steife

Bauteil	Probendicke [mm]	$R_{p0,2}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$R_m$ [N/mm <sup>2</sup> ]	A [%]
Trapezblech	8,28	492	572	25,5
Steife	14,02	437	537	29,3

## Bewehrung

Um die Werkstoffeigenschaften der Betonstahlbewehrung BSt500S zu erhalten, wurden von jedem verwendeten Durchmesser drei Probestücke entnommen und nach DIN EN 10002-1<sup>317</sup> geprüft. Tabelle 6.8 gibt die Mittelwerte der aus den drei Proben ermittelten Werkstoffkennwerte in Abhängigkeit vom Durchmesser wieder.

Tabelle 6.8: Werkstoffkennwerte der Betonstähle

Durchmesser $d_s$ [mm]	$R_{p0,2}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$R_m$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$A_{10}$ [%]
10	566	644	11,60
16	580	648	14,25

## Kopfbolzen

Der Durchmesser für die Kopfbolzen wurde einheitlich zu 19 mm gewählt. Da jedoch drei unterschiedliche Längen geprüft wurden, stammen die Kopfbolzen aus unterschiedlichen Chargen. Für die verwendeten Kopfbolzen mit der Stahlgüte S235J2+C450 liegen Abnahmeprüfzeugnisse nach DIN EN 10204 vor, siehe Tabelle 6.9. Die Sollwerte werden erreicht.

Tabelle 6.9: Kennwerte der Kopfbolzen

	Dehngrenze $R_{p0,2}$ [MPa]	Zugfestigkeit $R_m$ [MPa]	Dehnung A [%]
Ist; l = 100 mm	451	487	16
Ist; l = 150 mm	385	464	20
Ist; l = 200 mm	502	524	21
Soll	350	450	15

### 6.4.2.7 Versuchsergebnisse

#### Allgemeines

Dieses Kapitel stellt die Ergebnisse der Versuche dar und gibt Auskunft über das beobachtete Trag- und Verformungsverhalten sowie über das Versagen der Körper.

<sup>316</sup> Vgl. Norm DIN EN 10113-3 (1993)

<sup>317</sup> Vgl. Norm DIN EN 10002-1 (2001)

## Überblick

In Tabelle 6.10 sind die in den Versuchen erreichten Tragfähigkeiten der Versuchskörper aufgelistet. Dabei gelten die Tragfähigkeiten für die projizierte Länge des trapezförmig gefalteten Blechs von 1,30 m und beide Gurte zusammen. Die Spalte „Maximaler Schubfluss“ gibt die im Versuch maximal erreichte Längsschubtragfähigkeit bezogen auf 1,0 m der projizierten Blechlänge an. Der angegebene Schlupf  $s$  entsteht allein aus der Hauptbelastung. Der Schlupf aus der 25-maligen Vorbelastung  $s_v$  ist getrennt aufgeführt.

Tabelle 6.10: Betonfestigkeit, Versuchslasten und Versagensart

Körper	Druckfestigkeit der Gurte 1/2 Gurt 1 / Gurt 2	Maximale Versuchs- last	Maximaler Schubfluss $T_{cl}$ [kN/m]	Schlupf bei Maximallast Gurt 1/ Gurt 2	Bleibender Schlupf durch Vorbelastung Gurt 1 / Gurt 2	Versagensart
	$f_c$ [MPa]	$P_{cl}$ [kN]	$T_{cl}$ [kN/m]	$s$ [mm]	$s_v$ [mm]	
R1-1	30,0/26,9	2.809,0	1.080,4	29,8 <sup>1)</sup>	5,9	Versagen Beton am Fußpunkt; Versuch daher nicht repräsentativ
R1-2	29,4/26,3	3.130,0	1.203,8	22,7 <sup>2)</sup>	1,7	Aufbiegen beider Gurte; Blech schiebt sich durch
R2	29,1/28,4	2.267,0	871,9	30,0/28,3	1,7/1,8	Aufbiegen beider Gurte; Blech schiebt sich durch
R3	30,8/28,6	2.664,0	1.024,6	32,7/29,6	5,6/2,6	Aufbiegen beider Gurte; der typische vertikale Riss außen zeigt sich nicht
KBD1-1	27,2/26,9	4.789,5	1.842,1	9,2/13,7	0,2/0,5	Aufbiegen beider Gurte; Betonausbruch Gurt 2
KBD1-2	28,4/29,3	4.675,5	1.798,3	7,7/10,1	0,2/0,4	Aufbiegen und Betonausbruch beidseits
KBD2	27,2/24,2	4.806,0	1.848,0	10,1/10,7	0,2/0,6	Aufbiegen beider Gurte; Spalten und Betonausbruch an Gurt 2
KBD3-1	30,6/30,8	4.696,5	1.806,3	8,1/7,4	0,5/0,4	Aufbiegen und Betonausbruch beidseits
KBD3-2	27,2/27,0	4.741,5	1.823,7	7,2/7,5	0,3/0,2	Aufbiegen beider Gurte; Spalten und Betonausbruch an Gurt 1
KBD4a	29,3/31,0	4.866,5	1.871,7	9,1/7,4	0,2/0,2	Aufbiegen beider Gurte; Betonausbruch an Gurt 2
KBD4b	29,1/24,3	4.652,0	1.789,2	10,4/8,5	0,4/0,3	Aufbiegen beider Gurte; Betonausbruch an Gurt 2
KBD5a	30,8/26,4	4.157,0	1.598,8	10,4/9,3	0,9/0,6	Aufbiegen beider Gurte
KBD5b	24,7/28,8	3.869,0	1.488,1	10,8/12,1	0,6/0,9	Aufbiegen beider Gurte; Betonausbruch an Gurt 1
KBD6a	31,3/28,8	4.310,5	1.657,9	9,8/7,4	0,5/0,2	Aufbiegen beider Gurte
KBD6b	24,7/26,5	3.497,0	1.345,0	15,5/12,7	1,4/1,3	Aufbiegen beider Gurte; Betonausbruch an Gurt 1

1) Schlupf konnte zuverlässig nur bis zur Last von 2700 kN gemessen werden. Der angegebene Schlupf wurde ab dieser Last über die Zunahme des Maschinenweges ermittelt.

2) Schlupf konnte zuverlässig nur bis zur Last von 2500 kN gemessen werden.

Aus der Tabelle ist zu erkennen, dass der Schlupf bei Erreichen der Traglast bereits große Werte annimmt. Insbesondere gilt dies für die Referenzkörper ohne zusätzliche Verbindungsmittel. Die Steifigkeit ist daher bei den Körpern mit zusätzlichen Verbindungsmitteln größer als ohne. Der bleibende Schlupf nach der Vorbelastung  $s_v$  ist bei den Körpern ohne Verbundmittel deutlich höher als mit zusätzlichen Verbundmitteln.

Alle Versuche mit geometrisch identisch hergestellten Körpern (KBD1-1 bis -2 und KBD3-1 bis -2 sowie die hier nicht dargestellten, je dreifach gefertigten Versuchskörper mit Betondübeln) zeigen innerhalb der Serien nur geringe Abweichungen bei der Tragfähigkeit. Es liegt daher der Schluss nahe, dass die restlichen, nur einfach ausgeführten Körper, ebenfalls repräsentative Traglasten lieferten.

## Trag- und Verformungsverhalten

Das Bild 6.41 stellt den Verlauf der Last-Schlupfkurven der Referenzkörper und der Versuchskörper mit Kopfbolzen dar. Zum Vergleich wurde eine Kurve eines Körpers mit Betondübeln (BD1-1) aufgenommen. Die Vorbelastung ist in diesem Bild nicht dargestellt.



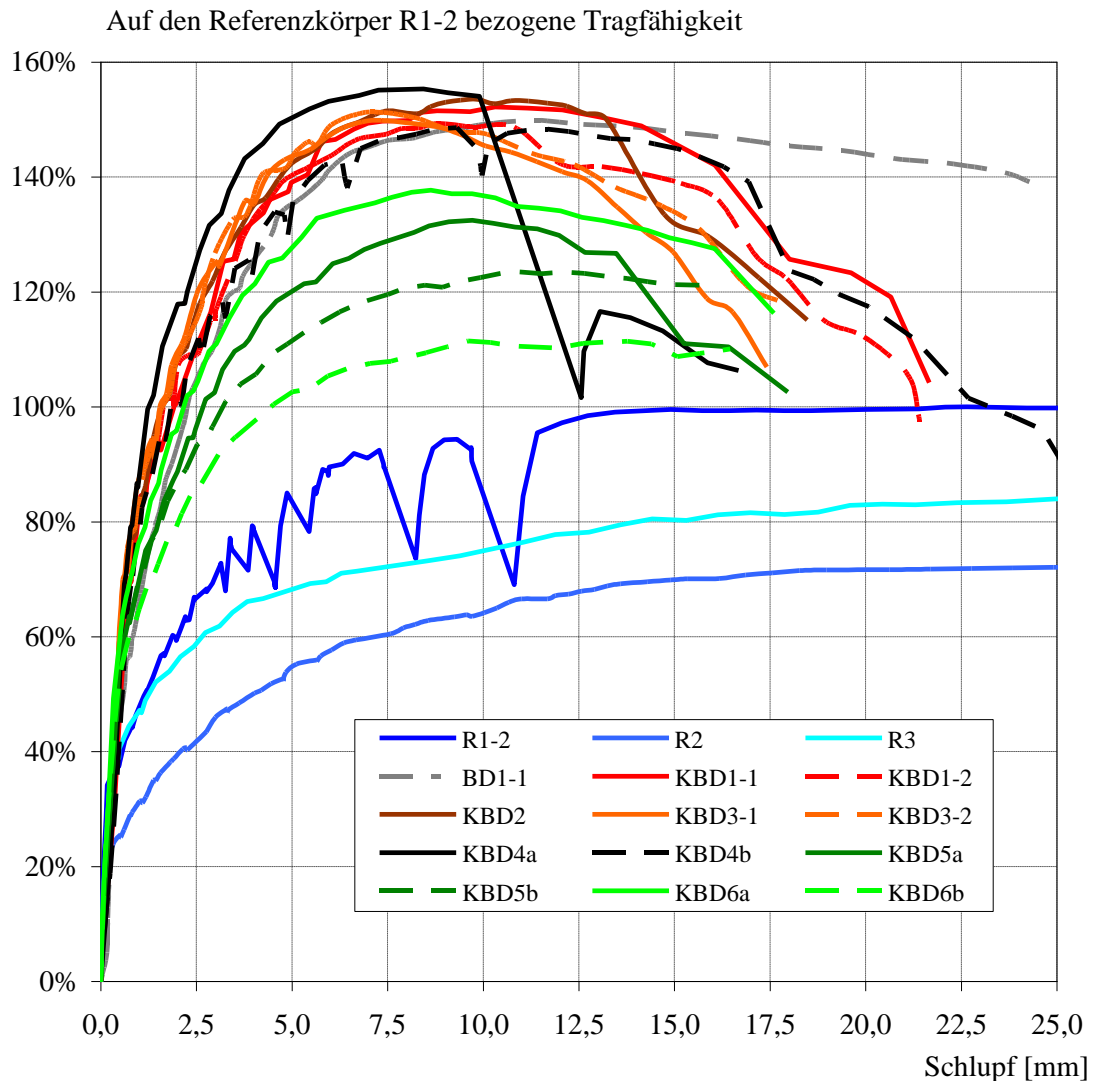


Bild 6.41: Last-Schlupfkurven der Versuchskörper

Das Tragverhalten kann bei den allermeisten geprüften Körpern als sehr duktil bezeichnet werden. Eine Ausnahme bilden die Körper R1-1 und R1-2 ohne zusätzliche Verbindungsmittel. Bei diesen beiden Körpern kam es bereits schon vor Erreichen der maximalen Tragfähigkeit zu einem plötzlichen Rutschen des Blechs in der Verbundfuge. Zu erkennen ist dies in Bild 6.41 am Beispiel von Körper R1-2 durch den schlagartigen Lastabfall mit gleichzeitig sich vergrößerndem Schlupf. Die Referenzkörper ohne zusätzliche Verbindungsmittel zeigen eine große Flexibilität und die Maximallast wird erst bei einem großen Schlupf erreicht.

Bei manchen Körpern mit Kopfbolzen kam es nach Überschreiten der maximalen Tragfähigkeit bei größeren Schlupfwerten zum Abscheren der Bolzen. An der Last-Schlupfkurve ist dies am auffälligsten bei Körper KBD4a am plötzlichen Abfall der Tragfähigkeit zu sehen. Generell konnte bei den Körpern mit Kopfbolzen ein rascherer Abfall der Tragfähigkeit nach Erreichen der Maximallast festgestellt werden als bei den Körpern mit Betondübeln. Dies konnte für diese Verbindungsmittel auch bei den Versuchen von Hata, siehe Bild 6.21, beobachtet werden.

Anhand der ermittelten Tragfähigkeiten der Referenzkörper kann die Qualität der Gleichung (6-3) überprüft werden. Unter Verwendung der mittleren Betonfestigkeit der Versuchskörper und

der Vernachlässigung des Terms für die Längsbewehrung, da diese bei den hier durchgeführten Versuchen nicht vorhanden war, vereinfacht sich die genannte Gleichung zu Gleichung (6-6).

$$Q_u = (3/5) \cdot \sigma_c \cdot A_1 \quad (6-6)$$

$$\sigma_c = \text{ca. } 29 \text{ MPa}$$

$$A_1 = \text{R1-2 und R3: } 80 \text{ mm} \cdot 175 \text{ mm} = 14.000 \text{ mm}^2$$

$$\text{R2: } 100 \cdot 80 \text{ mm} = 8.000 \text{ mm}^2$$

Am Anfang und am Ende des Stegblechs stehen nur halbe schräge Blechabschnitte zur Verfügung. Wegen der Randnähe kann nicht von einer vollen Mitwirkung dieser Bereiche ausgegangen werden. Dennoch wird im Folgenden auf der sicheren Seite von einer vollen Mitwirkung ausgegangen, so dass insgesamt zehn schräge Blechabschnitte zur Verfügung stehen. Ein Vergleich der rechnerischen Tragfähigkeit nach Gleichung (6-6) und den in den Referenzversuchen ermittelten Tragfähigkeiten stellt Tabelle 6.11 dar.

Tabelle 6.11: Vergleich der rechnerischen und experimentellen Traglasten der Referenzkörper

Körper	Traglast [kN]	
	aus Versuch	nach (6-6)
R1-2	3130	2436
R2	2267	1375
R3	2664	2436

Bei allen Körpern stellt Gleichung (6-6) damit eine Abschätzung der Traglast auf der sicheren Seite dar.

Aufbauend auf Betrachtungen von Aribert & Aziz<sup>318</sup>, Ollgaard & Slutter & Fisher<sup>319</sup>, Lebet<sup>320</sup> und Becker<sup>321</sup> zur Bolzenkraft-Schlupf-Beziehung an randfernen Kopfbolzen haben Zweigart<sup>322</sup> und Kürschner<sup>323</sup> Untersuchungen zur Steifigkeit von randnahen Kopfbolzen durchgeführt. Gegenüber den anderen genannten Untersuchungen kann der Ansatz von Becker die abfallende Beanspruchbarkeit nach Erreichen der Traglast abbilden. Dieser Ansatz wird daher in verallgemeinerter Form zur Bestimmung der Kennlinien für das Verbindungsmittel trapezförmig gekantetes Stegblech mit Kopfbolzen herangezogen.

$$P(s) = P_t \cdot \frac{a \cdot \frac{s}{s_t} - \left( \frac{s}{s_t} \right)^b}{1 + c \cdot \frac{s}{s_t}} \quad (6-7)$$

$P(s)$  = Beanspruchung des Versuchskörpers (als Funktion des Schlupfs)

$P_t$  = Tragfähigkeit des Versuchskörpers

$s$  = Schlupf

$s_t$  = Schlupf bei der Traglast

$a, b, c$  = Formvariable

Die Normierung der Last-Schlupfkurven auf die Traglast der einzelnen Körper führt zu ersten allgemeinen Aussagen zur Steifigkeit dieser Verbundfugenausbildung, siehe Bild 6.42. Bis etwa

<sup>318</sup> Vgl. Aribert, J. M. & Abdel-Aziz, K. (1985)

<sup>319</sup> Vgl. Ollgaard, J. G. & Slutter, R. G. & Fisher, J. W. (1971)

<sup>320</sup> Vgl. Lebet, J. P. (1986)

<sup>321</sup> Vgl. Becker, J. (1997)

<sup>322</sup> Vgl. Zweigart, K. (2002)

<sup>323</sup> Vgl. Kürschner, K. (2003), Abschnitt 7

40% der Tragfähigkeit sind nur geringe Unterschiede in der Last-Schlupfcurve zu erkennen. Darüber hinaus zeigen sich die Referenzkörper ohne Kopfbolzen deutlich weicher und die maximale Tragfähigkeit wird bei einem viel größeren Schlupf als bei den Körpern mit Kopfbolzen erreicht. Bei genauer Betrachtung ist auch ein Unterschied der Steifigkeit der Körper mit einer Anordnung von Kopfbolzen auf beiden Stegseiten, Körper KBD1 bis KBD4, und der Körper mit einer einseitigen Anordnung, KBD5 und KBD6, festzustellen. Dies ist auch am Mittelwert des Schlupfs bei der Traglast aus Tabelle 6.10, auszumachen. Für die Körper mit beidseitiger Bolzenanordnung beträgt der Schlupf bei der Traglast im Mittel 9,1 mm und bei einer einseitigen Anordnung 11,0 mm. Eine Vergrößerung der Bolzenanzahl führt damit zu einer Erhöhung der Steifigkeit.

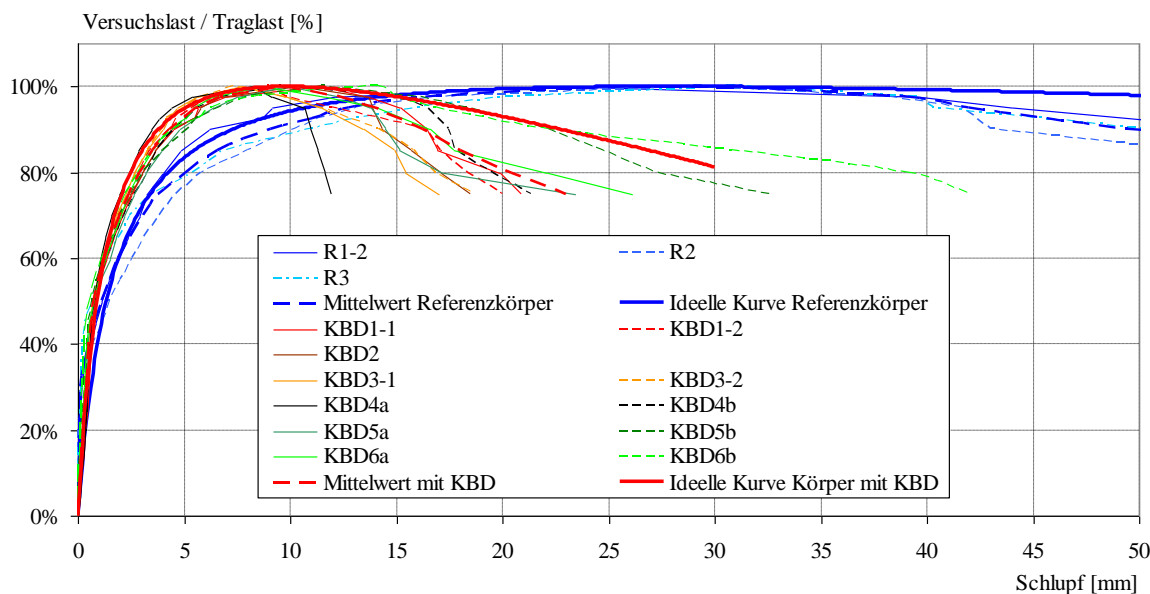


Bild 6.42: Auf die Tragfähigkeit normierte Last-Schlupfkurven der Versuchskörper

Da sich die Last-Verformungskurven der Referenzkörper und der Körper mit zusätzlichen Kopfbolzen signifikant unterscheiden, erfolgt die Bestimmung der typischen Kennlinie für diese beiden Typen unabhängig voneinander. Zuerst wurde aus den Versuchsergebnissen über den arithmetischen Mittelwert eine Mittelwertkurve bestimmt, siehe gestrichelte Linien in Bild 6.42. Anschließend wurde mit dem Funktionsansatz entsprechend Gleichung (6-7) zu den mittleren Last-Verformungskurven möglichst affine Kennlinien ermittelt, siehe Anhang C.1 und die durchgezogenen Kurven in Bild 6.42. Bei der Ermittlung der Kennlinien wurde darauf geachtet, dass der Unterschied zur Mittelwertlinie im Bereich des aufsteigenden Astes, dem Gebrauchslastbereich, gering ist. Das hatte allerdings zur Folge, dass mit dem Funktionsansatz von Becker trotz der tendenziellen Übereinstimmung zwischen den Mittelwertlinien und den Kennlinien sich im Bereich nach Überschreiten der Traglast nennenswerte Unterschiede in der Beanspruchbarkeit ergeben. Da dieser Bereich baupraktisch nicht von Bedeutung ist, wurde darauf verzichtet eine neue Kennlinie mit einem komplexeren Funktionsterm, die die Mittelwertwertlinie in diesem Bereich besser abbildet, zu bestimmen. Die Parameter a bis c der Näherungslösung entsprechend der Gleichung von Becker sind in der folgenden Tabelle aufgeführt.

Tabelle 6.12: Hilfsgrößen für die Verbundmittelkennlinien

Verbundmittel	Formvariablen			Schlupf bei Traglast $s_t$ [mm]	Anzahl Versuche [-]
	a [-]	b [-]	c [-]		
Randferne Kopfbolzen	12	1,6	10	2,5	-
Randnahe Kopfbolzen unter Längsschub, Randlage	9,59	2	7,59	5,7	22
Randnahe Kopfbolzen unter Längsschub, Mittellage	12,86	2	10,86	8,3	24
Randnahe Kopfbolzen unter Querschub	11,23	2	9,23	2,3	17
Trapezstegträger mit Kopfbolzen	9,08	2	7,08	9,8	11
Trapezstegträger, Referenzkörper	18,76	2	16,76	27,7	3

In Bild 6.43 sind die Kennlinien der randfernen Kopfbolzen, der randnahen Kopfbolzen unter Längs- und Querschub an ebenen Stegblechen sowie der Versuche mit trapezförmig gekanteten Stegen zusammengefasst.

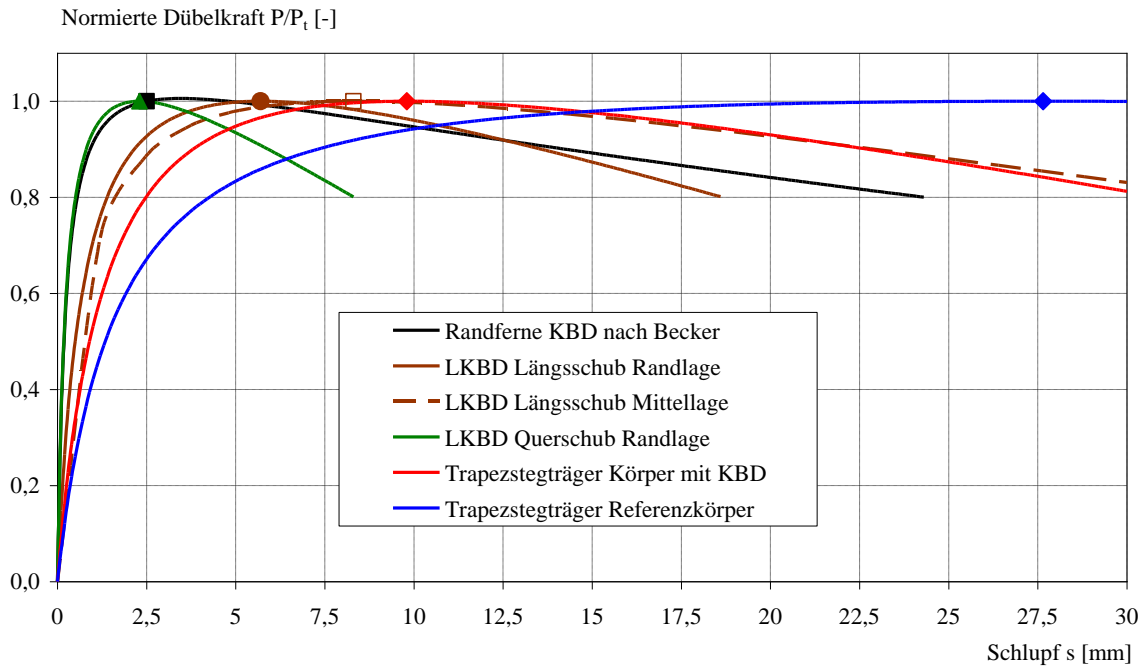


Bild 6.43: Bolzenkennlinien von randfernen und randnahen Kopfbolzen

Die Stellen des Schlupfs beim Erreichen der Traglast sind in dem Diagramm markiert. Eindeutig zu erkennen ist die hohe Flexibilität der Körper mit trapezförmig gekantetem Stahlsteg. Die Traglast, insbesondere der Referenzkörper, wird gegenüber einer Verbindung mit randfernen Kopfbolzen erst bei einer großen Verformung erreicht.

Mit der Tragfähigkeit von randnah ausgebildeten Kopfbolzen an ebenen Stegblechen unter Längsschub, siehe Gleichung (2-9), lässt sich eine erste Abschätzung der Anteile von Kopfbolzen und gekantetem Stegblech an der Gesamttragfähigkeit durchführen. Mit dem Mittelwert der Betondruckfestigkeit  $f_c$  der beiden Gurte der Versuchskörper nach Tabelle 6.10, dem in den Versuchen konstant gehaltenen effektiven Randabstand  $a_r'$ , dem konstanten Bolzendurchmesser von 19 mm, der Anordnung von zwei Bügeln je Bolzen ( $a/s = 2,0$ ), einer Mittellage ( $k_v = 1,14$ ) und einer Druckbeanspruchung der Platte ( $B_L = 1,06$ ) bestimmen sich die Tragfähigkeiten der Kopfbolzen an einem geraden Blech nach Tabelle 6.13

Tabelle 6.13: Anteilige Tragfähigkeiten

Körper	Mittlere Beton- druckfestigkeit der Gurte [MPa]	Mittlere Tragfähigkeit je Bolzen $P_{t,L}$ [kN]	Anzahl Bolzen je Kör- per n [Stück]	Rechnerische Tragfähigkeit der Bolzen je Körper $n P_{t,L}$ [kN]	Maximale Versuchslast der Körper $P_{e,L+cswl}$ [kN]	Steigerung der Trag- fähigkeit durch das Blech $P_{e,cswl} = P_{e,L+cswl}$ - $n P_{t,L}$ $P_{e,cswl}$ [kN]	Anteil des Blechs $P_{e,cswl} /$ $P_{e,L+cswl}$ [%]
KBD1-1	27,1	169,8	20	3.396,1	<b>4.789,5</b>	1.393,4	29
KBD1-2	28,9	174,2	20	3.484,6	<b>4.675,5</b>	1.190,9	25
KBD2	25,7	166,2	20	3.324,8	<b>4.806,0</b>	1.481,2	31
KBD3-1	30,7	178,5	16	2.855,9	<b>4.696,5</b>	1.840,6	39
KBD3-2	27,1	169,8	16	2.716,9	<b>4.741,5</b>	2.024,6	43
KBD4a	30,2	177,3	20	3.546,5	<b>4.866,5</b>	1.320,0	27
KBD4b	26,7	168,8	20	3.376,0	<b>4.652,0</b>	1.276,0	27
KBD5a	28,6	173,5	10	1.735,0	<b>4.157,0</b>	2.422,0	58
KBD5b	26,8	169,1	10	1.690,5	<b>3.869,0</b>	2.178,5	56
KBD6a	30,1	177,1	8	1.416,7	<b>4.310,5</b>	2.893,8	67
KBD6b	25,6	166,0	8	1.327,8	<b>3.497,0</b>	2.169,2	62
R1-2	27,9	-	0	-	<b>3.130,0</b>	3.130,0	100

Unter der Annahme einer vollständigen Mobilisierung der Tragfähigkeit der randnah ausgebildeten Kopfbolzen kann dieser Tabelle entnommen werden, dass der Anteil des trapezförmig gefalteten Bleches der Versuchskörper an der Tragfähigkeit stark variiert. Tendenziell ist eine Abnahme des Anteils des Blechs an der Gesamttragfähigkeit mit einer Zunahme der Kopfbolzenanzahl ersichtlich. Über die Bolzentragfähigkeit lässt sich durch eine quadratische Regression eine für die durchgeführten Versuche geltende Gleichung zur Ermittlung der Gesamttragfähigkeit aus der Bolzentragfähigkeit bestimmen, siehe Bild 6.44 und Gleichung (6-8).

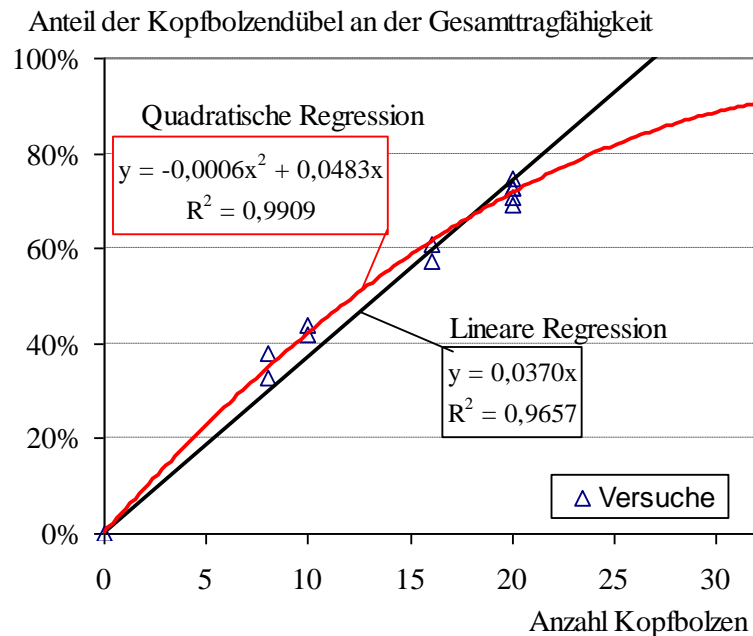


Bild 6.44: Anteil der Kopfbolzen an der Gesamttragfähigkeit eines Körpers

$$P_{e,L+cswl} = \frac{n \cdot P_{t,L}}{-0,0006 \cdot n^2 + 0,0483 \cdot n} \tag{6-8}$$

mit

$P_{e,L+cswl}$  Längsschubtragfähigkeit des Körpers

n Anzahl der Kopfbolzen

$P_{t,L}$  mittlere Längsschubtragfähigkeit eines Bolzens nach Gleichung (2-9)

Aus den Zusammenstellungen in Tabelle 6.10 und Tabelle 6.13 lassen sich weitere Schlüsse ziehen:

- Der Einfluss einer versetzten Anordnung oder einer direkt gegenüberliegenden Anordnung (Körper KBD1 und KBD2) der Kopfbolzen ist gering. Ein Blechversagen am Fußpunkt der Bolzen beim Körper KBD2 durch die große Stegblechbeanspruchung infolge der Anordnung von zwei Kopfbolzen direkt gegenüber, konnte nicht beobachtet werden.
- Eine Anordnung an den geraden Blechabschnitten (KBD1 und KBD2) führt zu ähnlichen Tragfähigkeiten wie eine Anordnung an den schrägen Blechabschnitten (KBD3). Da die Anzahl der Kopfbolzen bei den Körpern KBD3-1 und -2 geringer ist als bei den Körpern mit Kopfbolzen an den geraden Blechen, ist der Anteil des Blechs an der Tragfähigkeit bei den Körpern KBD3-1 und -2 höher.
- Die Länge der Kopfbolzen, die von 100 bis 200 mm variiert wurde (KBD4a, KBD4b und KBD1), hat einen untergeordneten Einfluss sowohl auf die Tragfähigkeit als auch auf das Last-Verformungsverhalten.
- Eine Anordnung der Bolzen auf einer Hochsicke (KBD5a) führt zu einer höheren Tragfähigkeit und einer etwas vergrößerten Steifigkeit als in bei einer Tiefsicke (KBD5b).
- Das Anbringen der Kopfbolzen schräg in Lastrichtung (KBD6a) führt zu einer viel höheren Tragfähigkeit und Steifigkeit als eine Anordnung schräg entgegen der Lastrichtung (KBD6b).
- Die Erhöhung der Anzahl der Kopfbolzen führt nicht nur zu einer höheren Tragfähigkeit, sondern auch zu einer größeren Steifigkeit.
- Geometrisch identische Versuchskörper (KBD1 bzw. KBD3, oder auch die hier nicht dargestellten, aber dreifach geprüften geometrischen Verhältnisse bei den Versuchskörpern mit Betondübeln) zeigen nur geringe Abweichungen in der Tragfähigkeit und stellen daher repräsentative Ergebnisse dar. Dies lässt den Schluss zu, dass es sich auch bei den jeweils nur einfach geprüften Körpern um repräsentative Versuchsergebnisse handelt.

Das *Last-Verformungsverhalten* aller Körper während der Versuche ähnelt sich sehr. In Bild Bild 6.45 sind die typischen Verformungen und Risse dargestellt. Das erste erkennbare Zeichen der Beanspruchung der Verbundfuge stellt die Ablösung des gekanteten Stegs vom Stahlbetongurt (1) dar. Ein vertikaler Riss (2) entwickelte sich bei allen Körpern, abgesehen von Körper R3 mit den dickeren Betongurten, ausgehend von der Aussparung am unteren Ende des Blechs nach oben, siehe Bild 6.47. Dieser verlängerte sich mit zunehmender Beanspruchung, erreichte aber nicht bei allen Körpern die Oberseite des Betongurts. Dieser Riss trat erstmals zwischen 25 und 40 % der späteren Traglast auf. Ebenso früh trat ein Riss an der Oberseite des Betongurts (2a) auf, der sich mit steigender Beanspruchung nach außen hin verlängerte, siehe Bild 6.46.

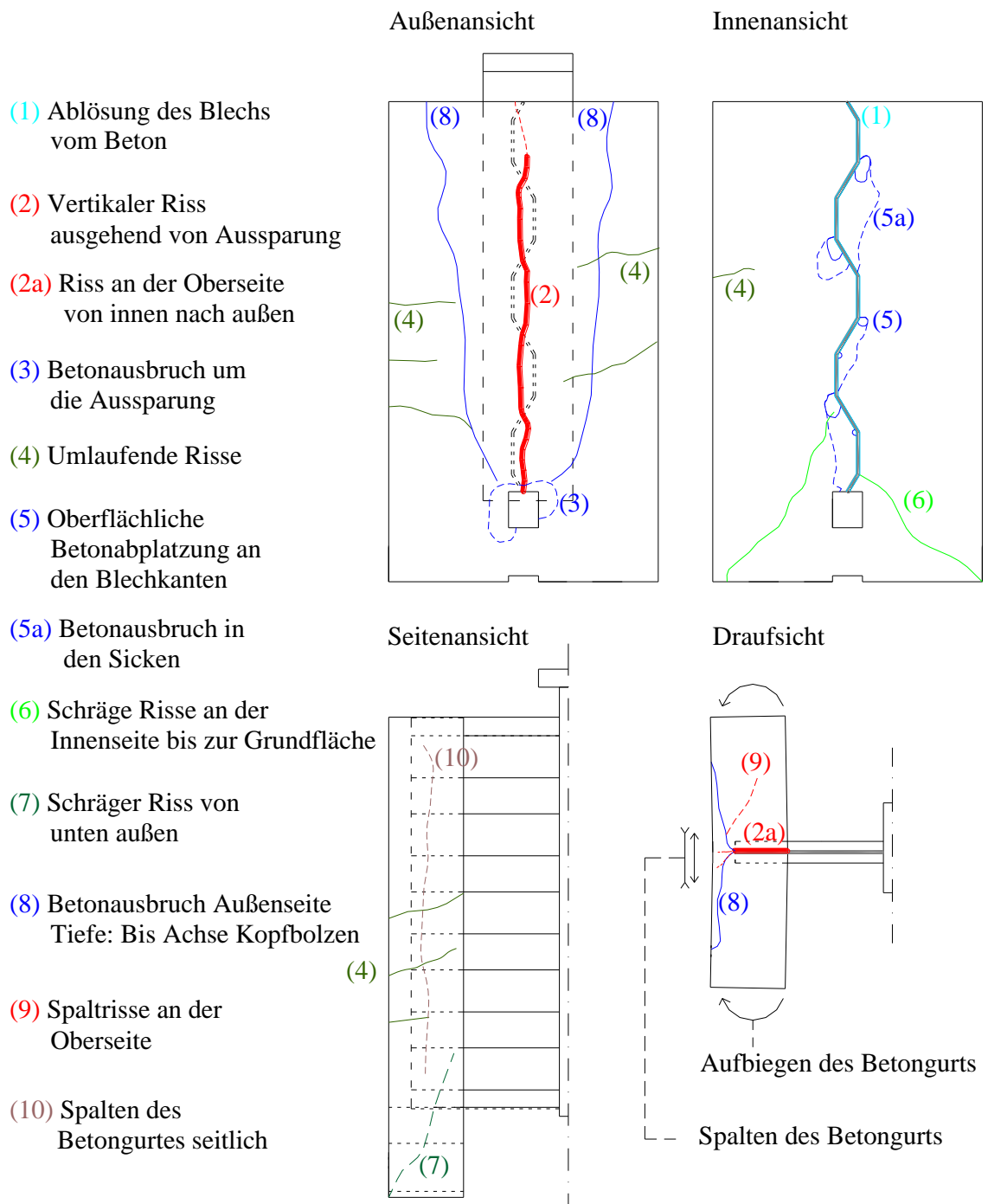


Bild 6.45: Typisches Versagen der Versuchskörper

Im aufsteigenden Ast der Last-Verformungskurve traten Risse und später auch ein Betonausbruch um die Aussparung (3) auf. Zwischen 35 und 50% der Tragfähigkeit sind umlaufende Risse (4) entstanden. Sie entwickelten sich ausgehend von den schmalen Seiten des Betongurtes auf der Außenseite zum Steg hin schräg nach unten. Kurz vor Erreichen der maximalen Last traten oberflächliche Betonabplatzungen an den Kanten des Steges (5) auf, siehe Bild 6.48. Diese erweiterten sich nach Überschreiten der Maximallast zu Betonausbrüchen (5a), die eine Tiefe von wenigen Zentimetern bis zur gesamten Einbindetiefe des gekanteten Steges erreichten, siehe Bild 6.50. Dies zeigt die hohe Beanspruchung des Betons gerade an den Kanten des Steges.

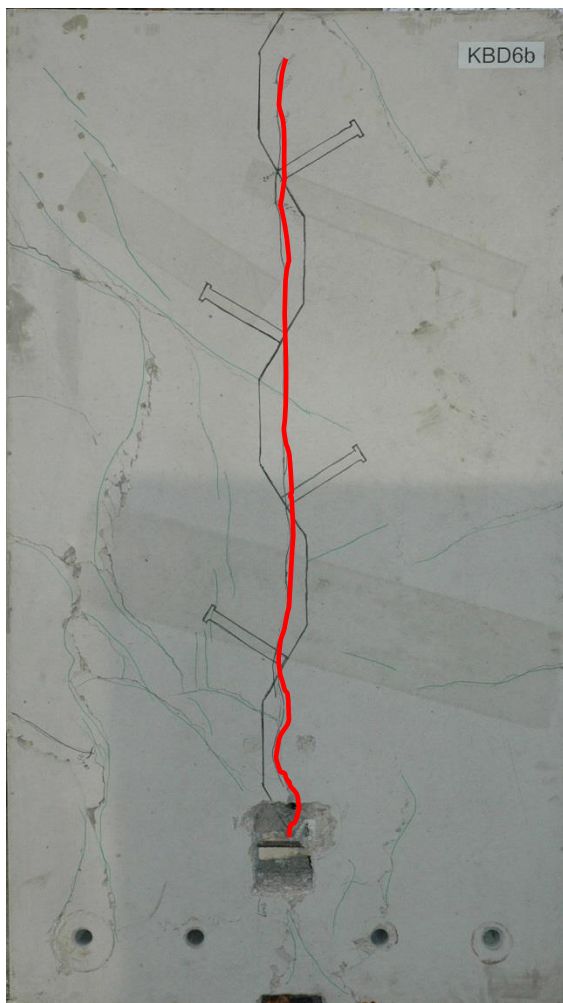


Bild 6.47: Vertikaler Riss (2) entlang des Bleches am Beispiel von Körper KBD6b (zur besseren Sichtbarkeit ROT nachgezeichnet)

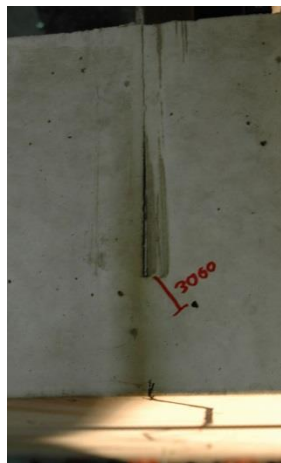


Bild 6.46: Riss an Oberseite (2a) am Beispiel von Körper KBD1-2



Bild 6.48: Oberflächliche Betonabplatzung (5) im Bereich der Kantung

Im abfallenden Ast der Last-Verformungskurve traten auf der Innenseite schräge Risse bis zur Aufstandfläche (6) und an der schmalen Seite der Gurte (7) auf.

Die vertikalen Risse auf den Außenseiten (2) entlang des Stahlstegs verkleinerten sich mit zunehmender Verformung wieder. Bei manchen Körpern mit Kopfbolzen konnte ein großflächiger Betonausbruch auf der Außenseite (8) beobachtet werden, siehe Bild 6.49 und Bild 6.51.



Bild 6.49: Risse (8) nach Versuchsende an der Oberseite von Körper KBD2



Aus diesem Verhalten lässt sich eine im Versuch ändernde Beanspruchung an der Außenseite des Betons in horizontaler Richtung ableiten. Anfangs zeigten die Risse (2) eine Zugbeanspruchung und später durch das Aufbiegen der Gurte mit dem Betonausbruch (8) eine Druckbeanspruchung. Mit einer zunehmenden Öffnung eines Betongurts verformte sich das gekantete Blech und schiebt sich durch den Gurt hindurch. Dies ist ebenfalls in Bild 6.51 zu erkennen.

Schmale Risse (9), (10), die auf ein Spalten in Dickenrichtung des Betongurts hindeuten, konnten bei einigen Körpern mit Kopfbolzen festgestellt werden.

Das Zerlegen der Körper nach den Versuchen bestätigte die sehr große Beanspruchung innerhalb der Sicken. Der Beton innerhalb der Sicken lies sich leicht lösen und gab damit die Möglichkeit, die Verformung der Kopfbolzen festzustellen. An den Körpern mit Kopfbolzen konnte bei einer Anordnung der Kopfbolzen an den *geraden* Blechabschnitten die typische Verformung der Kopfbolzen beobachtet werden, siehe Bild 6.52. Dagegen zeigen sich bei den Körpern mit Kopfbolzen an den *schrägen* Blechabschnitten geringere plastische Verformungen des Bolzenschafts, siehe Bild 6.53.

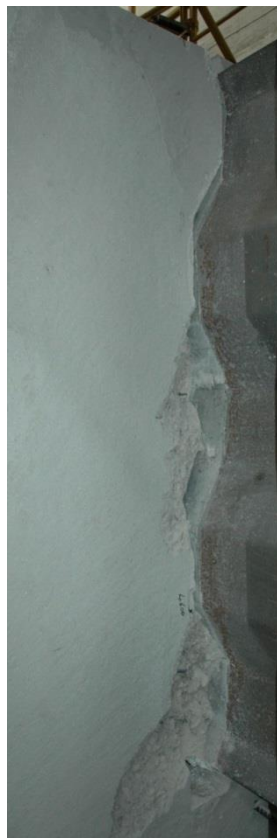


Bild 6.50: Betonausbruch (5a) innen in den Sicken des Trapezbleches bei Körper KBD3-2

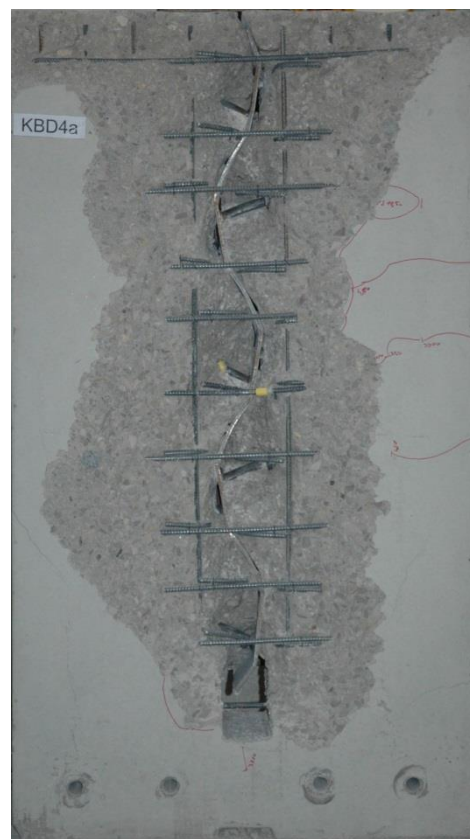


Bild 6.51: Betonausbruch (8) auf der Außenseite bei Körper KBD4a



Bild 6.52: Bolzenverformung am Körper KBD2      Bild 6.53: Bolzenverformung am Körper KBD3-1

### Auswertung der Wegmessungen

*Messung Schlupf (S1) bis (S4):*

Auf den Schlupf zwischen Stahlsteg und Betongurt wurde bereits in Bild 6.41 und Tabelle 6.13 eingegangen. Ergänzend kann festgestellt werden, dass die Schlupfwerte oben und unten bei allen Versuchen nahezu gleich sind. Außerdem unterscheiden sich die Schlupfwerte am Gurt 1 und 2 erst mit Beginn der ersten Anzeichen des Versagens, siehe Bild 6.54. Das lässt auf eine gleichmäßige Beanspruchung der beiden Gurte bis zur Traglast schließen.

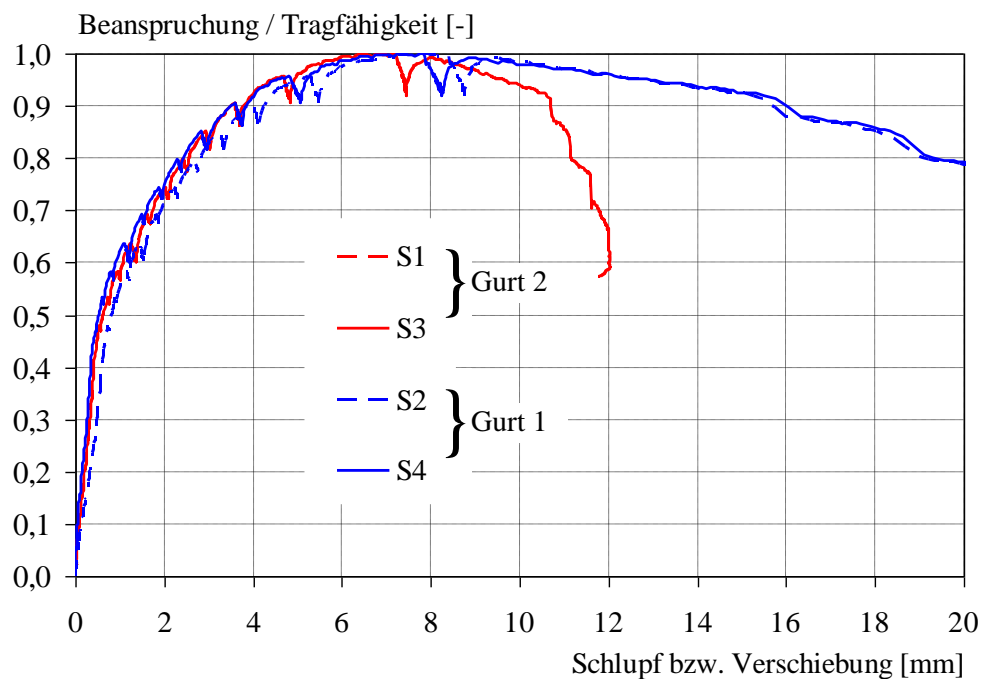


Bild 6.54: Schlupf an den Messstellen S1 bis S4 des Körpers KBD3-1

*Messung der Horizontal- und Vertikalverformung des Blechs (HS) und (VS):*

Der Schubmittelpunkt des trapezförmig gekanteten Stegs befand sich nicht in der Mittellinie. Daher wurde die Stahlmittelsteife exzentrisch angeordnet, siehe Abschnitt 6.4.2.2. Der Wegnehmer HS ermöglichte die Überprüfung einer Horizontalverformung und damit einer Verdrehung der Lasteinleitungssteife. Die Versuche zeigten eine Horizontalverschiebung von typischerweise 2 bis 3 mm bei der Traglast. Es traten sowohl positive als auch negative Verschiebungen auf. Zu Beginn bis etwa 50% der Tragfähigkeit waren die Verschiebungen oft sehr gering. Es ist daher zu vermuten, dass diese Verschiebung nicht aus einer exzentrischen Lasteinleitung resultiert, sondern durch andere Effekte, z.B. durch das lokale Versagen des Betongurtes und des Stegblechs im Bereich der Einbindung und der sich damit einstellenden horizontalen Verformung. Die exzentrische Anordnung der Lasteinleitungssteife hatte sich daher für diesen Versuchskörper als sinnvoll erwiesen.

Während der Versuche wurde neben dem Schlupf zwischen den Stahlbetongurten und dem Stahlsteg die Vertikalverschiebung der Lasteinleitungssteife aufgezeichnet. Die Lasteinleitungssteife zeigte bei gleicher Pressenkraft größere Verschiebungswerte als der Schlupf, siehe Bild 6.55. Dies ist durch eine Schubverformung des Stegs zwischen Lasteinleitungssteife und Betongurt zu erklären.

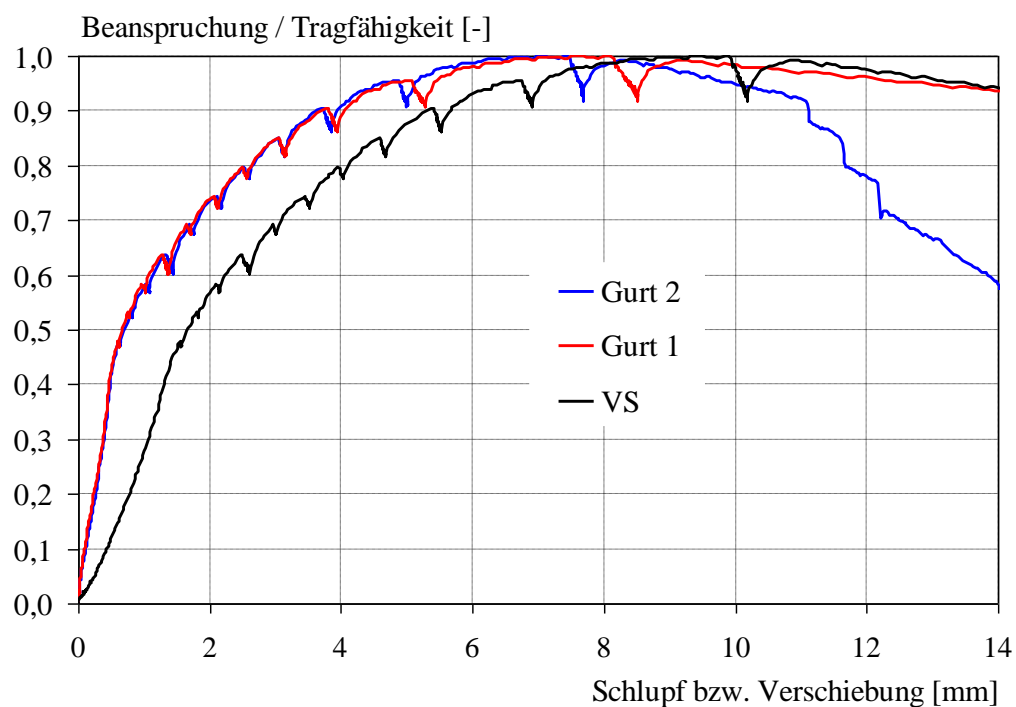


Bild 6.55: Verschiebung der Lasteinleitungssteife VS im Vergleich zum Schlupf am Beispiel von Körper KBD3-1

*Messung der Betongurtbiegung H1 bis H8 und V1 bis V8:*

Mit zunehmender Steigerung der Last war ein Aufbiegen des Betongurts zu erkennen. Eine starke Zunahme des Biegewinkels war generell nach Überschreiten der maximalen Tragfähigkeit zu beobachten. Das Bild 6.56 stellt die Öffnung bildlich dar und in Bild 6.57 ist beispielhaft der Verlauf des Öffnungswinkels  $\beta$  in Abhängigkeit von Last beim Körper KBD2 dargestellt.

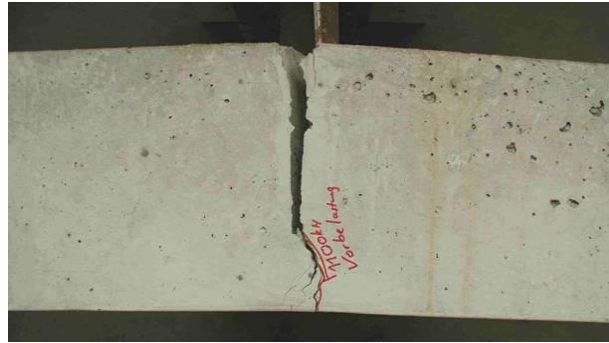


Bild 6.56: Aufbiegen des Betongurtes

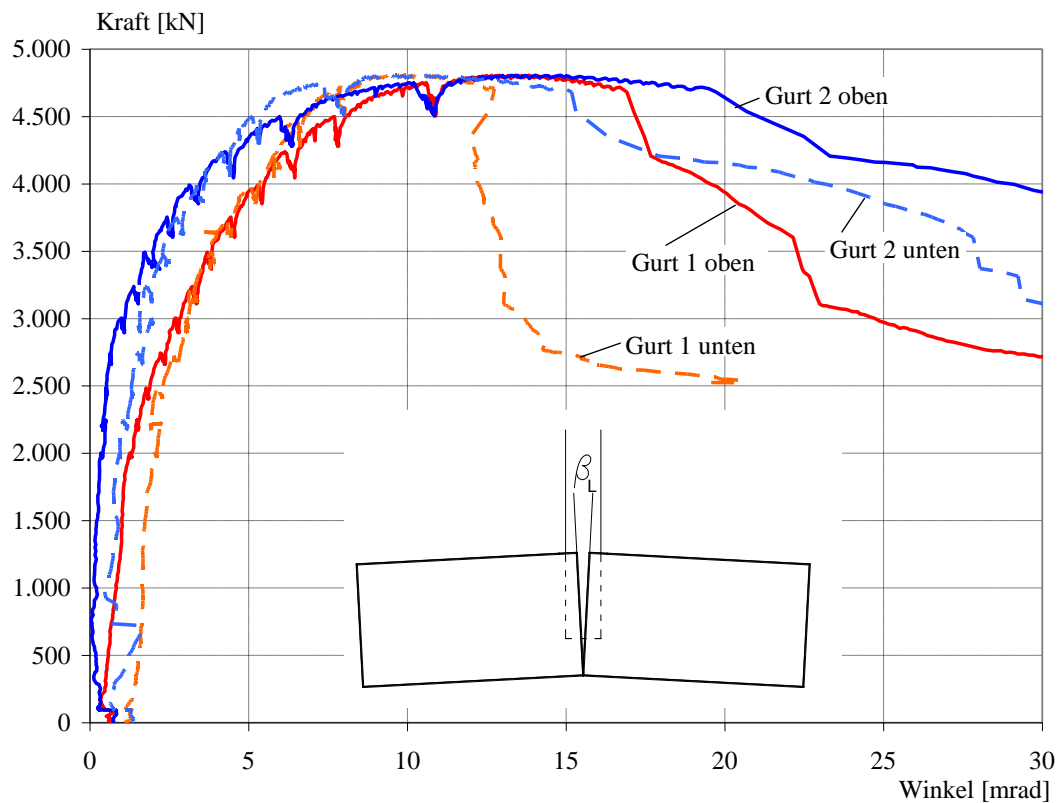


Bild 6.57: Öffnung des Betongurtes am Beispiel von Körper KBD2

In Tabelle 6.14 ist für alle Körper der Winkel  $\beta$  bei einer Last von 2,5 MN und bei der Traglast aufgeführt.

Die Werte für  $\beta$  sind bei den Referenzkörpern deutlich größer als bei den Versuchskörpern mit Kopfbolzen. Die Werte der Körper mit nur einer einseitigen Anordnung von Kopfbolzen an den Steg (KBD5 und KBD6) sind dabei geringfügig höher als die Werte der Körper mit einer beidseitigen Anordnung von Kopfbolzen an den Steg. Dies zeigt den positiven Einfluss von Kopfbolzen auf den Öffnungswinkel  $\beta$ . Bei der Traglast sind die Öffnungswinkel aller Körper an der Oberseite größer als im unteren Bereich. Dies lässt auf ein Tordieren der beiden Gurthälften neben dem Stegblech schließen. Außerdem macht dieser Sachverhalt die Einspannwirkung dieser beiden Hälften in den ununterbrochenen Gurt unterhalb des Stegblechs klar. Die beiden Gurte unterscheiden sich in den Maximalwerten von  $\beta$  nur geringfügig, so dass daraus wieder geschlossen werden kann, dass die Beanspruchung der beiden Gurte in der gleichen Größenordnung liegt.

Tabelle 6.14: Öffnungswinkel [mrad] bei 2,5 MN und der Traglast

Körper	Traglast [kN]	Gurt 1 oben		Gurt 1 unten		Gurt 2 oben		Gurt 2 unten	
		2,5 MN	Traglast	2,5 MN	Traglast	2,5 MN	Traglast	2,5 MN	Traglast
R1-2	3.130,0	7,9	25,1	4,5	18,2	7,0	30,4	4,2	20,3
R2	2.267,0	7,4 <sup>1)</sup>	29,6	5,0 <sup>1)</sup>	20,1	6,5 <sup>1)</sup>	34,9	7,5 <sup>1)</sup>	27,4
R3	2.664,0	24,5	42,1	20,0	30,6	30,2	42,6	22,9	35,2
KBD1-1	4.789,5	2,3	17,8	2,8	12,5	0	12,4	1,2	10,5
KBD1-2	4.675,5	2,6	14,6	2,5	10,4	1,3	10,1	0,6	4,9
KBD2	4.806,0	1,9	13,8	2,3	10,5	0,5	14,8	1,3	10,7
KBD3-1	4.696,5	0,8	9,6	0,1	6,8	0,1	9,6	1,4	8,3
KBD3-2	4.741,5	4,1	7,0	2,5	8,1	2,1	10,9	0	6,8
KBD4a	4.866,5	0,5	9,0	1,9	7,1	1,0	11,9	1,2	8,8
KBD4b	4.652,0	1,5	11,3	2,8	8,6	2,3	13,9	2,6	9,4
KBD5a	4.157,0	1,5	13,3	2,5	12,4	3,1	13,4	1,9	8,0
KBD5b	3.869,0	3,3	18,1	3,3	15,1	2,5	14,5	1,2	10,7
KBD6a	4.310,5	1,5	9,8	1,1	6,8	1,8	13,8	1,5	11,1
KBD6b	3.497,0	4,5	21,8	4,5	16,3	4,0	19,9	3,2	15,9

<sup>1)</sup> Werte bei 1,5 MN und Traglast, da Traglast < 2,5 MN

*Rissmessung am vertikalen Riss:*

An den vertikalen Rissen an den Gurtaußenseiten (Nummer (2) in Bild 6.45) wurden nach dem Auftreten der Risse Wegnehmer im Bereich der unteren Faltung angebracht. Daher konnte zwar nicht die maximale Rissöffnung festgestellt werden, aber es war dadurch möglich die Veränderung der Rissöffnung nach dem Auftreten des Risses festzuhalten.

Abgesehen vom Körper R3, der sich durch die größere Betongurtstärke von den anderen Versuchskörpern geometrisch unterscheidet, sind bei allen Versuchskörpern diese Risse aufgetreten. Typische Verläufe der Rissöffnung zeigt Bild 6.58. Mit steigender Traglast konnte im Allgemeinen eine Vergrößerung der Rissöffnung beobachtet werden. Nach dem Überschreiten der Traglast kam es teils zu einer weiteren Vergrößerung der Risse und teils, wie in diesem Fall, zu einer Verringerung der Rissöffnung. Auffällig ist außerdem, dass die Risse unten an der Ausparung beginnen und oft nicht die Oberkante der Versuchskörper erreichen.

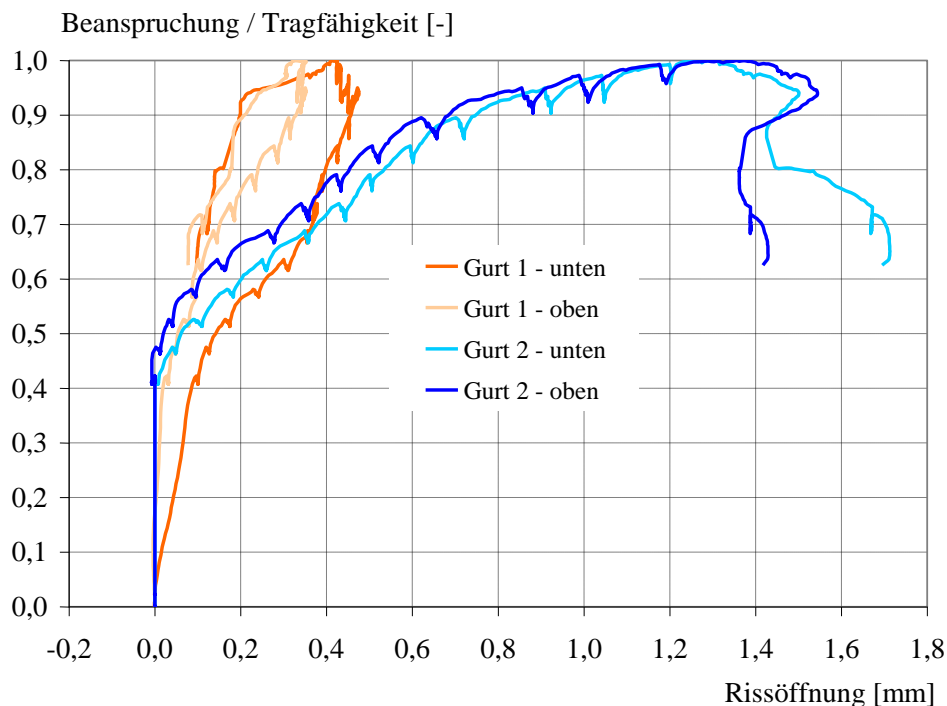


Bild 6.58: Öffnung der vertikalen Risse am Beispiel von Körper KBD3-2

Generell waren zwei Phänomene zu beobachten. Erstens führte eine Vertikalverformung des trapezförmigen Stegblechs zu einer horizontalen Kraft, die ein Spalten des Gurtes bewirkte. Dies erklärt die vertikalen Risse. Da im oberen Bereich nur ein Teil der Versuchslast eingeleitet wurde, waren dort die Horizontalkräfte geringer als im unteren Teil der Körper. Dadurch können die größeren Rissöffnungen im unteren Teil begründet werden. Zweitens führte die einseitige Einbindung des Stegblechs in den Betongurt zu einer Exzentrizität des horizontalen Zugbandes und damit zu einem Moment, das den Betongurt aufbiegt. Das Aufbiegen wurde zum einen durch die vorhandene Querbewehrung und zum anderen durch die Einspannung des Betongurts im Bereich des Stegs in den unteren, monolithischen Gurt verhindert. Diese Einspannung führte auch zu einer Torsionsbeanspruchung des Gurts links und rechts des Stegs. Das Biegemoment führte an der Gurtaußenseite zu einer Druckbeanspruchung und damit zu einer Verringerung der Rissöffnung.

Am Referenzkörper R3, an dem keine Vertikalrisse aufgetreten sind, führten die ungünstigeren Hebelarme zu einer Vergrößerung des öffnenden Biegemoments. Damit wurde die horizontale Zugkraft aus dem Spalten durch die Druckkraft aus dem Biegemoment an der Außenseite in diesem Fall überdrückt. Damit lässt sich erklären, dass bei diesem Körper auf der Außenseite keine vertikalen Risse (2) aufgetreten sind.

*Messung der Spreizung (Spr1) bis (Spr4):*

Die Messungen Spr1 bis Spr4 untermauern die Aussagen, die zur Betongurtbiegung gemacht wurden. Auf eine detaillierte Darstellung wird verzichtet.

*Messung des Spaltens (Sp1) bis (Sp4):*

Aus der Differenz der Wegmessung der Wegnehmer am Betongurt Sp1 und Sp2 bzw. Sp3 und Sp4, siehe Bild 6.36, lässt sich die Dickenänderung der Betongurte bestimmen.

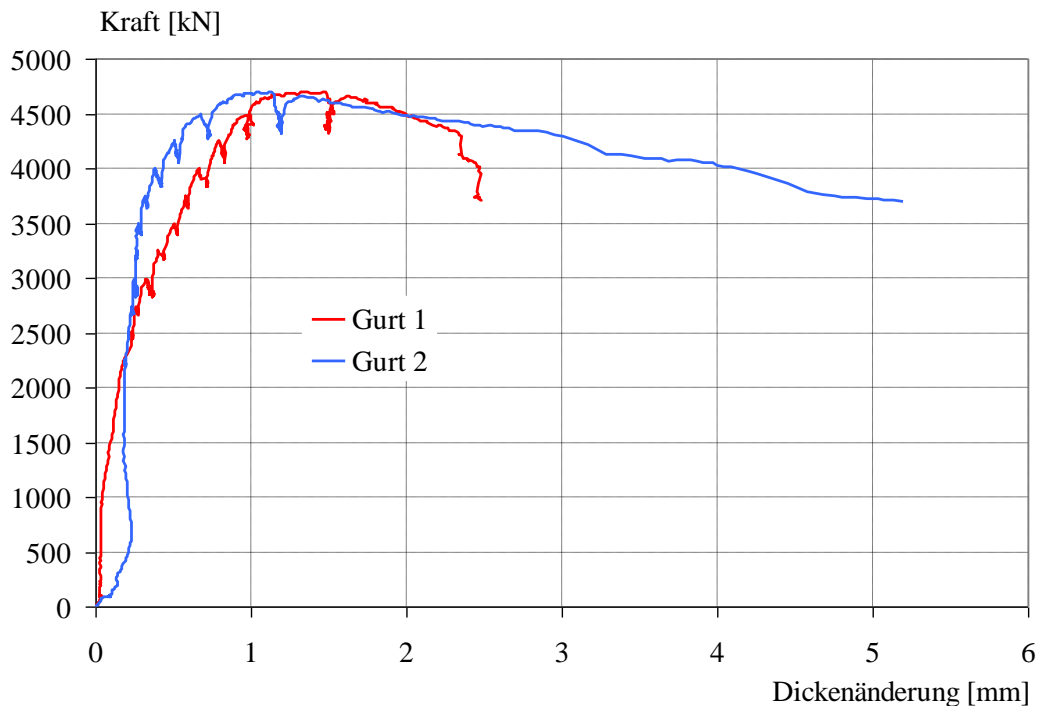


Bild 6.59: Dickenänderung der Betongurte am Beispiel von Körper KBD2

In Bild 6.59 ist ein repräsentativer Verlauf dargestellt. Bis etwa 70% der Traglast war die Dickenänderung gering. Darüber hinaus nahm die Dickenänderung stärker zu. Bei dem dargestellten Versuch kam es zum Abplatzen eines größeren Betonteils am Gurt 2 an der Außenseite. Dies lässt sich an der sehr großen Dickenzunahme am Gurt 2 erkennen.

### Auswertung der Dehnungsmessungen

#### Auswertung der Rosetten:

Eine systematische Zusammenstellung der Messungen am trapezförmig gekanteten Stegblech ist in Tabelle 6.15 aufgeführt. Die Lage der Rosetten wurde bereits in Bild 6.37 dargestellt.

Tabelle 6.15: Auswertung der Dehnmessrosetten am Stegblech

Versuch	Rosette	Fließen bei Traglast / Fließbeginn bei [kN]	Dehnung horizontal bei 2,5 MN / bei Traglast [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ]	Dehnung vertikal bei 2,5 MN / bei Traglast [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ]	Dehnung unter 45° bei 2,5 MN / Traglast [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ]	Hauptspannungsrichtung $\alpha_1$ bei 2,5 MN / Traglast [°]
R1-2	R2	Nein	-65 / -9	120 / 438	779 / 1.169	48 / 52
R2 <sup>1)</sup>	R2	Nein	-25 / 263	71 / 532	450 / 506	48 / 71
R3	R2	Nein	261 / 486	456 / 931	806 / 1.223	51 / 57
	R8	Nein	114 / 379	308 / 810	713 / 1.215	51 / 55
KBD1-1	R2	Ja / 4.030	57 / 303	-7 / 4	771 / 5.158	44 / 44
	R8	Ja / 3.690	73 / 295	102 / 1.193	962 / 8.888	45 / 47
KBD1-2	R1	Nein	-364 / -1.081	90 / -391	613 / 597	53 / 52
	R2	Ja / 3.700	-40 / -262	76 / 586	856 / 4.612	47 / 48
	R3	Nein	266 / 604	-46 / -254	696 / 1.231	38 / 34
	R8	Ja / 3.690	108 / 64	20 / -39	941 / 4.493	44 / 45
KBD2	R2	Ja / 4.200	104 / 542	-36 / 113	742 / 4.005	42 / 43
KBD3-1	R2	Ja / 3.740	44 / -35	63 / 562	920 / 4.138	45 / 47
	R8	Ja / 3.600	1 / 18	42 / 433	950 / 4.563	46 / 46
KBD3-2	R2	Ja / 3.670	162 / 213	31 / 625	855 / 4.501	43 / 46
	R8	Ja / -- <sup>2)</sup>	78 / -42	51 / 717	938 / 7.556	47 / 47
KBD4a	R1	Nein	-349 / -918	132 / -264	589 / 542	55 / 53
	R2	Ja / 3.840	48 / 194	-40 / -19	845 / 4.303	44 / 44
	R3	Nein	144 / 725	6 / 190	690 / 1.202	42 / 32
	R4	Ja / 3.550	9 / 39	-47 / -17	868 / 5.426	44 / 45
	R5	Ja / 3.930	13 / -158	39 / 553	837 / 4.573	45 / 47
	R6	Ja / 4.200	5 / -34	-175 / -1084	697 / 1.040	42 / 36
	R7	Ja / 4.450	-30 / 135	19 / -197	740 / 1.646	46 / 42
	R8	Ja / 3.860	59 / 243	32 / 423	866 / 5.574	45 / 45
KBD4b	R2	Ja / 3.800	30 / -49	79 / 470	889 / 3.837	46 / 47
	R8	Ja / 3.770	39 / 316	65 / 322	894 / 4.358	45 / 45
KBD5a	R2	Ja / 3.410	74 / 106	41 / 376	1.038 / 3.504	45 / 46
	R8	Ja / 3.930	46 / 101	-11 / 151	802 / 1.727	44 / 45
KBD5b	R2	Ja / 3.860	34 / 131	48 / 322	846 / 1.649	45 / 47
	R8	Ja / 3.820	21 / 75	101 / 368	916 / 1.648	46 / 48
KBD6a	R2	Ja / 3.740	-49 / 31	21 / 356	905 / 2.274	46 / 47
	R8	Ja / 3.830	230 / 367	-100 / 22	892 / 2.269	39 / 43
KBD6b	R1	Nein	-375 / -536	116 / -53	452 / 277	56 / 56
	R2	Nein	8 / 94	78 / 396	902 / 1.373	46 / 49
	R3	Nein	218 / 451	-4 / 478	624 / 625	39 / 30
	R8	Nein	132 / 297	5 / 270	878 / 1.424	43 / 45

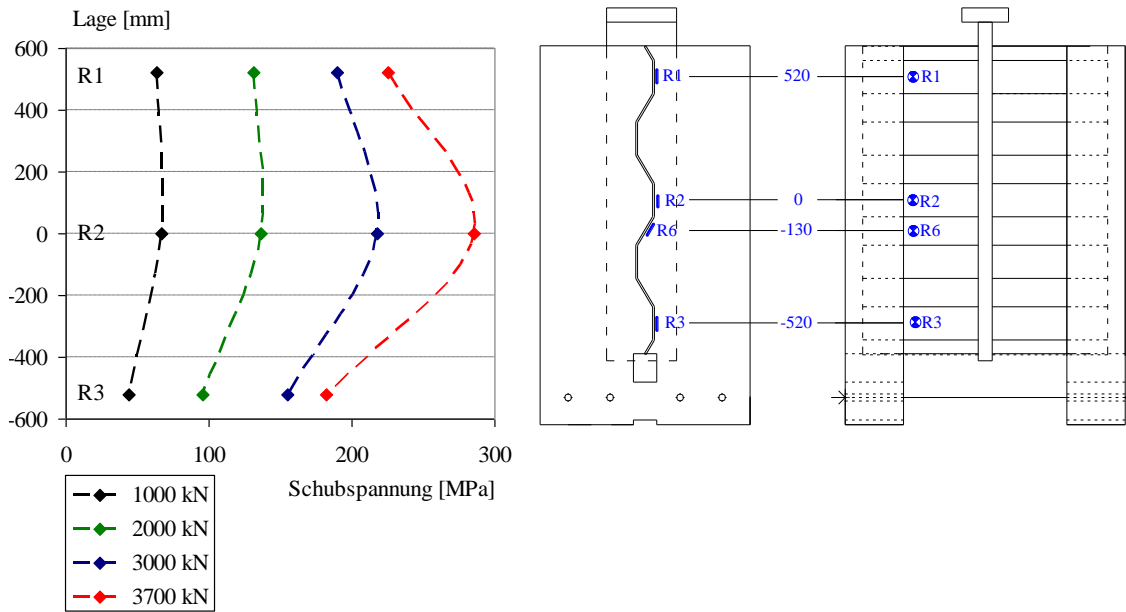
<sup>1)</sup> Werte bei 1,5 MN und Traglast, da Traglast < 2,5 MN

<sup>2)</sup> nicht auswertbar

Aus der Tabelle ist zu erkennen, dass zahlreiche Messungen Dehnungen am Stegblech über die Fließgrenze hinaus anzeigten. Im Bereich der Traglast plastizierte daher das Stegblech vieler Versuchskörper. Die Dehnungsmessungen auf halber Höhe des Stegs (R2, R5 und R8) zeigten sowohl bei 2,5 MN als auch bei der Traglast durchgängig bei allen Versuchskörpern eine Hauptspannungsrichtung von etwa 45°. In diesem Bereich kann daher von einer nahezu reinen

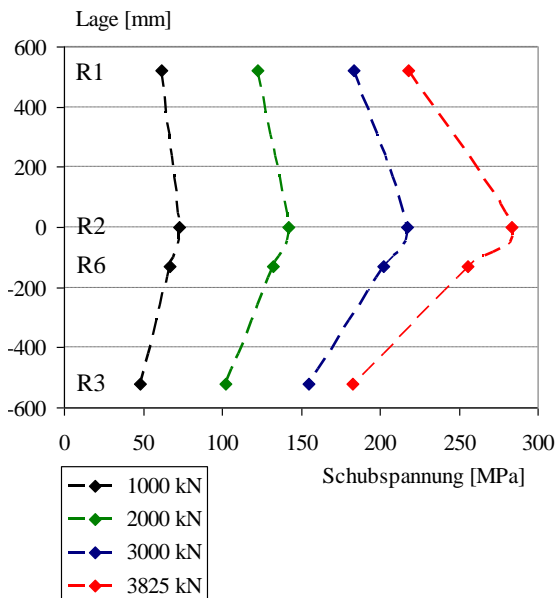
Schubbeanspruchung ausgegangen werden. Die Messungen am oberen Ende (R1) und unteren Ende (R3) weichen davon ab. Die oberen Rosetten (R1) zeigen Werte um  $55^\circ$  und die untere Rosetten (R3) Werte um  $35^\circ$ . In diesen Bereichen traten daher auch nennenswerte Normalspannungen auf. Die obere Messung zeigt vorwiegend horizontale Druckdehnungen und die untere horizontale Zugdehnungen. Das Stabwerkmodell in Bild 6.38 wird dadurch bestätigt.

In Bild 6.60 ist die aus den Messungen der übereinander liegenden Rosetten R1 bis R3 ermittelte Schubspannung für die Körper KBD1-2 und KBD6b bei verschiedenen Laststufen abgebildet.

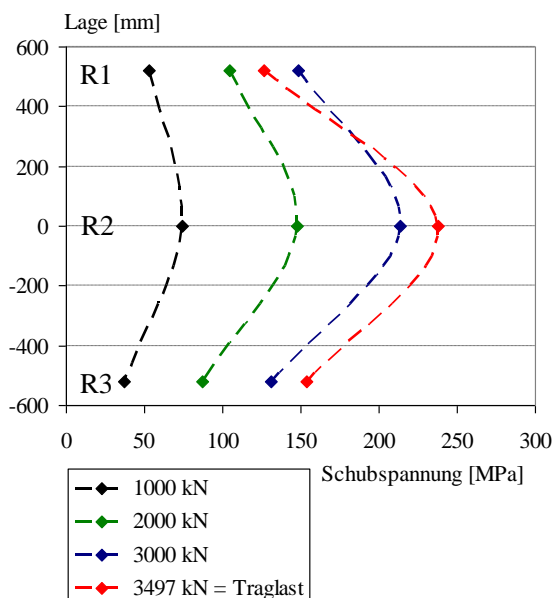


a) Körper KBD1-2

b) Höhenlage der Messung



c) Körper KBD4a



d) Körper KBD6b

Bild 6.60: Schubbeanspruchung entlang der Verbundfuge bei unterschiedlichen Laststufen



Für den Körper KBD4a konnte zusätzlich die Messung R6 herangezogen werden. Während beim Körper KBD6b wegen der stets elastischen Beanspruchung des Stegs die Auswertung bis zur Traglast erfolgen konnte, wurde bei den anderen Körpern die Auswertung nur bis zur Last beim Beginn des Fließens gemacht.

Zum einen ist zu erkennen, dass bei den niedrigen Laststufen ein linearer Zusammenhang zwischen der Einwirkung und der Schubspannung vorliegt. Erst im Bereich der Traglast bei KBD6b kommt es zu einer Abweichung. Zum anderen ist eine über die Höhe veränderliche Schubbeanspruchung zu beobachten. Die größte Beanspruchung wurde in der Mitte an der Rosette R2 gemessen. Oben an Rosette R1 nimmt die Schubbeanspruchung ab. Die geringste Beanspruchung besteht am unteren Ende an der Rosette R3. Es handelt sich damit nicht um eine kontinuierliche Lastabtragung entlang der Verbundfuge.

Die Rosetten R2 und R8 wurden in gleicher Lage, jedoch an den unterschiedlichen Gurten eines Körpers appliziert. Sie lassen daher einen Vergleich der Beanspruchung der beiden Gurte zu, siehe Tabelle 6.16.

Tabelle 6.16: Schubbeanspruchung [MPa] von Gurt 1 und Gurt 2

Körper	Rosette R2 (Gurt 2)		Rosette R8 (Gurt1)		Unterschied bei 2 MN [%]
	1 MN	2MN	1 MN	2 MN	
R3	64,7	129,0	43,3	106,5	21
KBD1-1	58,4	121,4	72,9	146,7	21
KBD1-2	66,9	136,3	73,7	146,1	7
KBD3-1	70,2	142,0	81,0	155,6	10
KBD3-2	71,3	141,7	86,5	159,1	12
KBD4a	73,0	142,3	69,6	136,9	4
KBD4b	67,0	136,3	69,9	137,8	1
KBD5a	82,9	163,6	62,5	127,8	28
KBD5b	66,6	133,3	71,7	141,4	6
KBD6a	81,3	155,3	66,5	136,6	14
KBD6b	72,5	145,7	66,1	134,1	9

Aus der Tabelle lässt sich für die gewählten Laststufen ein linearer Zusammenhang zwischen Einwirkung und Schubbeanspruchung erkennen. Zwischen den beiden Gurten zeigen sich teilweise geringe Unterschiede in der Schubbeanspruchung, siehe z.B. Körper KBD4a und b. Teilweise zeigen sich aber auch erhebliche Unterschiede, siehe z.B. Körper KBD1-1 oder KBD5a. Durch die eingebaute Kalotte zwischen Versuchskörper und hydraulischer Presse lässt sich dieser Unterschied nicht auf die Versuchseinrichtung zurückführen. An dieser Stelle wird daher vermutet, dass sich die Unterschiede aus unterschiedlichen Steifigkeiten der beiden Gurte, z.B. durch unterschiedliche Betonfestigkeiten der beiden Gurte oder durch eine frühzeitige Rissbildung eines Gurtes ergeben.

Beim Körper KBD4a wurde direkt auf der Rückseite von der Dehnmessrosette R2 die Rosette R4 angebracht. Damit konnte die Beanspruchung über die Blechdicke beurteilt werden. In Bild 6.61 ist die Vergleichsspannung bis zu einer Last, bei der Fließen beobachtet wurde, dargestellt.

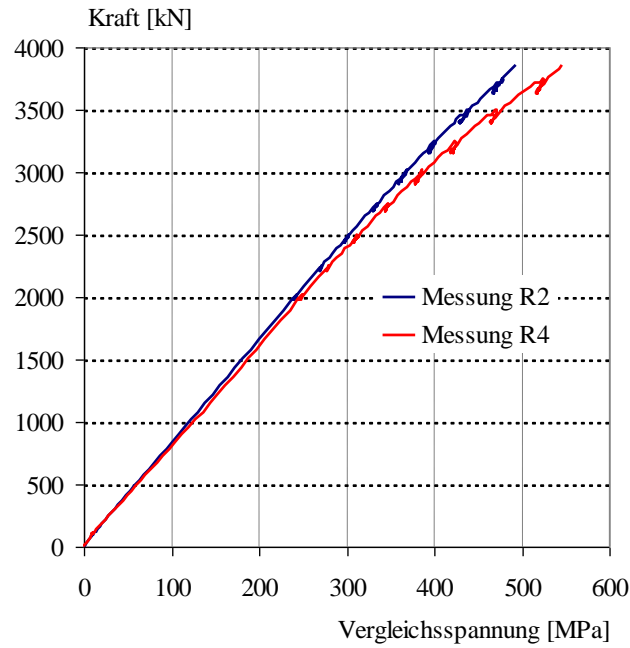


Bild 6.61: Vergleichsspannung der Messstellen R2 und R4

Über einen großen Bereich waren die Beanspruchungen auf den gegenüberliegenden Oberflächen des Stegblechs nahezu identisch. Erst im oberen Lastbereich kam es zu nennenswert unterschiedlichen Werten. Bei diesen hohen Beanspruchungen kam es auch zu plastischen Verformungen des Stegblechs, so dass die zunehmend unterschiedlichen Werte auf eine Biegebeanspruchung in Blechdickenrichtung zurückgeführt werden können.

Um zu beurteilen, ob die Messstellen nahe am Betongurt repräsentative Werte liefern oder ob es sich hier noch um den Übergangsbereich mit lokalen Effekten handelt, wurden am Körper KBD4a die Messstellen R5 und R7 weiter entfernt vom Betongurt angebracht, siehe Bild 6.37. Während sich die Messstellen R2 und R6 an einem senkrechten Blechabschnitt befanden, sind die Stellen R5 und R7 an einem schrägen Abschnitt angebracht worden.

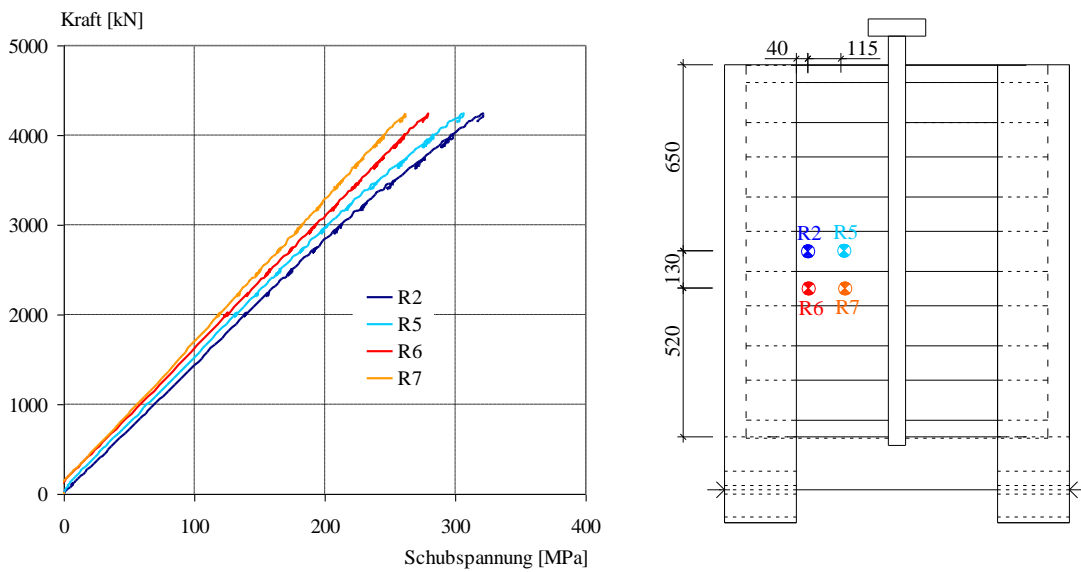


Bild 6.62: Schubspannung an den Messstellen R2, R5, R6 und R7

Die inneren Messstellen R5 und R7 zeigten nur geringfügig kleinere Schubspannungen als die äußeren Messstellen R2 und R6. Die Messstellen R2 und R6 befanden sich somit außerhalb des Störbereichs und die Auswertung ist repräsentativ. Die Messstellen am schrägen Blechabschnitt R6 und R7 wiesen gegenüber den Messstellen an den vertikalen Blechabschnitten R2 und R5 etwas geringere Schubspannungen auf. Dieser Sachverhalt kann auf die unterschiedliche Beanspruchung über die Länge der Verbundfuge, siehe Bild 6.60, zurückgeführt werden.

*Messung der Horizontaldehnung am Blech (D1) und der Zugstange (D2):*

Der Dehnmessstreifen D1 am Körper R1-2 zeigten mit zunehmender Pressenkraft eine sich vergrößernde Druckdehnung, die bis in den Fließbereich des Stahls führt. In der Tat konnten bei allen Versuchen lokal begrenzte plastische Verformungen an der Oberseite des Stegs nahe der Mittelsteife beobachtet werden. Die Messungen an den Stahlstäben D2 weisen auf eine Zugbeanspruchung hin. Die gemessenen Dehnungen lassen auf eine Zugkraft je Stange von 4 bis 8 kN bei der Traglast der Versuche schließen. Nach Überschreiten der Traglast vergrößerte sich die Zugkraft je nach Versuch auf Werte zwischen 15 und 30 kN. Zusätzlich zu den Stangen ist die Abtragung einer Horizontalkraft durch Reibung zwischen den Betongurten und der Aufstandsfläche möglich, die jedoch nicht zu bestimmen war. Dadurch konnte die Kraft, die die Betongurte auseinanderdrückt, nicht quantifiziert werden. Festgehalten werden kann jedoch die Wirkrichtung der Kräfte: An der Aufstandsfläche werden die Gurte auseinandergezogen und an der Oberseite zusammengedrückt. Dies stimmt mit dem Stabwerkmodell in Bild 6.38 überein.

*Messung der Bügelbeanspruchung (Bü1) bis (Bü4):*

Bei allen Versuchskörpern fließt die Bewehrung im Bereich der Messstellen Bü1 und Bü2 bereits vor Erreichen der Tragfähigkeit, siehe Bild 6.63. Der Widerstand, der das Aufbiegen verhindert, wird dadurch an dieser Stelle begrenzt.

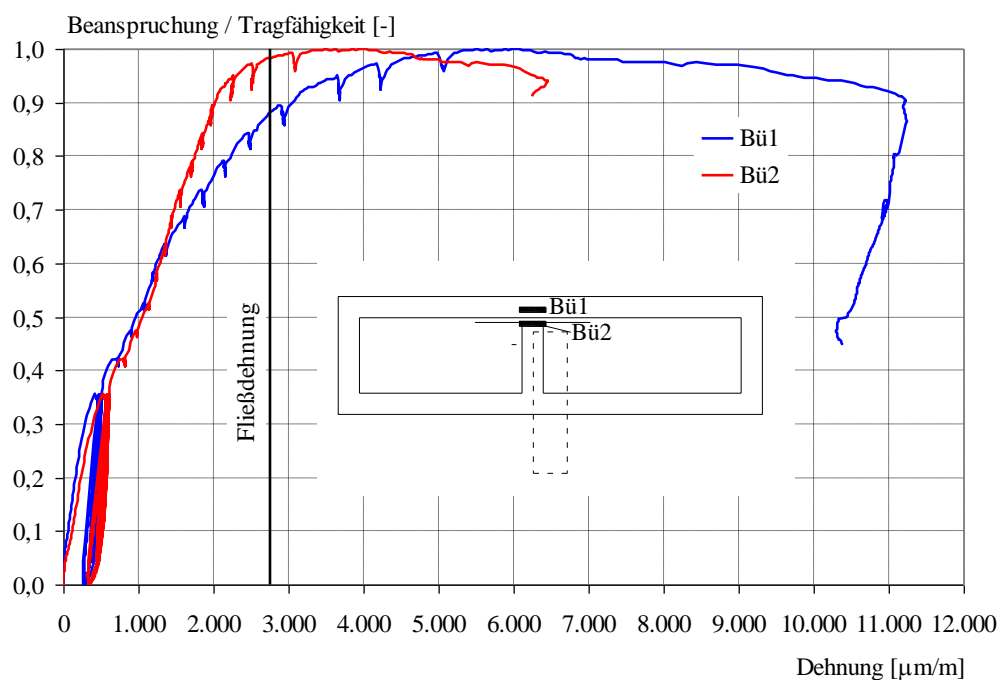


Bild 6.63: Bügeldehnungen Bü1 und Bü2 am Beispiel von Körper KBD3-2

Aus den Untersuchungen zum Längsschub von randnah ausgebildeten Kopfbolzen an ebenen Stegblechen ist bekannt, dass durch diese Bolzenanordnung ein Spalten des Betongurts ausgelöst wird, siehe Bild 2.7. Die Messstellen Bü3 und Bü4 gaben Aufschluss über die Beanspru-

chung des Bügels in Dickenrichtung des Betongurts. Die Bügel mit den Dehnmessstreifen wurden unterhalb des mittleren geraden Blechabschnitts angeordnet, siehe Bild 6.64. Bei einigen Versuchskörpern befand sich direkt darüber an diesem geraden Blechabschnitt ein Kopfbolzen. Bei anderen Körpern war der nächste darüberliegende Kopfbolzen erst oberhalb des nächsten Bügels am schrägen Blechabschnitt angeordnet.

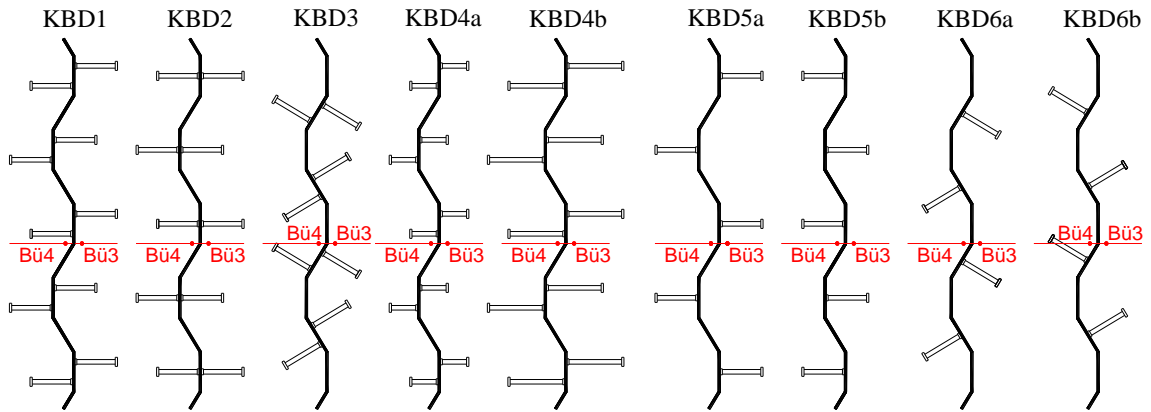


Bild 6.64: Anordnung der Dehnmessstreifen Bü3 und Bü4

Die Tabelle 6.17 stellt eine Auswertung der Dehnungen bei einer Pressenkraft von 2,5 MN und bei der Traglast dar. Außerdem ist in Bild 6.65 ein typischer Last-Dehnungsverlauf dargestellt.

Tabelle 6.17: Dehnungen Bü3 und Bü4

Versuchskörper	Messstelle Bü3 (Hochsicke)			Messstelle Bü4 (Tiefsicke)		
	Bolzen am geraden Blechabschnitt oberhalb vorhanden	Dehnung bei 2,5 MN Pressenkraft [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ]	Dehnung bei Traglast [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ]	Bolzen am geraden Blechabschnitt oberhalb vorhanden	Dehnung bei 2,5 MN Pressenkraft [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ]	Dehnung bei Traglast [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ]
KBD1-1	Ja	105	745	Ja	430	10.900
KBD1-2	Ja	65	290	Ja	-- <sup>1)</sup>	-- <sup>1)</sup>
KBD2	Ja	200	1.070	Ja	220	5.715
KBD3-1	Nein	45	430	Nein	45	740
KBD3-2	Nein	25	155	Nein	-- <sup>1)</sup>	-- <sup>1)</sup>
KBD4a	Ja	100	720	Ja	450	14.000
KBD4b	Ja	-- <sup>1)</sup>	-- <sup>1)</sup>	Ja	310	7.270
KBD5a	Ja	-- <sup>1)</sup>	-- <sup>1)</sup>	Nein	85	475
KBD5b	Nein	45	155	Ja	410	2.910
KBD6a	Nein	70	350	Nein	110	660
KBD6b	Nein	50	310	Nein	90	620

<sup>1)</sup> Dehnmessstreifen ausgefallen

Die Dehnungen in der Tiefsicke (Bü4) sind größer als in der Hochsicke (Bü3). Dies gilt sowohl für den Fall eines vorhandenen Kopfbolzens am darüberliegenden geraden Blechabschnitt als auch für den Fall des nächsten Kopfbolzens am nächsten schrägen Blechabschnitt. Die Dehnungen in der Hochsicke blieben alle im elastischen Bereich ( $\leq 2.800 \mu\text{m}/\text{m}$ ). Die Dehnungen in der Tiefsicke ohne einen direkt darüberliegenden Kopfbolzen blieben ebenfalls im elastischen Bereich. Dagegen kam es zum Fließen der Bewehrung in der Tiefsicke mit einem direkt darüberliegenden Kopfbolzen.

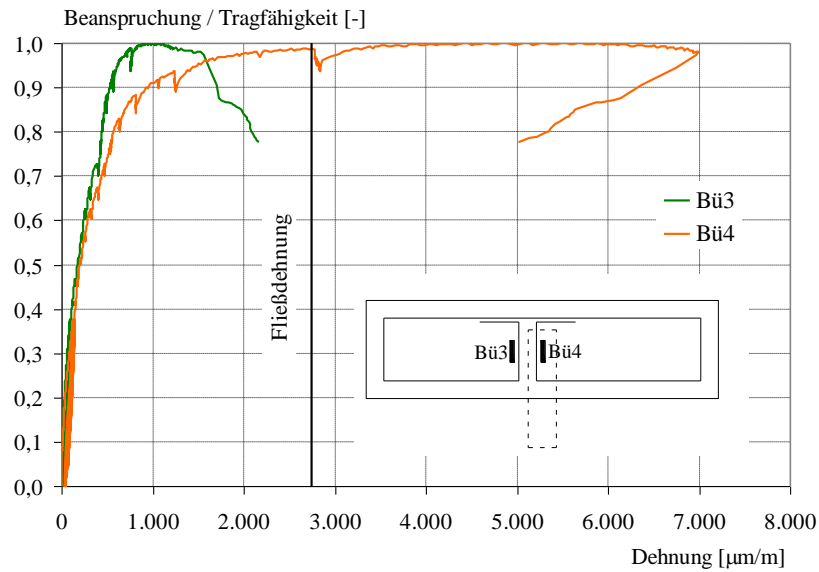


Bild 6.65: Bügeldehnungen Bü3 und Bü4 am Beispiel von Körper KBD2

Folgende Schlüsse lassen sich ziehen:

- Auch *ohne* einen direkt darüber liegenden Kopfbolzen tritt eine Zugbeanspruchung in Dickenrichtung auf.
- *Mit* einem direkt darüber liegenden Kopfbolzen erhöht sich die Zugbeanspruchung in Dickenrichtung sehr.
- Die Zugbeanspruchung in Dickenrichtung ist in der Tiefsicke höher als in der Hochsicke.

*Messung der Bügelbeanspruchung Bü10 bis Bü15:*

Diese Messungen gaben Aufschluss über die Beanspruchung des zusammenhängenden Betongurts unterhalb des Stegblechs. Messungen Bü10 und Bü12 auf der Gurtinnenseite zeigten die größten Dehnungen. Die Messung Bü14 auf der Außenseite in der Mitte hatten eine etwas geringere und die Messungen Bü13 und Bü15 die geringsten Zugdehnungen. Die Messung Bü11 war ausgefallen.

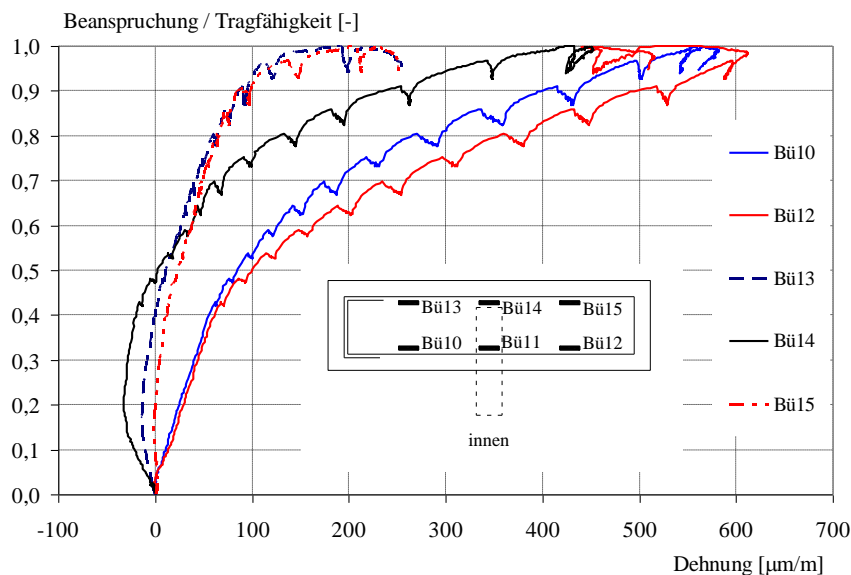


Bild 6.66: Dehnungsmessungen am Fußpunkt von Körper KBD4b

Daraus lässt sich ableiten, dass auch in diesem Bereich der Gurt nach links und rechts gespalten wird und zum anderen eine entgegengesetzte Verdrehung des linken und des rechten Gurtteils stattfindet. Die Beanspruchung ist im Bereich der Verbundfuge am größten. Das Aufbiegen wird in diesem unteren Bereich durch die vorhandene Bewehrung und durch die Reibung an der Unterseite des Körpers behindert.

*Messung der Kopfbolzenbeanspruchung K1 bis K4:*

Über die Dehnungsmessungen an den Kopfbolzen, siehe Bild 6.40, konnte die Normalbeanspruchung im Bolzenschaft bestimmt werden.

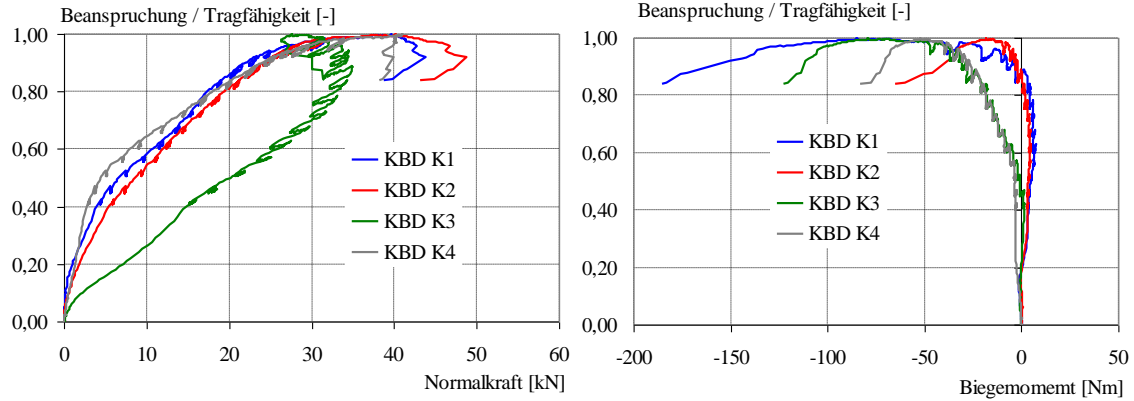


Bild 6.67: Schnittgrößen an den Messstellen der Kopfbolzen bei Körper KBD1-1

Die Tabelle 6.18 und die Tabelle 6.19 enthalten Angaben zur Normalkraft bei einer Pressenkraft von 2,5 MN und bei der Traglast der Versuchskörper.

Tabelle 6.18: Normalkräfte K1 und K2

Versuchskörper	Messstelle K1			Messstelle K2		
	Normalkraft bei 2,5 MN Pressenkraft [kN]	Normalkraft bei Traglast [kN]	Verhältnis Normalkraft bei Traglast / plastischer Normalkraft [-]	Normalkraft bei 2,5 MN Pressenkraft [kN]	Normalkraft bei Traglast [kN]	Verhältnis Normalkraft bei Traglast / plastischer Normalkraft [-]
KBD1-1	8	40	0,37	10	40	0,37
KBD1-2		-- <sup>1)</sup>		19	44	0,40
KBD2	8	40	0,37		-- <sup>2)</sup>	
KBD3-1		-- <sup>2)</sup>		26	40	0,37
KBD3-2	13	34	0,31	27	38	0,35
KBD4a	15	46	0,36	25	41	0,32
KBD4b	14	51	0,36	27	40	0,28
KBD5a	35	64	0,59		-- <sup>1)</sup>	
KBD5b	36	63	0,58		-- <sup>1)</sup>	
KBD6a	35	55	0,50	36	64	0,59
KBD6b	30	61	0,56		-- <sup>2)</sup>	

<sup>1)</sup> nicht gemessen

<sup>2)</sup> ausgefallen

Tabelle 6.19: Normalkräfte K3 und K4

Versuchskörper	Messstelle K3			Messstelle K4		
	Normalkraft bei 2,5 MN Pressenkraft [kN]	Normalkraft bei Traglast [kN]	Verhältnis Normalkraft bei Traglast / plastischer Normalkraft [-]	Normalkraft bei 2,5 MN Pressenkraft [kN]	Normalkraft bei Traglast [kN]	Verhältnis Normalkraft bei Traglast / plastischer Normalkraft [-]
KBD1-1	21	28	0,26	5	41	0,38
KBD1-2	19	36	0,33		-- <sup>1)</sup>	
KBD2	19	44	0,40	13	47	0,43
KBD3-1		-- <sup>2)</sup>		19	47	0,43
KBD3-2	22	45	0,41	14	51	0,47

<sup>1)</sup> nicht gemessen

<sup>2)</sup> ausgefallen

Am Körper KBD3-1 wurden zusätzlich Dehnungsmessungen am Bolzenfuß durchgeführt. Dabei ist eine Messung ausgefallen. Da die Messungen bereits deutlich vor Erreichen der Traglast das Fließen des Schaftes an dieser Stelle offenbarten, wurden in Bild 6.68 nicht die Normalkräfte, sondern die Dehnungen dargestellt.

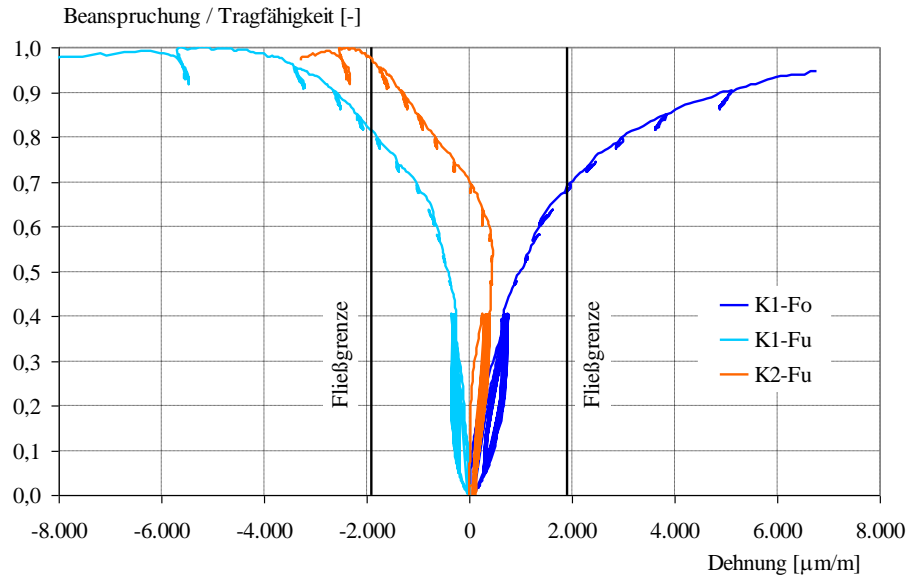


Bild 6.68: Dehnungsmessungen am Fußpunkt der Kopfbolzen von Körper KBD3-1

Die Messungen an den Kopfbolzen zeigen folgende Tendenzen:

- Direkt unterhalb des Bolzenkopfs wurden erhebliche Bolzennormalkräfte gemessen, die bei der Traglast zwischen 26 und 59 % der plastischen Normalkraft des Bolzens betragen. Die gemessene Stelle am Bolzenfuß deutet sogar auf ein frühzeitiges Fließen hin.
- Nennenswerte Biegemomente entstehen in der Nähe des Bolzenkopfs erst ab der maximalen Versuchskörpertraglast.
- Die Bolzenbeanspruchung ist bei Körpern mit wenigen Kopfbolzen (KBD5 und 6) höher als bei Körpern mit mehr Kopfbolzen (KBD1 bis 4).
- Systematische Unterschiede der Normalkraftbeanspruchung der Bolzen in einer Hoch- bzw. Tiefsicke lassen sich nicht feststellen.
- Bei Kopfbolzen, die am schrägen Blechabschnitt angeordnet sind, lässt sich kein signifikanter Unterschied bei der Zugbeanspruchung von Bolzen schräg nach oben bzw. schräg nach unten feststellen.
- Eine ungleichmäßige Bolzenbeanspruchung über die Versuchskörperhöhe, wie dies beim Blech beobachtet wurde, konnte nicht festgestellt werden.

Alle Messungen, sowohl am Bolzenkopf und Bolzenfuß zeigen über den gesamten Versuchverlauf ausschließlich Zug als Normalkraftbeanspruchung des Bolzenschafts. Normalkraftbeanspruchungen des Bolzenschafts treten auch bei randfernen und randnahen Kopfbolzen an ebenen Stegblechen infolge einer Schubbeanspruchung auf, siehe Bild 2.1. Von Breuninger wurden Messungen zur Normalkraftbeanspruchung der Bolzen unter Längsschub durchgeführt<sup>324</sup>. Die

<sup>324</sup> Vgl. Breuninger, U. (2000), Abschnitt 3.5.1.2

Ergebnisse von ihm zeigen am Bolzenkopf tendenziell geringere Zugkräfte als die hier ermittelten.

### Interpretation der Messungen

Aus den Auswertungen der Weg- und Dehnungsmessungen sowie dem beobachteten Versagen lassen sich Stabwerkmodelle ableiten, die den Kraftfluss nachvollziehbar abbilden. Bei den Referenzkörpern zeigt die Variante R1 die größte Tragfähigkeit. Dies lässt sich durch den günstigsten inneren Hebelarm  $z$  der drei verschiedenen Referenzkörper erklären, siehe Bild 6.69. Da sich bei einer Öffnung des Betongurts die Pressung an der Oberfläche reduziert, wurde für das Modell in diesem Bild eine dreieckförmige Pressungsverteilung des Betons entlang des Stegblechs angenommen.

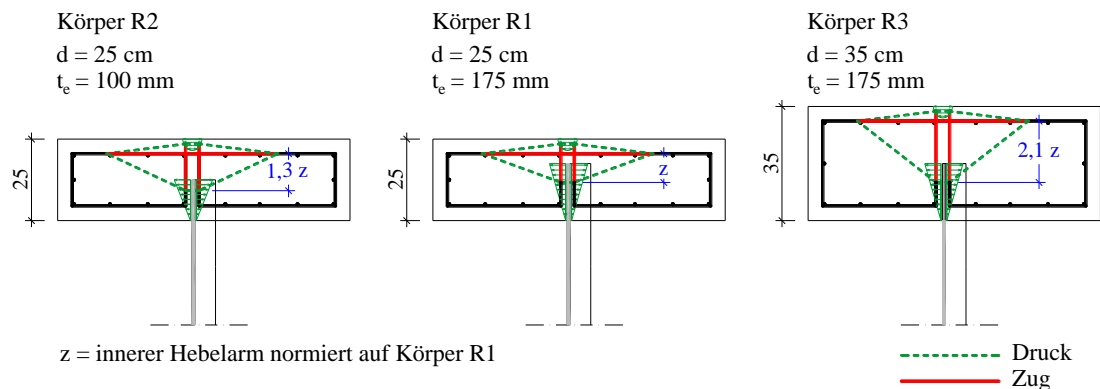


Bild 6.69: Ebenes Stabwerkmodell – horizontal - zum Tragverhalten im Betongurt

Das Stabwerkmodell zeigt die Bedeutung der Bügelbewehrung. Der horizontale Schenkel behindert das Spalten des Betongurts in horizontaler Richtung. Durch den Hebelarm zwischen der Druckstrebe am trapezförmig gekanteten Stegblech und dem horizontalen Schenkel der Bügelbewehrung in Bild 6.69 entsteht ein Biegemoment, das zu einem Aufbiegen des Betongurts führt. An der Außenseite des Betongurts entsteht durch dieses Aufbiegen wieder ein Druckbereich, der das Abplatzen des Betons bei fortgeschrittener Versuchsdauer erklärt, siehe Phänomen (8) in Bild 6.45. Durch den ungünstigeren Hebelarm der Körper R2 und R3 entstehen gegenüber dem Körper R1 größere Biegemomente, die zu einer höheren Beanspruchung führen und damit das Versagen bei einer geringeren Traglast erklären. Die geringere Einbindetiefe  $t_e$  beim Körper R2 führt gegenüber den anderen Körpern bei der gleichen Kraft zu einer höheren Betonpressung am trapezförmig gekanteten Stegblech, so dass sich damit die geringste Tragfähigkeit dieses Referenzkörpers nachvollziehen lässt. Zur Reduktion des Hebelarms  $z$  leitet sich die Empfehlung zur Anordnung von horizontaler Bewehrung möglichst dicht am trapezförmig gekanteten Steg ab. Um eine Exzentrizität zu verhindern, ist die Durchführung von Bewehrung durch den Steg erforderlich, siehe Bild 6.70 a).



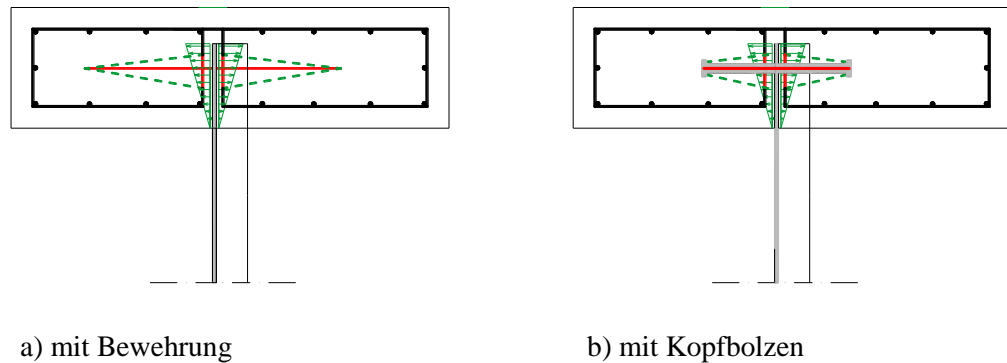


Bild 6.70: Ebenes Stabwerkmodell ohne Exzentrizität

Die Kopfbolzen sind ebenfalls in der Lage die Zugstrebe entsprechend Bild 6.70 b) zu übernehmen. Dies erklärt auch die hohen gemessenen Zugkräfte der Kopfbolzen, siehe Seite 192ff.

Der vertikale Schenkel der Bügelbewehrung verhindert das Spalten des Betongurts in Dickenrichtung sowohl aus der Beanspruchung des Stegblechs als auch aus der Beanspruchung der randnahen Kopfbolzen.

Das Aufbiegen und das gegeneinander Verdrehen der Gurthälften führt durch die Einspannung in den monolithischen Bereich unterhalb des Stegblechs zu einer entgegengesetzten Torsionsbeanspruchung der beiden Betongurthälften. Dadurch werden die schrägen Risse (4) in Bild 6.45 nachvollziehbar. Durch die Profilierung werden die beiden Gurthälften auseinandergedrückt, so dass es zu dem vertikalen Riss (2) kommt. Durch die kontinuierliche Lasteinleitung nimmt die Beanspruchung von oben nach unten zu. Die Einspannwirkung in den monolithischen Block reduziert sich mit zunehmender Versuchskörperhöhe. Dementsprechend überwiegt im unteren Bereich das Spalten und im oberen Bereich das gegenseitige Verdrehen der Gurthälften. Dadurch entwickelt sich der Riss (2) von unten nach oben und tritt am oberen Ende der Versuchskörper oft gar nicht mehr auf.

Die Messungen zeigen eine systematische Ungleichmäßigkeit der Schubbeanspruchung über die Länge der Verbundfuge. Die Messungen an den Kopfbolzen deuten dagegen auf eine gleichmäßige Beanspruchung dieses punktuellen Verbindungsmittels hin. Dadurch kann diese Ungleichmäßigkeit dem linienförmigen Verbundmittel „trapezförmig gekanteter Steg“ zugeordnet werden. Die geringeren Beanspruchungen am Anfang und am Ende des linienförmigen Verbundmittels „gekanteter Steg“ können auf die Lasteinleitung zurückgeführt werden.

Insgesamt zeigt sich bei allen Versuchen ein kombiniertes Versagen: Sowohl der trapezförmig gekantete Stahlsteg als auch die Bewehrung weisen bei der Traglast Dehnungen im Fließbereich auf. Der Beton versagt im Bereich der Sicken durch eine hohe Druckbeanspruchung und zeigt Abplatzungen außen und zahlreiche Risse an den Oberflächen. Die Kopfbolzen weisen ebenfalls hohe Beanspruchungen auf, außerdem treten an ihnen plastische Verformungen auf. Auf dem abfallenden Ast der Last-Verformungskurve ist es teilweise auch zu einem Abscheren der Kopfbolzen gekommen.

#### 6.4.2.8 Zusammenfassung

Es wurden 15 Versuche zur Längsschubtragfähigkeit mit trapezförmig gekanteten Stegblechen durchgeführt und ausgewertet. Davon wurden elf Versuche mit einer unterschiedlichen Anordnung von Kopfbolzen und vier ohne zusätzliches Verbindungsmittel durchgeführt.

Die Versuche zeigen ein komplexes Tragverhalten mit hohen Traglasten, bei dem sowohl der trapezförmig gekantete Steg als auch die Kopfbolzen als Verbindungsmittel zwischen Steg und Betongurt wirken. Während es bei den Versuchen ohne zusätzliche Verbindungsmittel teilweise zu plötzlichen Lastabfällen gekommen ist, sind die Versuche mit zusätzlichen Kopfbolzen durch ein sehr duktilen Last-Verformungsverhalten gekennzeichnet. Im Vergleich zu den Versuchen mit randfernen Kopfbolzen wird die Traglast bei den Versuchen mit trapezförmig gekanteten Stegblechen ohne zusätzliche Kopfbolzen erst bei großen Verformungen erreicht.

Die Auswertung zeigt außerdem, dass die Bewehrung, die die beiden Gurthälften zusammenhält, von großer Bedeutung ist.

Anhand der Weg- und Dehnungsmessungen konnte das Tragverhalten und das Versagen der Körper nachvollzogen werden.

### 6.4.3 Numerische Untersuchungen zur Längsschubtragfähigkeit der Verbundfuge

#### 6.4.3.1 Allgemeines

Dieses Kapitel enthält die Beschreibung der durchgeführten Finite-Elemente Berechnungen. Zuerst werden die verwendeten Programme beschrieben. Anschließend wird der prinzipielle Aufbau der Modelle dargestellt. Vor der Erweiterung des Parameterbereichs mit den FE-Berechnungen werden in einem weiteren Schritt die durchgeführten Versuche mit den FE-Modellen kalibriert. Im letzten Schritt erfolgt eine Zusammenfassung der Ergebnisse aus den Berechnungen und die Herleitung einer Bemessungsgleichung.

#### 6.4.3.2 Beschreibung der verwendeten Programme

Im Rahmen der zeit- und kostenintensiven Versuche konnte nur der Parameter Bolzenanordnung untersucht werden. Um den Parameterbereich zu erweitern, werden Finite-Elemente Berechnungen durchgeführt. Aufgrund der Beanspruchungen der Versuchskörper ist es erforderlich, ein Programm zu verwenden, das in der Lage ist, das nichtlineare Verhalten des quasispröden Materials Beton im Druck- und besonders im Zugbereich zuverlässig abzubilden. Als geeignet zeigte sich das in der Befestigungstechnik bewährte dreidimensionale FE-Programm MASA<sup>®</sup> (MAcroscopic Space Analysis)<sup>325,326,327</sup>. Für die Ein- und Ausgabe ist ein weiteres Programm erforderlich, das Programm FEMAP<sup>®</sup> (Finite Element Modeling And Postprocessing)<sup>328</sup>. Die Übertragung der Daten von FEMAP<sup>®</sup> zu MASA<sup>®</sup> und umgekehrt erfolgte durch ein sogenanntes *Interface-Programm*.

Das Programm MASA<sup>®</sup> verwendet Makromodelle. Mit Hilfe der *Microplane-Theorie* können die Prozesse Rissbildung, Kohäsion, Reibung und deren Wechselwirkung auf der Mikroebene für allgemeine Spannungs-Dehnungs-Zustände realistisch abgebildet werden. „Dabei sind die Materialeigenschaften getrennt auf Mikroebenen unterschiedlicher Ausrichtung innerhalb des Materials definiert [, siehe Bild 6.71a]... Auf diesen Mikroebenen liegen nur wenige einachsige Spannungs- und Dehnungskomponenten vor und es müssen keine Anforderungen im Hinblick auf die Tensorinvarianz beachtet werden. ... Die Materialeigenschaften sind vollständig durch

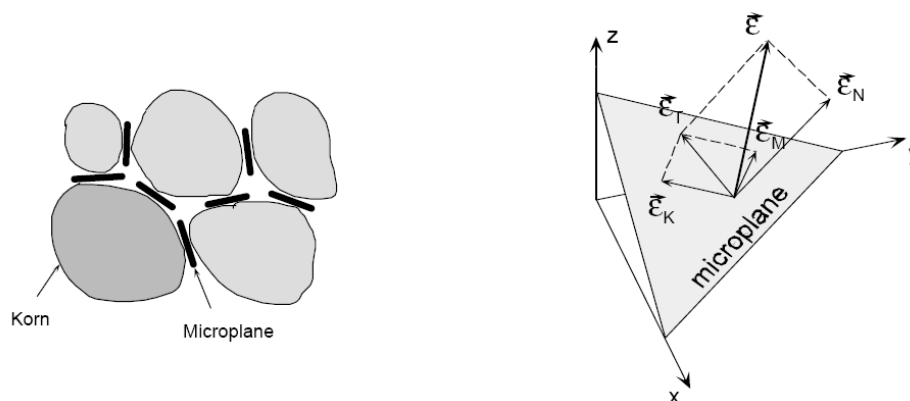
<sup>325</sup> Vgl. Ožbolt, J. (1995)

<sup>326</sup> Vgl. Ožbolt, J. et al. (1999)

<sup>327</sup> Vgl. Ožbolt, J. et al. (2001)

<sup>328</sup> Vgl. FEMAP (2003)

eine eindimensionale Beziehung zwischen den Spannungs- und Dehnungskomponenten auf jeder Mikroebene sowohl in Normal- als auch in Schubspannungsrichtung gekennzeichnet [, siehe Bild 6.71b]. [...] Wenn man das Spannungs-Dehnungsgesetz jeder Komponente der Mikroebenen kennt, werden aus den bekannten Dehnungen der Mikroebene die makroskopische Steifigkeit und der Spannungstensor berechnet. Dafür bedient man sich der Integration der Spannungs-komponenten auf der Mikroebene über alle Richtungen.<sup>329</sup> Die Schädigungen werden mit der *verschmierten Rissmethode*, die eine untergeordnete Abhängigkeit der Ergebnisse von der Elementierung gewährleistet, modelliert.



Quelle: Ožbolt, J. et al. (1999); Bild 2

a) Kontaktflächen (Mikroebenen)

b) Dehnungskomponenten

Bild 6.71: Das Konzept des „Microplane“-Modells

Eine besondere Bedeutung kommt der Kontaktschicht zwischen Beton und Stahl zu. Sie muss die Übertragung von Druckkräften ermöglichen und bei einer Zugbeanspruchung ausfallen. Durch die vorhandene Reibung zwischen Beton und Stahl ist es außerdem erforderlich eine Schubbeanspruchung über die Kontaktschicht zu übertragen. Eine leistungsfähige Kontaktschicht, die diese Aufgaben übernehmen kann, wurde von Fichtner<sup>330</sup> entwickelt und in MASA<sup>®</sup> implementiert. Dabei wird jeweils ein Knoten der angrenzenden Stahlelemente mit einem Knoten des Betons über einen Kontaktstab verbunden, siehe Bild 6.72. Diese Kontaktstäbe sind in der Lage die erforderlichen, nichtlinearen Eigenschaften zu übertragen. Diese Knoten bleiben über die gesamte inkrementelle Berechnung verbunden. Von Vorteil dabei ist, dass die Kontaktfläche stets bekannt ist und sich die Rechenzeit dadurch wesentlich verkürzen lässt. Von Nachteil ist dies bei sehr großen Verschiebungen, da dort Fehler auftreten können. Die zusätzlich angeordnete Zwischenschicht aus achtknotigen Volumenelementen führt zum numerischen Vorteil der Bandbreitenreduzierung. Sie ist statisch jedoch nicht wirksam. Die Kontaktstäbe bilden damit alleine die notwendigen Eigenschaften ab.

<sup>329</sup> Vgl. Ožbolt, J. et al. (1999), Abschnitt 2.2

<sup>330</sup> Vgl. Fichtner, S. (2005)

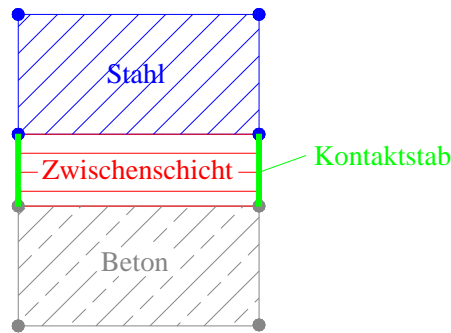


Bild 6.72: Das Konzept der Kontaktsschicht

Zur Berücksichtigung der Reibung wurde von Fichtner<sup>331</sup> das Coulombsche Reibungsgesetz, siehe Gleichung (6-9), implementiert.

$$F_R = \mu \cdot F_N \quad (6-9)$$

$F_R$  Reibungskraft

$\mu$  Reibungskoeffizient

$F_N$  Normalkraft

### 6.4.3.3 Modellierung

Um eine möglichst geringe Rechenzeit zu erreichen, wurden die Finite-Elemente-Modelle gegenüber den realen Versuchskörpern vereinfacht. Aus Symmetriegründen wurde nur ein Betongurt abgebildet. Im Modell wird dies durch eine Lagerung des Stegs, die diese Symmetriebedingung ersetzt, kompensiert. Auf die mittige Steife aus Stahl, die im Versuch für eine gleichmäßige Verteilung der Pressenlast auf die trapezförmig gekanteten Stahlstege wichtig war, wurde verzichtet. Als Ausgleich wird der Stahlsteg des Modells nicht wie im Versuch punktuell an der Oberseite, sondern gleichförmig über die Steglänge beansprucht. Damit in den Versuchen eine Verschiebung des Stegblechs gewährleistet werden konnte, wurde bei den Versuchskörpern unterhalb des gekanteten Stegblechs eine Aussparung realisiert. Ebenso wiesen die Versuchskörper unterhalb dieser Aussparung einen durchgehenden Betongurt auf, siehe Abschnitt 6.4.2.2. Auf die Aussparung und den unteren Gurtbereich wurde im Modell verzichtet. Diese Bereiche wurden stattdessen durch eine angepasste Lagerung berücksichtigt. Das Bild 6.73 zeigt die prinzipiellen Anpassungen des FE-Modells gegenüber den Versuchskörpern.

<sup>331</sup> Vgl. Fichtner, S. (2005), Abschnitt 1.5

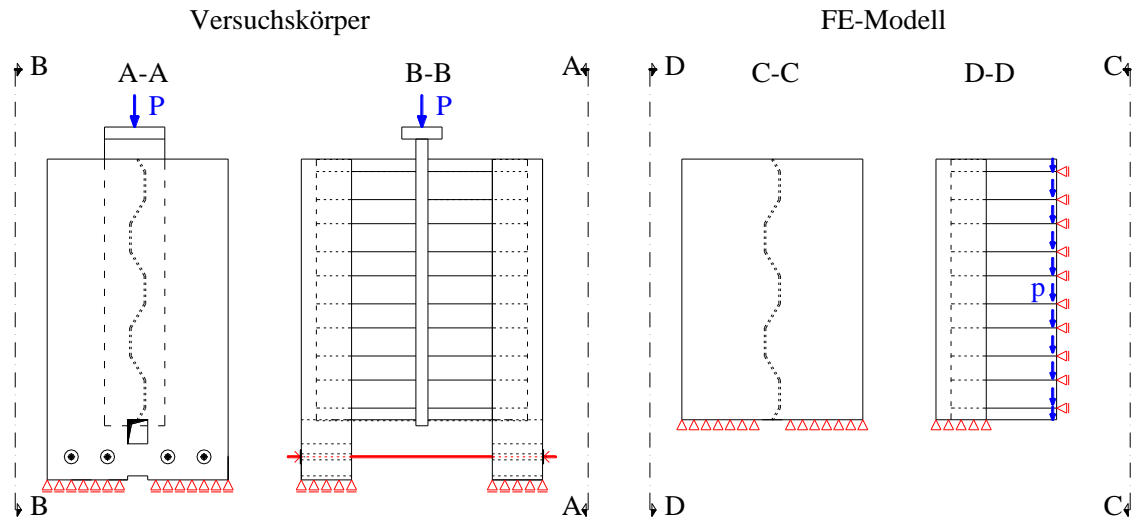
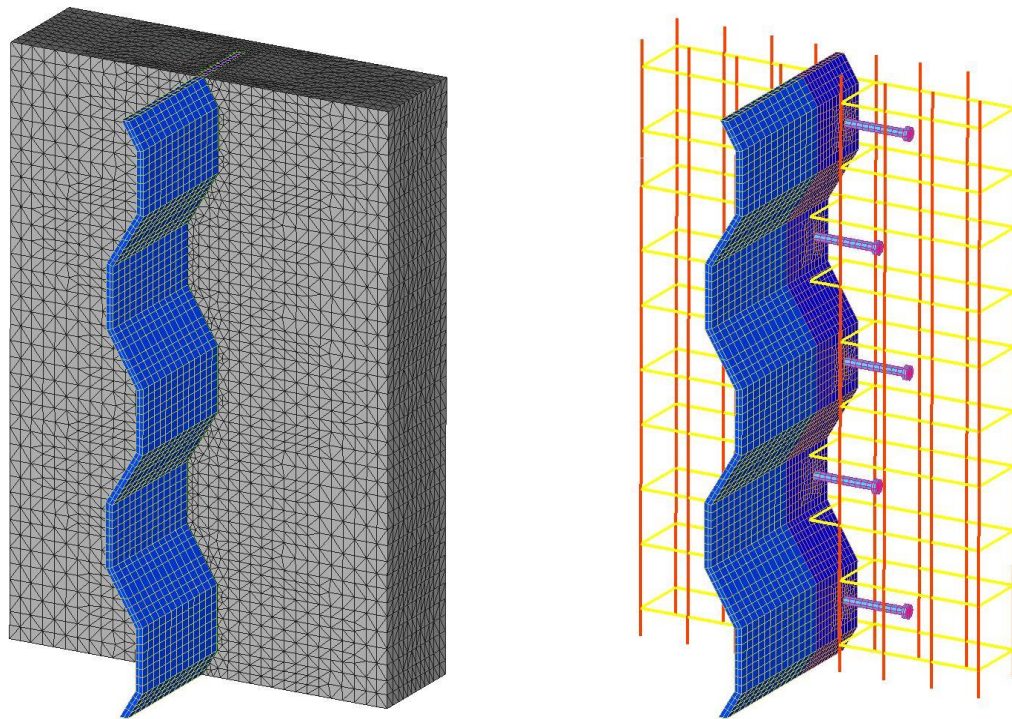


Bild 6.73: Vereinfachung des FE-Modells gegenüber den Versuchskörpern

Der Werkstoff Stahl sowie die Zwischenschicht zwischen Stahl und Beton mit einer Dicke von einem Millimeter werden mit achtknotigen räumlichen Elementen dargestellt. Der Beton wird mit vierknotigen Tetraedern modelliert. Die Bewehrung sowie die für eine realitätsnahe Modellierung der Verbundfuge wichtigen Kontaktstäbe zwischen Beton und Stahl werden diskret mit Stabelementen abgebildet, siehe Bild 6.74. Als repräsentativer Knoten, der für die Last-Schlupf-Beziehung herangezogen werden konnte, wurde ein Knoten auf halber Höhe des Stegblechs am direkten Übergang des Stegblechs in den Betongurt verwendet.

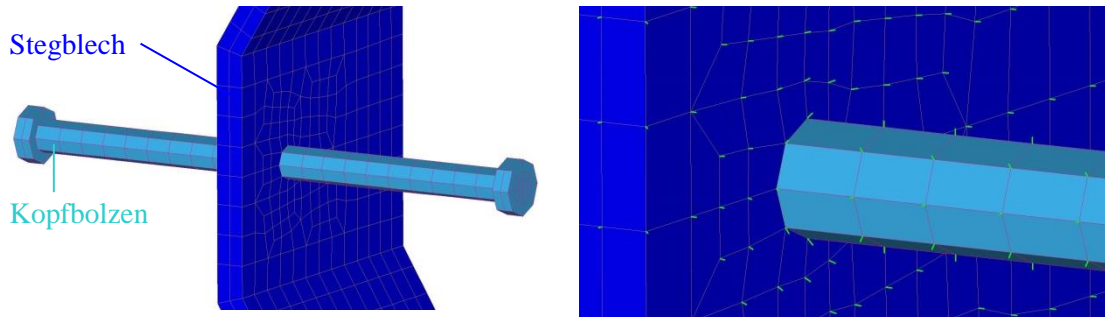


a) mit Darstellung des Betongurts

b) ohne Darstellung des Betongurts

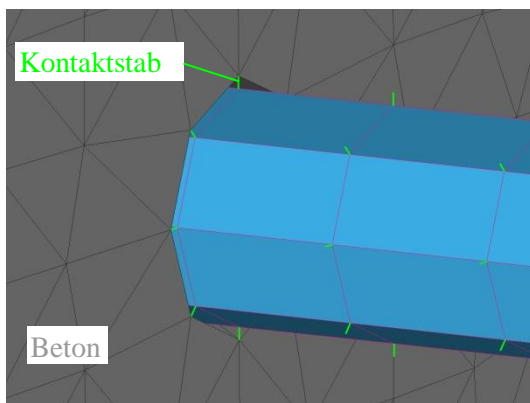
Bild 6.74: Gesamtmodell der Körper mit trapezförmig gekantetem Stegblech

Von besonderer Bedeutung ist die Ausbildung der Verbundfuge, siehe Bild 6.75. Um eine realitätsnahe Abbildung zu erhalten, wurden neben der Verbundfuge zwischen dem Stahlsteg und dem Betongurt alle Kopfbolzen mit dem Betongurt durch eine Zwischenschicht und die bereits beschriebenen Kontaktstäbe aufwändig verbunden. In Bild 6.76 ist die prinzipielle Vernetzung der Verbundfuge zeichnerisch dargestellt.

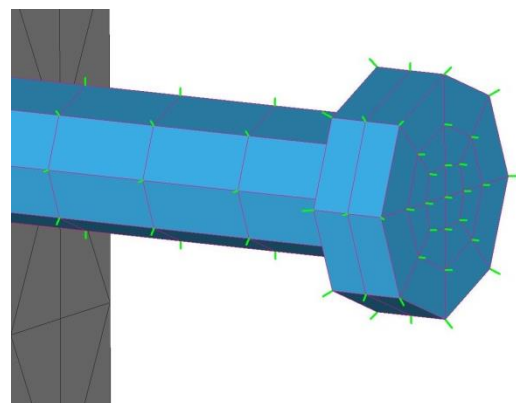


a) Ausschnitt Stegblech mit Kopfbolzen

b) Detail aus a) mit den Kontaktstäben



c) Detail aus a) mit teilweise Betongurt und den Kontaktstäben



d) Detail des Kopfbolzenkopfes aus a) mit den Kontaktstäben

Bild 6.75: Modellierung der Verbundfuge und der Kopfbolzen

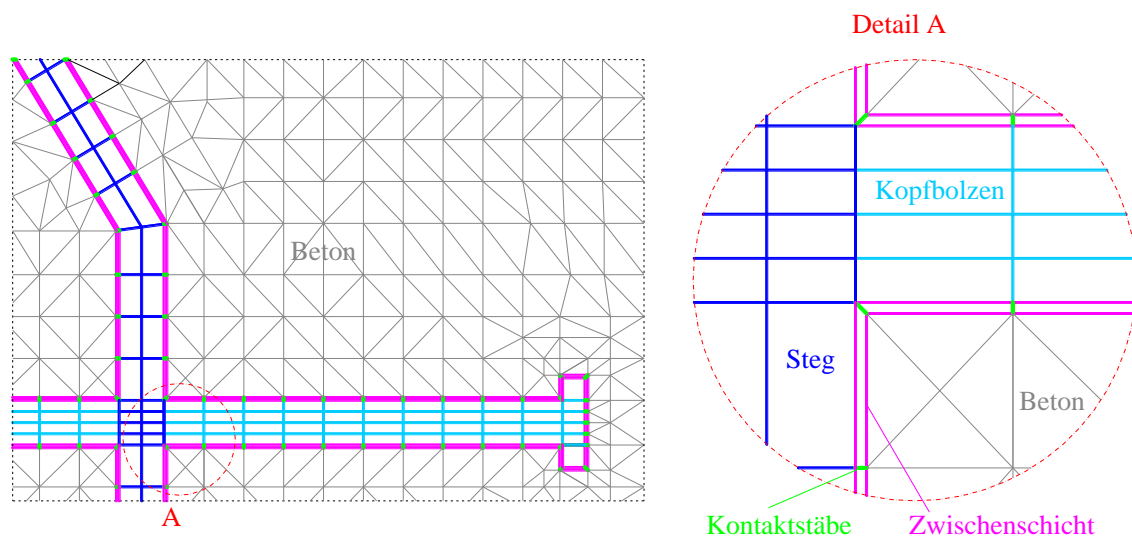
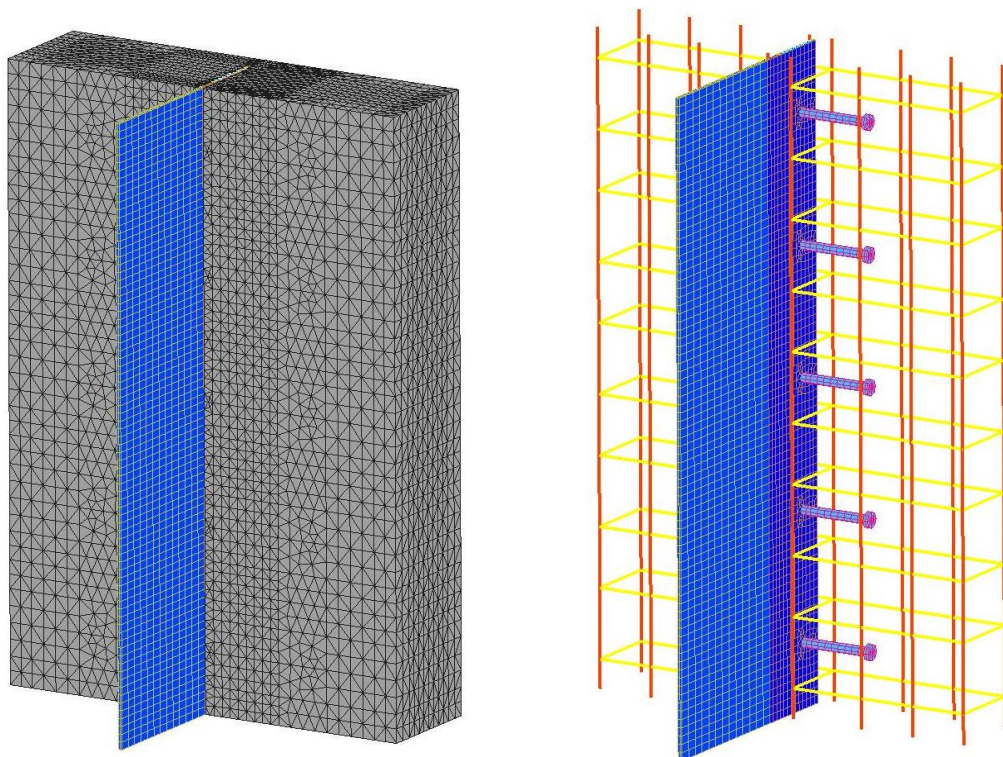


Bild 6.76: Prinzipielle Vernetzung im Bereich der Verbundfuge

#### 6.4.3.4 Nachrechnung der Versuche

Die Nachrechnungen dienen zum einen dazu, die Eignung des Programms MASA<sup>®</sup> qualitativ und quantitativ zu prüfen. Zur quantitativen Überprüfung zählt vorrangig der Vergleich der im Versuch und in der Berechnung erreichten Tragfähigkeit und des Last-Verformungsverhaltens. Zu der qualitativen Überprüfung gehört ein Vergleich zwischen Versuch und Rechenergebnissen bezüglich der Verformungen, Risse und Versagensarten. Zum anderen ist diese Validierung die Grundlage, um die weiterführende Parameterstudie zu ermöglichen.

Zusätzlich zur Nachrechnung von konkreten Versuchskörpern werden vorab FE-Berechnungen an einem Modell mit geradem Stegblech durchgeführt, siehe Bild 6.77. Mit diesem Modell kann die Längsschubtragfähigkeit von randnahen Kopfbolzen, wie sie von Breuninger untersucht wurde, rechnerisch nachvollzogen werden. Mit der zu erwartenden Längsschubtragfähigkeit nach Breuninger, siehe Gleichung (2-9), können die Rechenergebnisse eingeordnet werden.



a) mit Darstellung des Betongurts

b) ohne Darstellung des Betongurts

Bild 6.77: Gesamtmodell der Körper mit ebenem Stegblech und randnahen Kopfbolzen

Abgesehen vom Weglassen der Stahlbetongurte unterhalb des trapezförmig gekanteten Stegblechs entsprechen die FE-Modelle geometrisch den Versuchskörpern. Um diesen geometrischen Einfluss vor Durchführung der Parameterstudie zu ermitteln, wird daher im Folgenden die Lagerung der Körper im FE-Modell variiert, siehe Bild 6.78.

In dem genannten Bild ist einerseits zu erkennen, dass die allseitige Lagerung der Aufstandsfläche die höchste, und andererseits die gegenüber dem Versuch KBD2 bzw. der Längsschubtragfähigkeit nach Breuninger zutreffendste Traglast liefert. Insbesondere beim Versuchskörper KBD2 führt die Vernachlässigung der Lagerung in Richtung der Gurtbreite, der x-Richtung, zu einer deutlichen Reduktion der Traglast gegenüber dem Versuchsergebnis. Daraus lässt sich auch schließen, dass der durchgehende, bewehrte Betongurt unterhalb des trapezförmig gekante-

ten Stegblechs, der bei der Modellierung des FE-Modells vernachlässigt wurde, traglaststeigernd wirkt. Da mit einer allseitigen Lagerung die Traglast der Versuchskörper am besten nachvollzogen werden kann, wird diese Variante für die folgende Parameterstudie herangezogen.

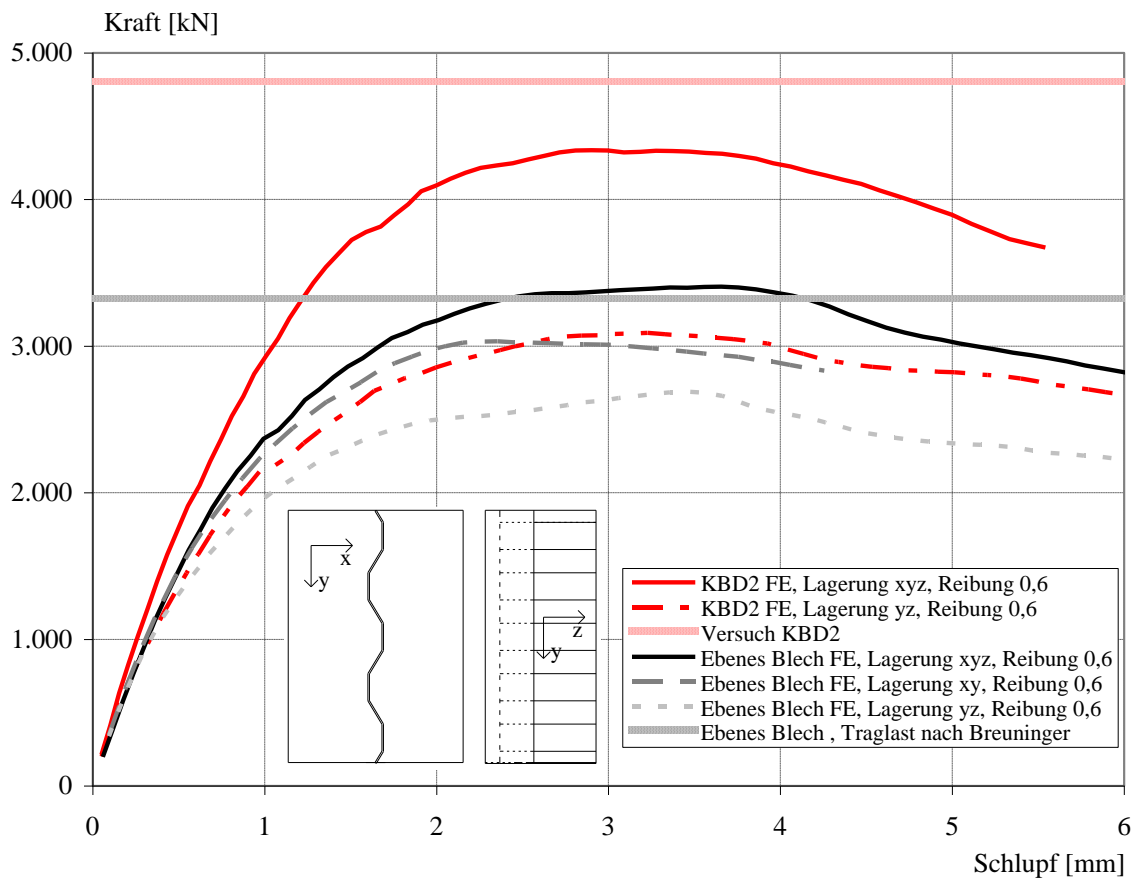


Bild 6.78: Einfluss der Lagerung auf die rechnerische Traglast

Für die Finite-Elemente Modellierung der Versuchskörper konnten die Materialeigenschaften von Beton, Bau- und Bewehrungsstahl und der Kopfbolzen aus den Versuchsergebnissen übernommen werden. Die Reibung in der Verbundfuge zwischen Beton und Baustahl ist jedoch unbekannt. Daher wird vorab die Reibung variiert und somit die Modelle kalibriert. Mit der Variation der Lagerung und Reibung können die Rechenergebnisse mit der zu erwartenden Tragfähigkeit an ebenen Stegblechen nach Breuninger eingeordnet werden.

Die Berechnungen an den beiden Modellen mit den Reibbeiwerten  $\mu$  von 0,6, 0,3 und 0 zeigen zum einen einen deutlichen Einfluss der Reibung auf die Traglast. Ein größerer Reibbeiwert  $\mu$  führt zu einer höheren Traglast. Zum anderen stellt sich mit einem Reibbeiwert  $\mu$  von 0,6 die zutreffendste Übereinstimmung zwischen Berechnung und Versuch ein, siehe Bild 6.79.

Da die berechneten Traglasten in Abhängigkeit der Reibung in der Verbundfuge stark variieren, werden in den folgenden Untersuchungen und Auswertungen der Parameter Reibung aufgenommen.



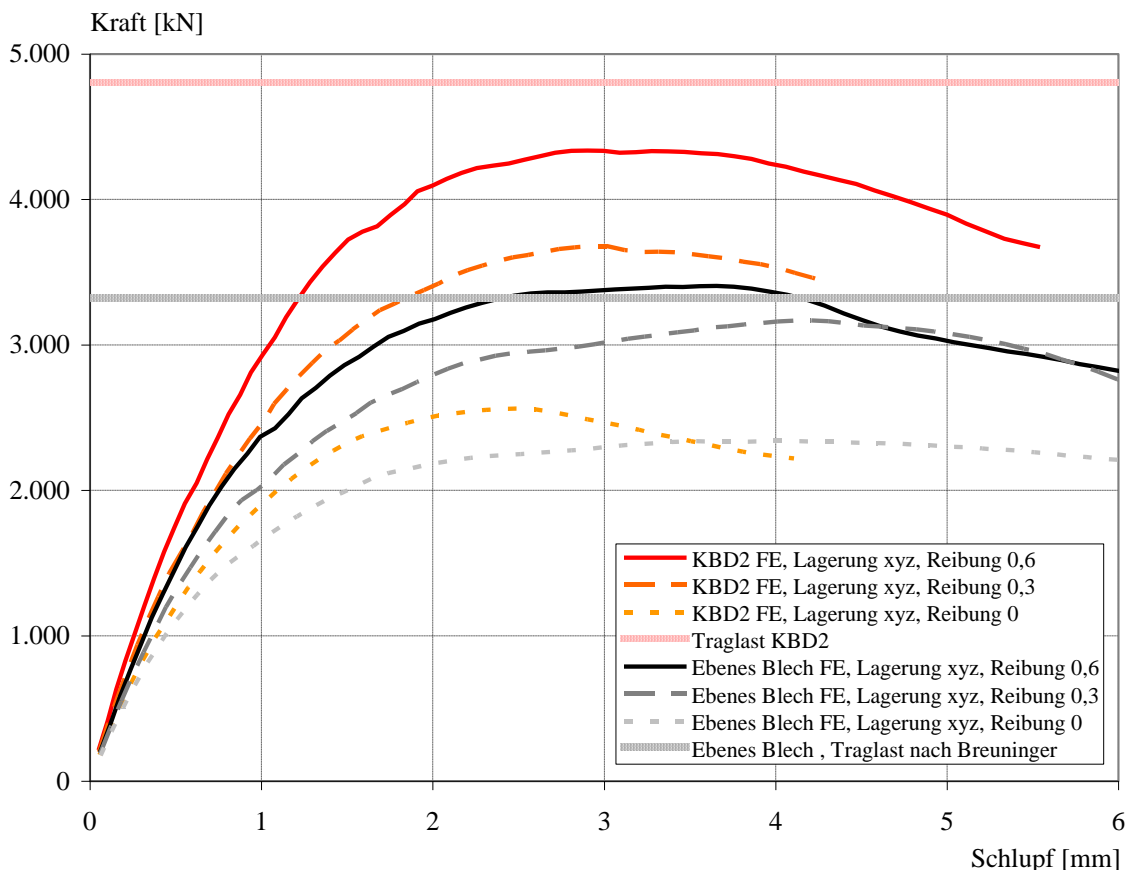


Bild 6.79: Einfluss der Reibung in der Verbundfuge

Außer den bisher genannten Versuchen wurden mit einer allseitigen Lagerung der Körper und einem Reibbeiwert von 0,6 der Referenzkörper R1-2 und die Körper mit der Kopfbolzenanordnung KBD5a und KBD5b nachgerechnet. In Tabelle 6.20 werden die Traglasten der durchgeführten Versuche und der Nachrechnungen miteinander verglichen.

Tabelle 6.20: Vergleich der Traglasten von Versuchen und Berechnungen

Körper	Traglast [kN]		Verhältnis Traglast [-] FE-Berechnung / Versuch
	FE-Berechnung	Versuch	
KBD2	4336,4	4806	0,902
KBD5a	4271,4	4157	1,028
KBD5b	3622,2	3869	0,936
R1	3258,6	3130	1,041
Ebenes Stegblech	3405,2	3324	1,024

Aus der Tabelle ist zu entnehmen, dass die Abweichungen zwischen den Traglasten aus Versuch und Nachrechnung bei allen Körpern kleiner ist als 10%. Dieses sehr zufriedenstellende Ergebnis erlaubt den Rückschluss, dass auch die Parameterstudie mit dem Programm MASA<sup>®</sup> realistische Traglasten liefert.

In Bild 6.80 sind die Lastverformungskurven der Versuchsnachrechnungen und der zugehörigen Versuche aufgeführt. Bis etwa 50% der Tragfähigkeit zeigt sich eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den Versuchen und den Nachrechnungen. Darüber hinaus verhalten sich die Nachrechnungen deutlich steifer als die Versuche. Es ist aber auch zu erkennen, dass mit dem Programm MASA<sup>®</sup> der Traglastabfall nach Überschreiten der Tragfähigkeit abgebildet werden kann.

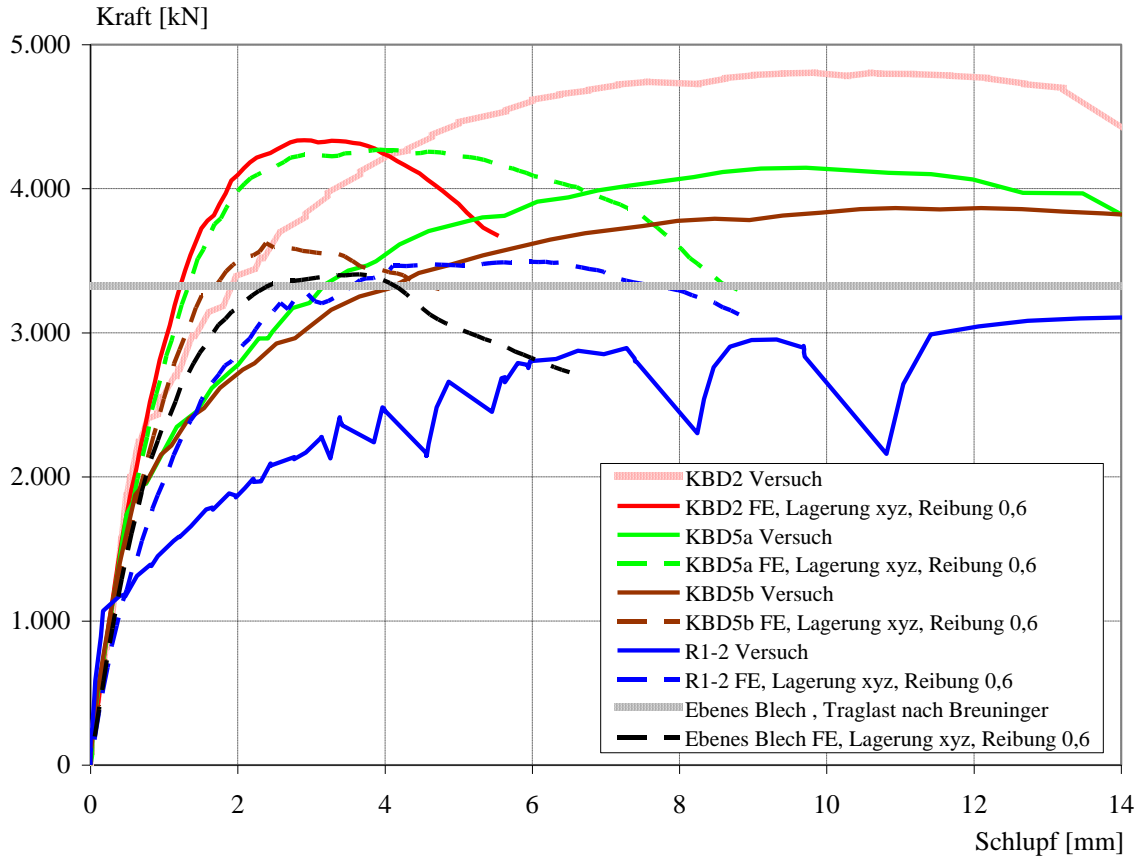


Bild 6.80: Vergleich der Last-Verformungskurven von Versuchen und Berechnungen

Das Tragverhalten und das Versagen der Körper lässt sich mit den Finite-Elemente Berechnungen nachvollziehen. Anhand der Nachrechnung von Körper KBD2 zeigt das Bild 6.81 die Verschiebung in Dickenrichtung des Betongurts, gesehen von der Seite der Verbundfuge.

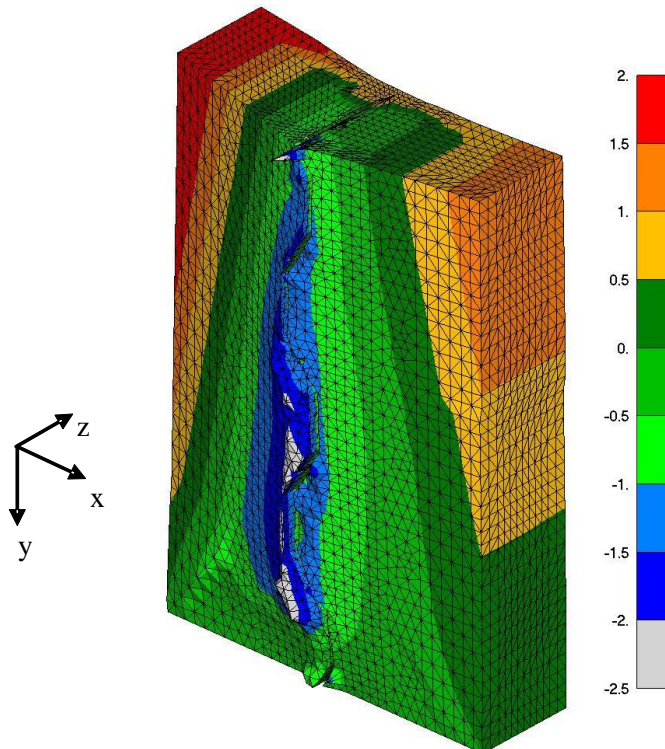


Bild 6.81: Verschiebung in z-Richtung [mm] nach Überschreiten der Traglast (4-fach überhöht)

Erstens kann man ein gegenseitiges Verdrehen der beiden Hälften des Betongurts erkennen. Durch die Behinderung an der Unterseite des Körpers infolge der allseits festen Lagerung ist die Verschiebung an der Aufstandsfläche nicht vorhanden und nimmt mit zunehmender Höhe des Körpers zu. Es kommt zu dem in Bild 6.56 und in Bild 6.57 aufgeführten Aufbiegen des Betongurts. Dies führt zu einer Torsionsbeanspruchung der beiden Gurthälften. Zweitens sieht man im Bereich der Verbundfuge eine negative Verformung des Betons. Hier kommt es entsprechend den durchgeführten Versuchen, zu einem Betonausbruch, siehe Bild 6.45 (5) und (5a) sowie Bild 6.50.

In Bild 6.82 sind die Hauptdruckspannungen des Körpers KBD2 bei 45% der Traglast sowohl an der Oberfläche als auch in der Ebene der Kopfbolzen, die in der Mitte des Betongurts angeordnet wurden, dargestellt. An der Oberfläche ist am Beginn eines schrägen Abschnitts des trapezförmig gekanteten Stegblechs eine Spannungskonzentration zu erkennen. An diesen Stellen, den Faltungskanten, stützt sich der Stahlsteg am Betongurt ab. Diese erhöhten Beanspruchungen decken sich mit den Betonabplatzungen an diesen Stellen, siehe Bild 6.48. In der Mitte des Betongurts zeigt sich eine Druckspannungskonzentration im Bereich der Fußpunkte der Kopfbolzen. Auf diesem Bild ist zu erkennen, dass sich die Kopfbolzen als auch das trapezförmig gekantete Stegblech bereits bei einer niedrigen Laststufe gemeinsam bei der Lasteinleitung in der Verbundfuge beteiligen.

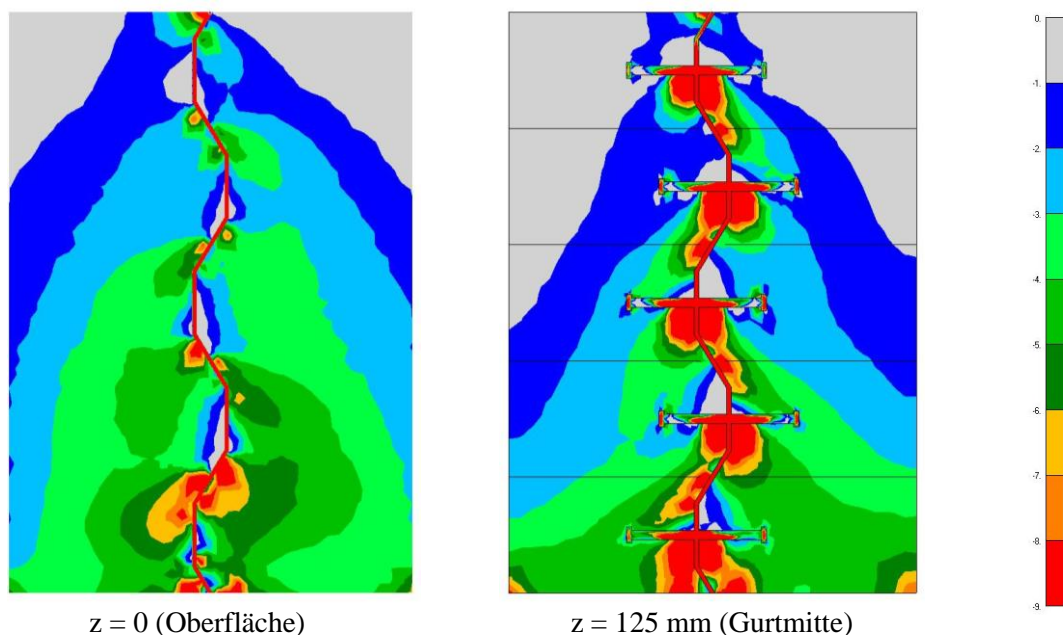


Bild 6.82: Hauptdruckspannungen bei 45% der Traglast [MPa]

Aus den schräg nach unten laufenden Linien gleicher Spannung folgt, dass zum Zusammenhalten der beiden Gurtseiten eine horizontale Zugkomponente erforderlich ist. Im Bereich des gekanteten Stegs würde es damit ohne eine stützende Kraft zu einer seitlichen Bewegung der Gurte kommen. Dies wird bei den Versuchskörpern zum einen durch die vorhandene Bewehrung oberhalb der Verbundfuge und zum anderen durch den durchgehenden Betonkörper unterhalb des Stegblechs behindert.

Das Programm MASA<sup>®</sup> liefert eine sehr gute Übereinstimmung zur Rissentwicklung der Versuchskörper. Auf der Außenseite, siehe Bild 6.83 a), sind der vertikale Riss (2), ein umlaufender Riss (4) und der beginnende Betonausbruch bis zu den Kopfbolzen (8) auszumachen. Zur Verdeutlichung ist in dem folgenden Bild die Nummerierung von Bild 6.45 übernommen worden.

Auf der Innenseite, siehe Bild 6.83 b), sind die erhöhte Beanspruchung in der Verbundfuge (5a), die schrägen Risse bis zur Aufstandsfläche (6) und das Spalten des Betongurts (10) erkennbar.

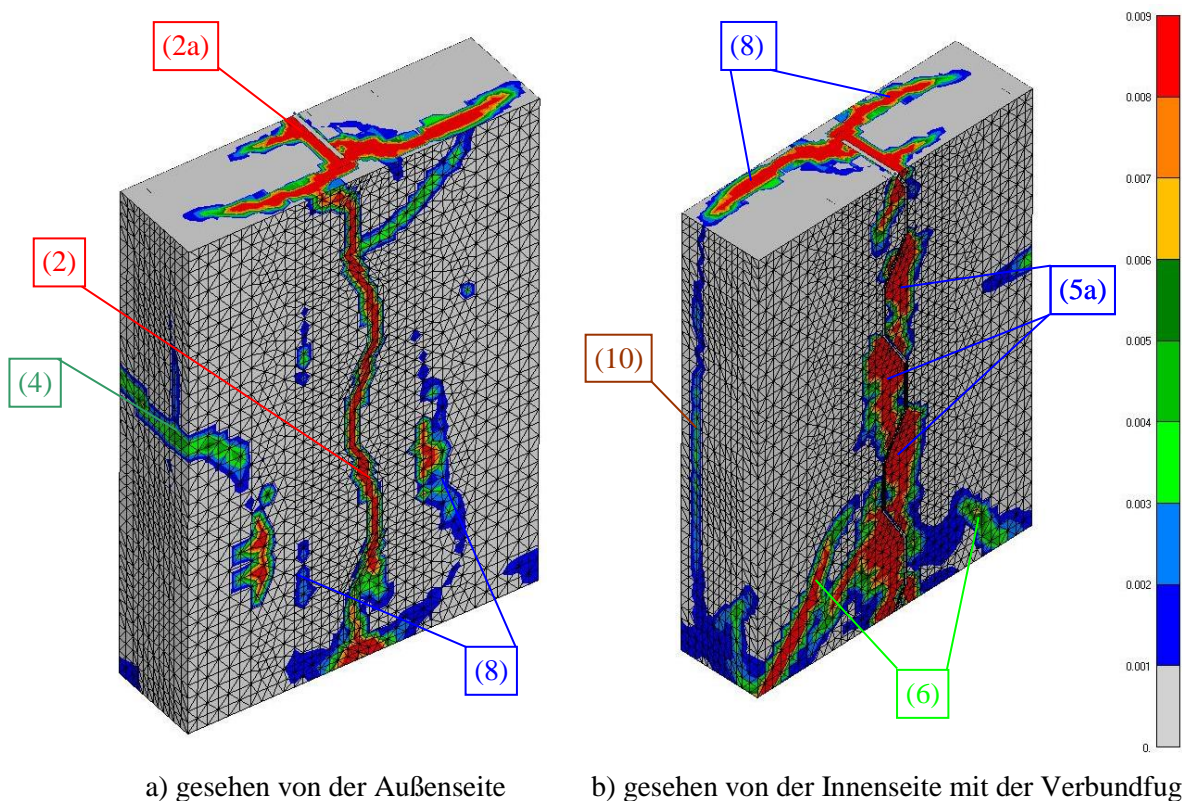


Bild 6.83: Hauptzugdehnungen  $\epsilon_{11}$  [-] nach Überschreiten der Traglast

Das folgende Bild 6.84 zeigt die Hauptzugdehnungen in verschiedenen Schnitten des Betongurts.

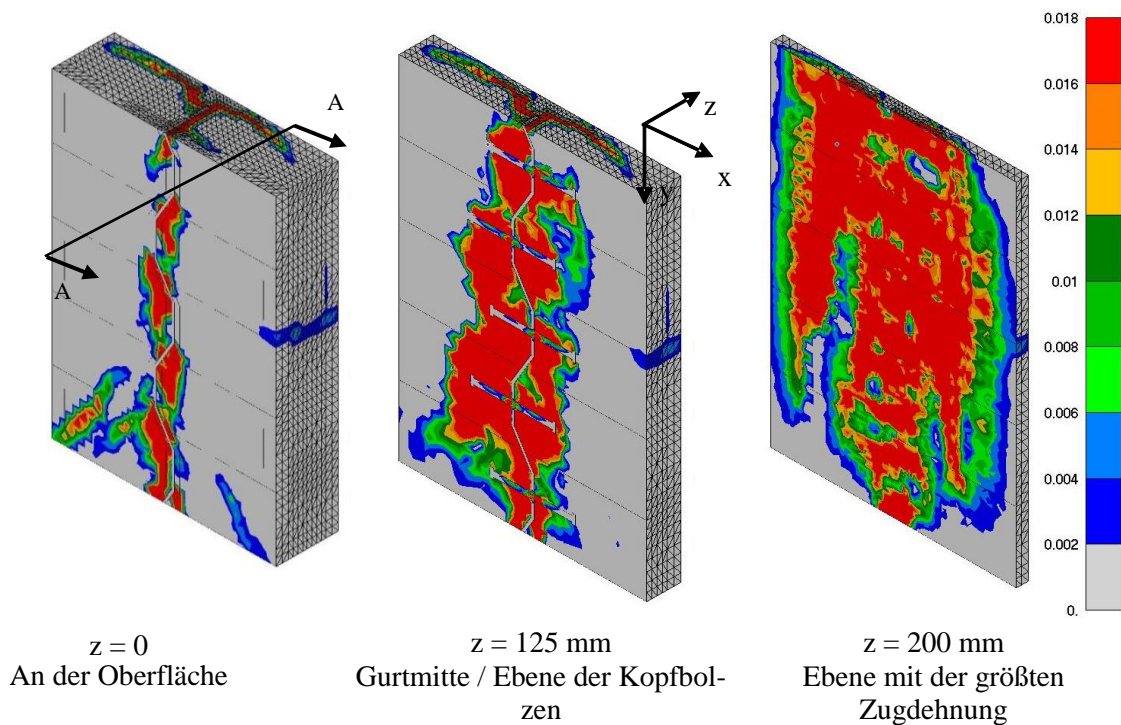


Bild 6.84: Hauptzugdehnungen  $\epsilon_{11}$  [-] in unterschiedlichen Schnitten

Bild 6.85 stellt die Hauptzugdehnungen in Dickenrichtung des Betongurts entsprechend Schnitt A-A in Bild 6.84 dar. Nahe der Verbundfuge im Bereich der Bolzenfußpunkte ( $x = 0$ ) ist wieder die starke Spaltwirkung der Kopfbolzen zu erkennen. Durch die einerseits hohe Druckbeanspruchung, siehe Bild 6.82, und gleichzeitig hohe Querkzugbeanspruchung des Betons unterhalb der Bolzenfußpunkte wird die lokale Betonerstörung in diesem Bereich nachvollziehbar. Die Querkzugbeanspruchung nimmt mit zunehmendem Abstand zur Verbundfuge ( $x = 85$  mm) ab, die größten Hauptzugdehnungen sind aber nach wie vor in der Achse der Kopfbolzen zu finden. Im Bereich der Bolzenköpfe ist einerseits nur ein schmaler Bereich mit großen Zugdehnungen wahrnehmbar, an der ein Riss entsteht. Andererseits ist die Spaltwirkung in Gurtdickenrichtung der randnahe ausgeführten Kopfbolzen auch dort offensichtlich.

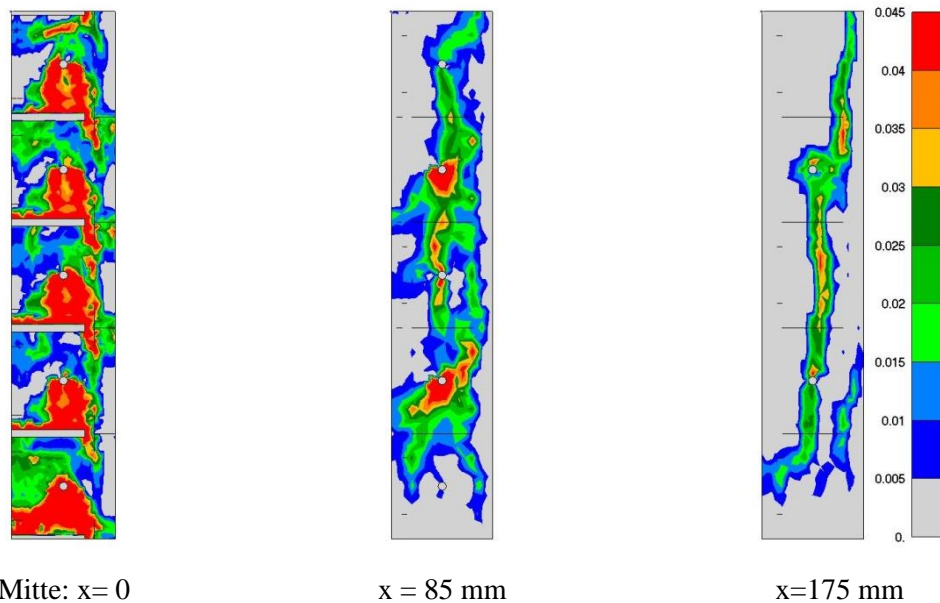


Bild 6.85: Hauptzugdehnungen  $\varepsilon_{11}$  [-] im Schnitt A-A nach Überschreiten der Tragfähigkeit

Die Verformungen der Kopfbolzen an den geraden Blechabschnitten sind typisch für dieses Verbindungsmittel. An der Einspannstelle des Bolzenschafts erfolgt neben dem Abscheren eine Biegebeanspruchung. Ungefähr auf halber Höhe des Bolzenschafts ist eine Biegebeanspruchung mit umgekehrten Vorzeichen festzustellen. Sowohl die Messungen an den Kopfbolzen als auch die Finite-Elemente Berechnungen zeigen eine ausgeprägte Zugbeanspruchung der Bolzen, siehe Bild 6.86 rechts. Diese Abbildung verdeutlicht auch die sehr gute Übereinstimmung der realen und der berechneten Verformung. Damit erfahren die Kopfbolzen eine kombinierte Beanspruchung aus Abscheren und Zug. Die Kopfbolzen übernehmen, wie die Bewehrung in den Ausnehmungen der Betondübel bei den Untersuchungen von Röhm, neben der Schubübertragung die Aufgabe, den Betongurt in Querrichtung zusammenzuhalten und das Aufbiegen zu verhindern. Durch den günstigeren Hebelarm im Vergleich zur vorhandenen Bügelbewehrung sind die Kopfbolzen wirkungsvoller und die Steifigkeit gegenüber den Referenzkörpern erhöht sich.

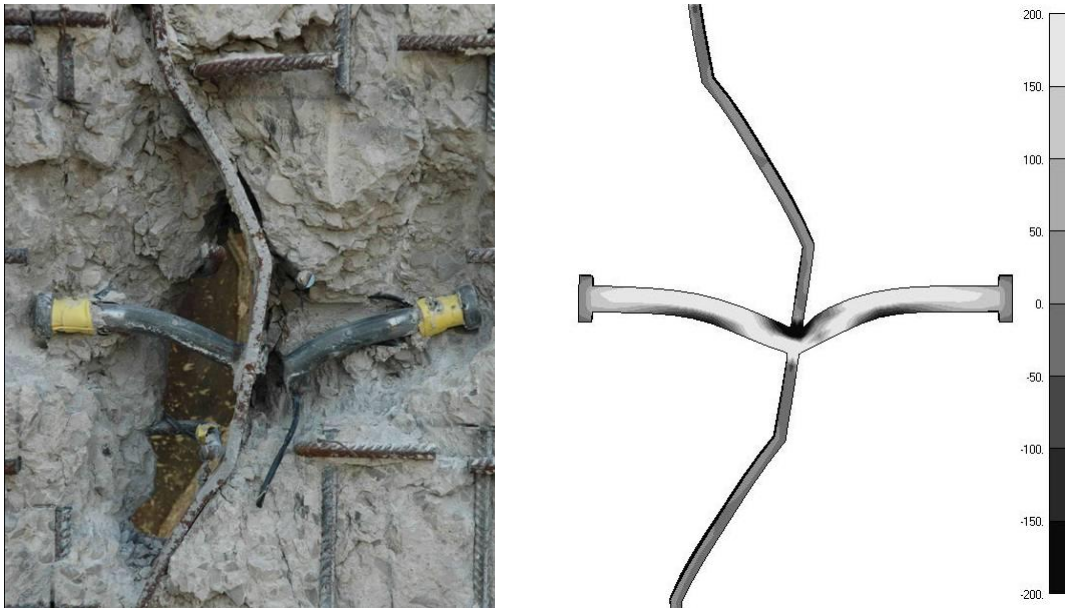


Bild 6.86: Experimentell und numerisch ermittelte Verformung und Spannung [N/mm<sup>2</sup>] in Richtung der Bolzenachse

Eine Auswertung der Spannungen am trapezförmig gekanteten Stegblech bei der Nachrechnung des Körpers KBD2 ist in den folgenden Bildern auf dem Lastniveau der Traglast gezeigt. Nennwerte Beanspruchungen in vertikaler y-Richtung, siehe Bild 6.87, ergeben sich zum einen über den Kopfbolzen als Druckspannung und unter den Kopfbolzen als Zugspannung aus der lokalen Lasteinleitung. Zum anderen sind Spannungskonzentrationen oben und unten im Bereich der Lasteinleitung wahrnehmbar. An den übrigen Bereichen zeigt sich eine sehr geringe Beanspruchung in dieser Richtung.

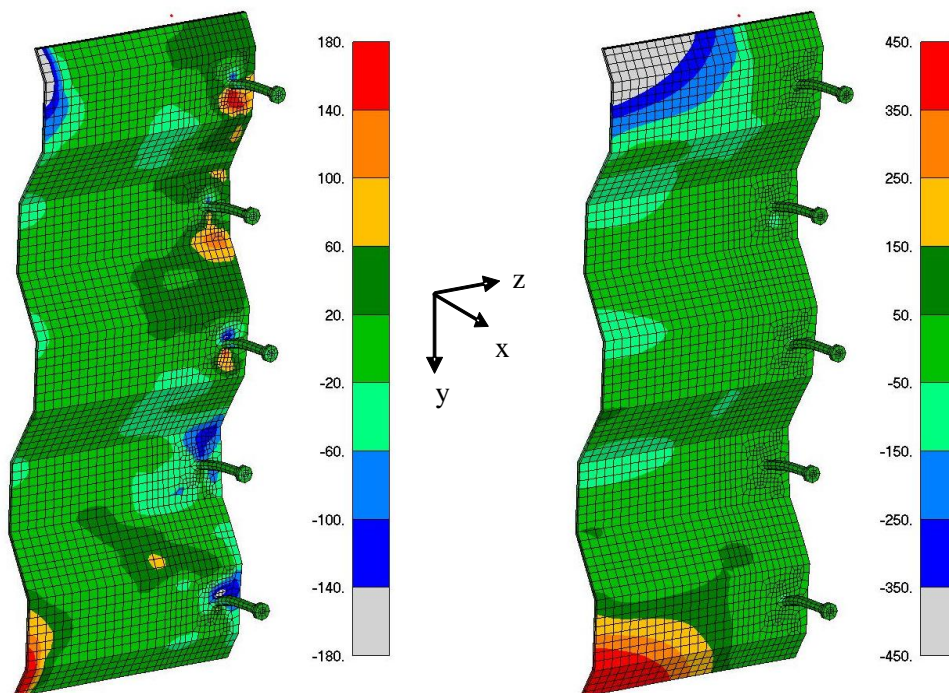


Bild 6.87: Spannung  $\sigma_y$  [MPa]

Bild 6.88: Spannung  $\sigma_z$  [MPa]

In z-Richtung, siehe Bild 6.88, zeigt das Stegblech in einem großen Bereich eine sehr geringe Spannung. Lediglich im Lasteinleitungsbereich kommt es zu einer Spannungskonzentration. Dies deckt sich mit den Messungen am Dehnmessstreifen D1, siehe Seite 189, und der lokalen Fließzone am oberen Bereich des Stegblechs.

Die in Bild 6.89 dargestellte Schubspannung des Stahlstegs zeigt außerhalb der Verbundfuge eine hohe Ausnutzung. Ganz deutlich sind Lasteinleitungsbereiche am oberen und unteren Ende des Stegblechs durch die dort vorhandene sehr viel geringere Schubspannung auszumachen. Die Beanspruchung ist auf halber Höhe des Stegblechs dadurch am größten. Dieser Sachverhalt deckt sich sowohl qualitativ als auch quantitativ mit der Auswertung der Dehnmessrossetten am Steg, siehe Bild 6.60. Innerhalb der Verbundfuge verringert sich die Schubspannung mit zunehmender Einbindetiefe. Bei den Kopfbolzen ist durch die dort stattfindende Lasteinleitung eine deutliche Reduktion der Schubspannung ersichtlich. Zwischen den Kopfbolzen und dem Blechrand ist die Schubbeanspruchung sehr gering.

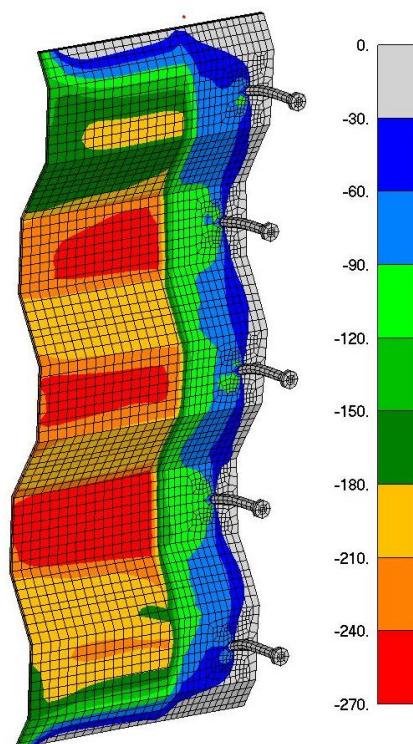


Bild 6.89: Schubspannung  $\tau$  [MPa]

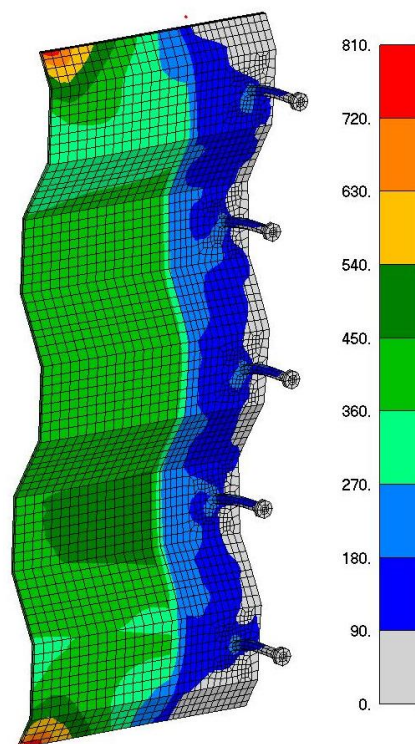


Bild 6.90: Vergleichsspannung  $\sigma_v$  [MPa]

Um ein Versagen außerhalb der Verbundfuge zu verhindern, wurde bei der Nachrechnung für das Stegblech außerhalb der Verbundfuge eine linear elastische Spannungs-Dehnungslinie verwendet. In der Verbundfuge wurde dagegen eine ideal elastische – ideal plastische Spannungs-Dehnungslinie herangezogen. Die Darstellung der Vergleichsspannung  $\sigma_v$  in Bild 6.90 offenbart außerhalb der Verbundfuge Spannungen in der Größenordnung der Fließspannung. Durch die verwendete Spannungs-Dehnungslinie werden an der Lasteinleitung Spannungen bis über 800 MPa angezeigt. Tatsächlich kam es bei den Versuchen hier zur Plastizierung. In der Verbundfuge sind die Vergleichsspannungen deutlich geringer und nehmen mit zunehmender Einbindetiefe ab. Insgesamt betrachtet liefert die Finite-Elemente Berechnung mit dem Programm MASA<sup>®</sup> eine sehr zufriedenstellende Übereinstimmung der Traglasten mit den durchgeführten Versuchen und bildet das nichtlineare Last-Verformungsverhalten der Versuche sehr gut ab. Daher ist dieses Programm für die folgende Parameterstudie geeignet.

### 6.4.3.5 Parameterstudie

Schon die Vorbetrachtungen als auch die Versuche haben darauf hingewiesen, dass für die hier untersuchte Verbundfugenausbildung eine große Anzahl an Parametern einen Einfluss auf die Tragfähigkeit hat. Aus den bekannten Untersuchungen zu einer randfernen Anordnung von Kopfbolzen ergibt sich die Notwendigkeit zur Untersuchung des Einflusses der *Betonfestigkeit*  $f_c$  und des *Bolzendurchmessers*  $d$ . Auf der sicheren Seite liegend wird zur Begrenzung des Umfangs der Auswertung nur der im Brückenbau übliche kleinste Durchmesser von 19 mm untersucht.

Aus den Forschungsprojekten von Breuninger und Kürschner, siehe Abschnitt 2.4, zu randnah ausgebildeten Kopfbolzen ergibt sich die Notwendigkeit den Einfluss des *effektiven Randabstands*  $a_r$  zu berücksichtigen. Dieser wesentliche Parameter wird auch durch die Variation der *Betongurtdicke*  $h_{cf}$ , die sich aus der *Einbindetiefe des Stegs*  $t_e$  und dem *Betonüberstand*  $t_o$  ergibt, numerisch untersucht. Der in diesem Zusammenhang zu nennende Abstand der Kopfbolzen von der Stegblechaußenkante, die *Einbindung*  $a_e$ , wird bei der Parameterstudie vereinfachend konstant zu 50 mm gewählt. Die Ergebnisse von Breuninger und Kürschner erfordern den *Bewehrungsgehalt der Bügelbewehrung* zwischen den Kopfbolzen  $a/s$  näher zu betrachten. In der folgenden Parameteruntersuchung wird die Bügelbewehrungsmenge  $a_{sw}$  [ $\text{cm}^2/\text{m}$ ] indirekt über den *Durchmesser der Bügelbewehrung*  $d_s$  [mm] berücksichtigt. Außerdem wird in diesem Zusammenhang die *Längsbewehrungsmenge*  $a_{sl}$  [ $\text{cm}^2/\text{m}$ ] über den *Durchmesser der Längsbewehrung*  $d_l$  [mm] variiert. Die Betrachtungen von Breuninger und Kürschner zu randnahen Kopfbolzen zeigen teilweise nennenswerte Zugbeanspruchungen der Bolzen, so dass es erforderlich ist die Verankerung der Bolzen im Beton durch die *Bolzenlänge*  $h$  zu variieren. Da zum einen bereits bei den Versuchen die Bolzenlänge variiert wurde und zum anderen der Modellierungsaufwand für diesen Parameter hoch ist, werden dazu keine weiterführenden Finite-Elemente Berechnungen durchgeführt. Da bei einer *Randlage* weitere Tragmechanismen zu betrachten sind, die vorab Versuche sinnvoll machen und um den Umfang dieser Arbeit zu begrenzen, bleibt der Einfluss einer Randlage ohne Berücksichtigung und die Parameterstudie beschränkt sich auf die *Mittellage*.

Für die Verbundfuge mit einem trapezförmig gekanteten Stegblech sind zahlreiche weitere Parameter von Bedeutung. Bereits die Auswertung der Versuche hat gezeigt, dass die Steifigkeit gegen ein Aufbiegen des Betongurts einen großen Einfluss auf die Tragfähigkeit hat. Dieser Sachverhalt wird durch die Variation der Parameter *Blechdicke*  $t_w$ , *Stahlfestigkeitsklasse*  $f_y$ , *Gurtbreite*  $b_{cf}$  und einer eventuell vorhandenen *Lagerung der Gurtseitenflächen* Rechnung getragen. Die Menge an Zulagebewehrung  $a_{sa}$  [ $\text{cm}^2/\text{m}$ ] wird über den Durchmesser der *Zulagebewehrung über dem Stahlsteg*  $d_a$  [mm] berücksichtigt. Bei der trapezförmigen Kantung des Stegblechs lässt außerdem die Variation der *Abschnittslänge*  $a_l$  und des *Faltungswinkels*  $\alpha$  unterschiedliche Traglasten erwarten, so dass diese Parameter in die Studie miteinbezogen werden. Da die Auswertung der Versuche gezeigt hat, dass oben und unten an dem Stegblech Krafteinleitungsbereiche mit einer geringeren Beanspruchung gegenüber der Mitte vorhanden sind und somit keine kontinuierliche Beanspruchung des linienförmigen Verbindungsmittels gegeben ist, wird die Länge der Verbundfuge über die *Anzahl der Perioden*  $P$  numerisch untersucht. Weil die vorab durchgeführten Finite-Elemente Berechnungen gezeigt haben, dass die allseitige *Lagerung der Grundfläche* des Betongurts die beste Übereinstimmung bei der Traglast zu den durchgeführten Versuchen liefert, wird diese Lagerung für die Parameterstudie als Regelfall herangezogen. Daneben wird noch eine Lagerung lediglich in vertikaler Richtung betrachtet.



Die Vorbetrachtungen haben auch gezeigt, dass die Reibung zwischen Stahl und Beton in der Verbundfuge einen sehr großen Einfluss auf die Tragfähigkeit hat. Daher wird die *Reibung*  $\mu_k$  als weiterer Parameter untersucht. Die unterschiedlichen Möglichkeiten der *Bolzenanordnung*, die schon in den durchgeführten Versuchen variiert wurden, werden dagegen zur Begrenzung des Umfangs numerisch nicht weiter verfolgt. Das Bild 6.91 gibt einen Überblick über die Parameter, die einen Einfluss auf die Tragfähigkeit und das Tragverhalten haben und für die Parameterstudie herangezogen werden. Das Basismodell, das als Grundlage für die Parameterstudie dient, weist die in diesem Bild fett gedruckten Eigenschaften auf. Da in der Praxis nicht zwingend von einem aus den Vorberechnungen zutreffenden und günstigen Reibbeiwert  $\mu$  von 0,6 zu erwarten ist, wurde für das Basismodell der Reibbeiwert zu 0,5 gewählt. Da die Versuche bereits eine hohe Ausnutzung des Stegblechs mit einer Dicke  $t_w$  von 8 mm aufgezeigt haben und um die Traglast durch das Stegblech außerhalb der Verbundfuge nicht zu begrenzen, wird für das Basismodell die Stegblechdicke auf 16 mm verdoppelt.

Abweichend zu den Versuchen werden für die Parameterstudie die normativen Materialkennwerte herangezogen. Diese sind in Tabelle 6.21 bis Tabelle 6.24 aufgeführt. Dabei ist der Regelfall fett hervorgehoben. Für den plastischen Bereich des Baustahls wurde der Wiederverfestigungsmodul mit  $1.000 \text{ N/mm}^2$  berücksichtigt.

Tabelle 6.21: Werkstoffkennwerte des Baustahls für die Parameterstudie

Material	Streckgrenze $f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Zugfestigkeit $f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	Wiederverfestigungsmodul [N/mm <sup>2</sup> ]
S235	235	360	210.000	1.000
S355	355	510	210.000	1.000
<b>S460</b>	<b>460</b>	<b>540</b>	<b>210.000</b>	<b>1.000</b>
S690	690	770	210.000	1.000

Die Bruchenergie sowie die Zugfestigkeit des Betons wurde nach Model Code 1990<sup>332</sup> für ein Größtkorndurchmesser von 16 mm bestimmt. Ein größerer Größtkorndurchmesser liefert eine größere Bruchenergie, so dass die hier verwendeten Werte für den in der Baupraxis oft vorkommende Durchmesser des Größtkorns von 32 mm auf der sicheren Seite liegen. In diesem Zusammenhang wurde auch die Zugfestigkeit nach dem Model Code 1990 berechnet.

Tabelle 6.22: Werkstoffkennwerte des Betons für die Parameterstudie

Material	$f_{cm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	Bruchenergie $G_F$ [Nmm/mm <sup>2</sup> ]	Zugfestigkeit $f_{ctm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
C16/20	24	23.417	0,055	1,90
C20/25	28	24.914	0,062	2,21
<b>C30/37</b>	<b>38</b>	<b>28.309</b>	<b>0,076</b>	<b>2,90</b>
C40/50	48	31.387	0,090	3,51
C50/60	58	34.266	0,103	4,07

Tabelle 6.23: Werkstoffkennwerte der Kopfbolzen für die Parameterstudie

Material	Streckgrenze $f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Zugfestigkeit $f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	Wiederverfestigungsmodul [N/mm <sup>2</sup> ]
S235J2+C450	350	450	210.000	1.000

Tabelle 6.24: Werkstoffkennwerte des Betonstahls für die Parameterstudie

$R_{p0,2}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$R_m$ [N/mm <sup>2</sup> ]	E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]
500	550	200.000

<sup>332</sup> Vgl. Comité Euro-International du Béton (1993) Abschnitt 2.1.3.3.2, Gleichung (2.1-7)

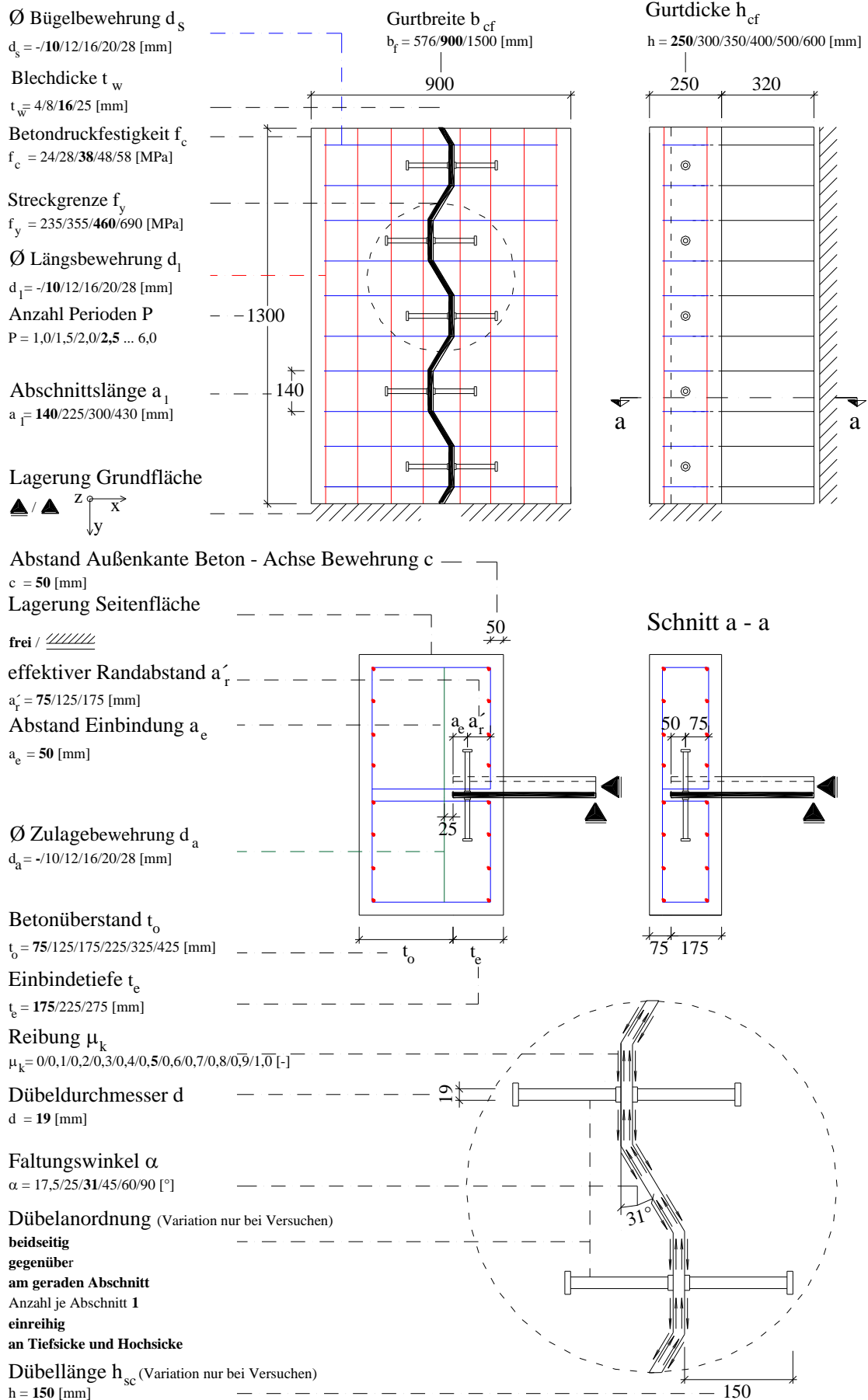


Bild 6.91: Betrachtete Parameter für die numerische Untersuchungen zum Längsschub

Soweit möglich werden die Einflüsse der unterschiedlichen Parameter auf den folgenden Seiten getrennt voneinander ausgewertet und dargestellt. Bei Parametern, bei denen eine gemeinsame Betrachtung sinnvoll oder notwendig ist, erfolgt die Auswertung gemeinsam.

Je nach Faltungswinkel  $\alpha$  und Abschnittslänge  $a_1$  unterscheidet sich die Faltungslänge  $S$  und die Periodenlänge  $P$ , siehe Bild 6.13. Für die Baupraxis interessant ist die übertragbare Kraft je Länge der Verbundfuge. Dies entspricht der Periodenlänge  $P$ . Daher wird die Periodenlänge  $P$  als Bezugswert für den Bemessungsvorschlag herangezogen. Die mit der Finiten-Elemente Methode berechneten Tragfähigkeiten an einem halben Körper werden daher auf den folgenden Seiten jeweils auf den *aufnehmbaren Schubfluss je projizierten Meter  $T_{R,L}$  [kN/m]* umgerechnet.

### Einfluss der Betonfestigkeitsklasse $f_c$

Der Einfluss der Betondruckfestigkeit  $f_c$  auf die Schubtragfähigkeit der Verbundfuge  $P_T$  wurde für unterschiedliche Blechdicken  $t_w$  ausgewertet. Eine Erhöhung der Betondruckfestigkeit oder der Blechdicke führt zu einer größeren Beanspruchbarkeit, siehe Bild 6.92.

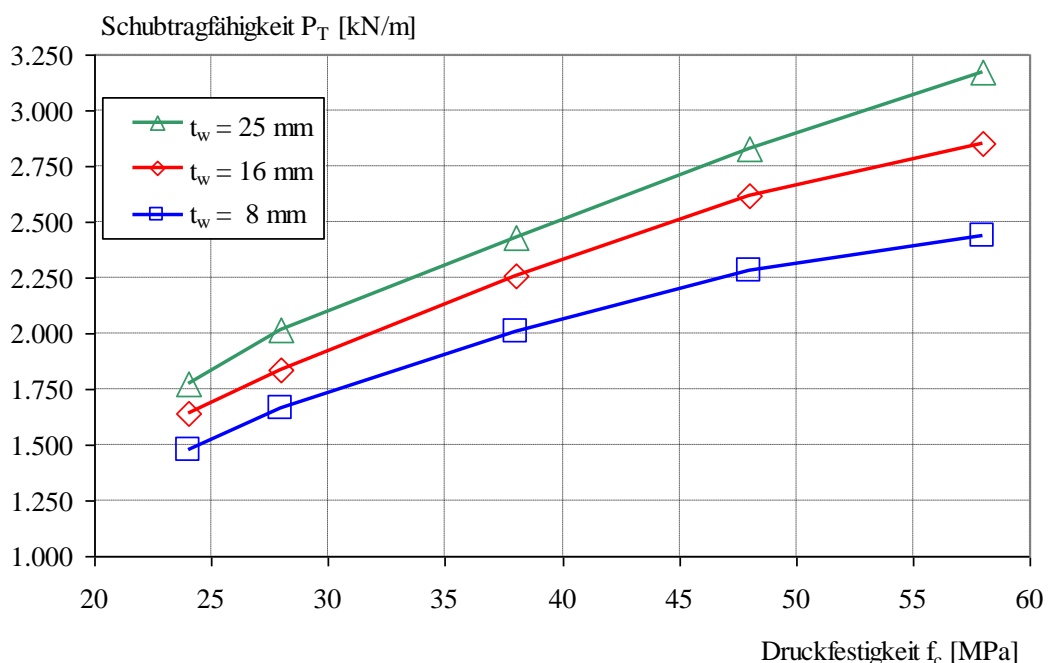


Bild 6.92: Schubtragfähigkeit  $P_T$  der Verbundfuge in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit  $f_c$

Um den Einfluss der Blechdicke  $t_w$  auszuschalten, werden in einem weiteren Schritt die berechneten Schubtragfähigkeiten auf die Tragfähigkeit bei einer Betondruckfestigkeit  $f_c$  von 38 MPa normiert. Eine gute Abbildung der Tragfähigkeit unter Einfluss der Betonfestigkeit führt zu dem Exponenten  $(f_c)^{0,6}$ . In Bild 6.93 ist die Übereinstimmung zwischen der Näherungsgleichung mit diesem Exponenten und den berechneten und normierten Tragfähigkeiten dargestellt. Eine nennenswerte geringere Tragfähigkeit gegenüber dieser Näherungsgleichung zeigt sich für ein Stegblech mit einer Dicke  $t_w$  von 8 mm nur bei der höchsten betrachteten Betondruckfestigkeit  $f_c$  von 58 MPa. Dies ist allerdings darauf zurückzuführen, dass dieses dünne Stegblech allein aus der Schubbeanspruchung plastiziert.

Es fällt auf, dass der Einfluss der Betonfestigkeit hier mit einem größeren Exponenten als bei den Betrachtungen von Röhm<sup>333</sup> zu dieser Verbundfuge mit Betondübeln ( $f_c$ )<sup>0,45</sup> als auch bei den Untersuchungen von Breuninger<sup>334</sup> zu randnahen Kopfbolzen unter Längsschub ( $f_c$ )<sup>0,40</sup> gut abgebildet wird.

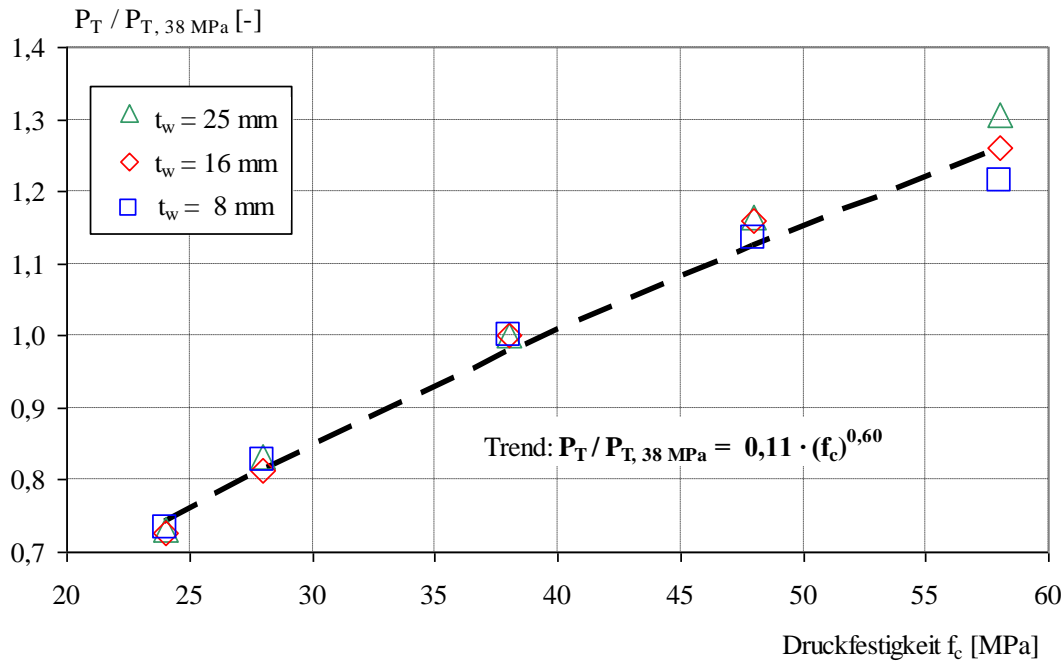


Bild 6.93: Einfluss der Betonfestigkeit  $f_c$  für den Fall mit Kopfbolzen

### Einfluss der Stegblechdicke $t_w$

Die Längsschubtragfähigkeit der Verbundfuge infolge der Variation der Stegblechdicke  $t_w$  ist für unterschiedliche Betondruckfestigkeiten  $f_c$  in Bild 6.94 gezeigt. Zwischen den Blechdicken 8 und 25 mm ist bei zunehmender Blechdicke sofort ein nahezu linearer Zusammenhang zur Steigerung der Tragfähigkeit zu erkennen. Eine Vergrößerung der Blechdicke führt zu einer höheren Beanspruchbarkeit der Verbundfuge. Lediglich bei der kleinsten untersuchten Blechdicke von 4 mm fällt die Tragfähigkeit überproportional ab. Die Tragfähigkeit bei dieser Blechdicke ist nahezu unabhängig von der Betondruckfestigkeit  $f_c$ . Dies ist darauf zurückzuführen, dass das Stegblech bei der erreichten Tragfähigkeit plastiziert. Abgesehen von lokalen Effekten bei größeren Verschiebungen in der Verbundfuge zeigt das Trapezblech in der Verbundfuge eine geringere Beanspruchung als außerhalb, siehe z.B. Bild 6.90. Für das Stegblech ist unabhängig vom Nachweis der Verbundfuge ein Nachweis außerhalb der Verbundfuge notwendig. Damit können Fälle ausgeschlossen werden, bei der das Stegblech außerhalb der Verbundfuge die Beanspruchbarkeit aufnehmen kann und innerhalb nicht. Für die weitere Betrachtung kann damit eine Weiterverfolgung der Stegblechdicke  $t_w$  von 4 mm vernachlässigt werden.

Günstig mit einer zunehmenden Blechdicke wirkt sich die steigende Eigensteifigkeit des Blechs aus. Den Verdrehungen des Blechs, insbesondere an den Faltungskanten mit lokaler Biegebeanspruchung kann damit entgegengewirkt werden.

<sup>333</sup> Vgl. Röhm, J. (2009), Abschnitt 5.1.3.3

<sup>334</sup> Vgl. Breuninger, U. (2000), Abschnitt 3.5.2.1

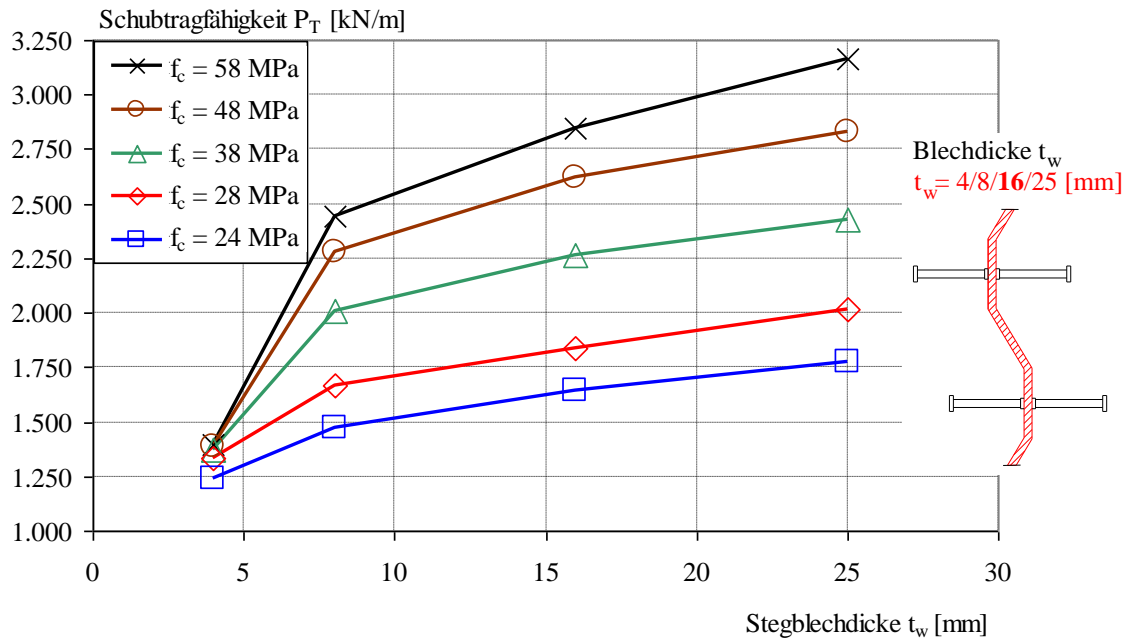


Bild 6.94: Schubtragfähigkeit  $P_T$  der Verbundfuge in Abhängigkeit der Stegblechdicke  $t_w$

Die Normierung der Tragfähigkeit auf eine Blechdicke  $t_w$  von 16 mm führt zu Bild 6.95.

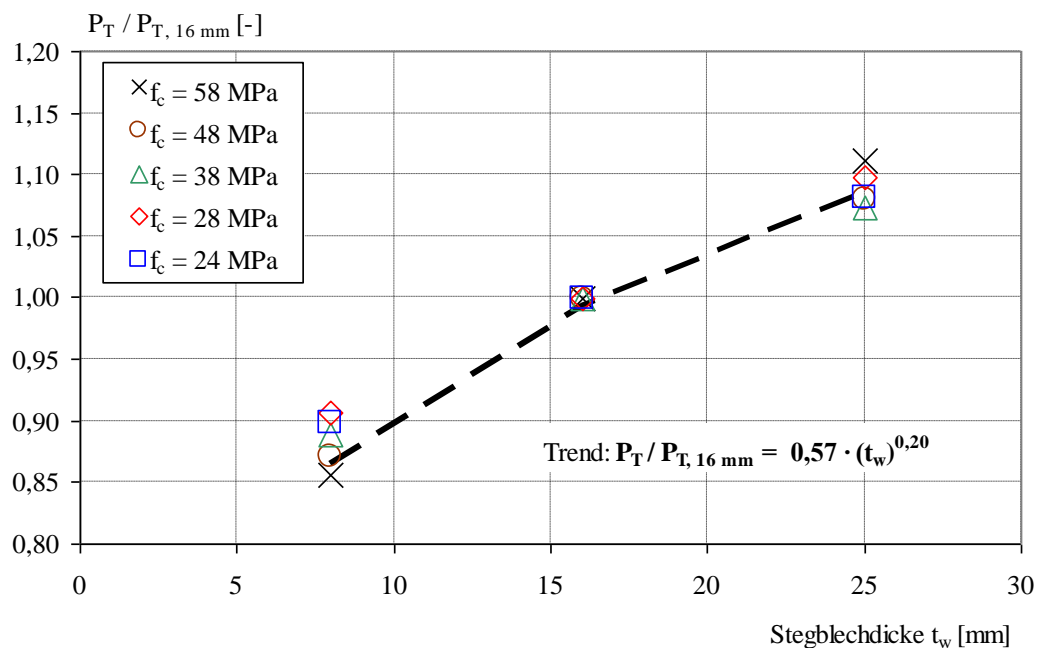


Bild 6.95: Einfluss der Stegblechdicke  $t_w$

Die darin eingezeichnete Näherungsgleichung zur Bestimmung der Tragfähigkeit in Abhängigkeit der Stegblechdicke führt mit dem Exponenten  $(t_w)^{0,2}$  zu guten Ergebnissen. Von Röh<sup>335</sup> wird dieser Einfluss mit  $(t_w)^{0,55}$  beschrieben. Der durch diesen größeren Exponenten höhere Einfluss der Stegblechdicke kann auf die Wahl des zusätzlichen Verbindungsmittels zurückgeführt werden. Während durch eine größere Stegblechdicke sich der Tragfähigkeitsanteil der Kopfbolzen nicht erhöht, steigt die Tragfähigkeit der Betondübel durch die breitere Schneide an.

<sup>335</sup> Vgl. Röh<sup>m</sup>, J. (2009), Abschnitt 5.1.3.1

### Einfluss der Festigkeit des Stahls $f_y$

Der Einfluss der Festigkeit  $f_y$  wurde für Baustähle mit Streckgrenzen in den Grenzen eines S235 und S690 für unterschiedliche Betondruckfestigkeiten  $f_c$  numerisch untersucht. Die Rechenergebnisse in Bild 6.96 zeigen, dass die erreichten Traglasten nahezu unabhängig von der Streckgrenze  $f_y$  sind.

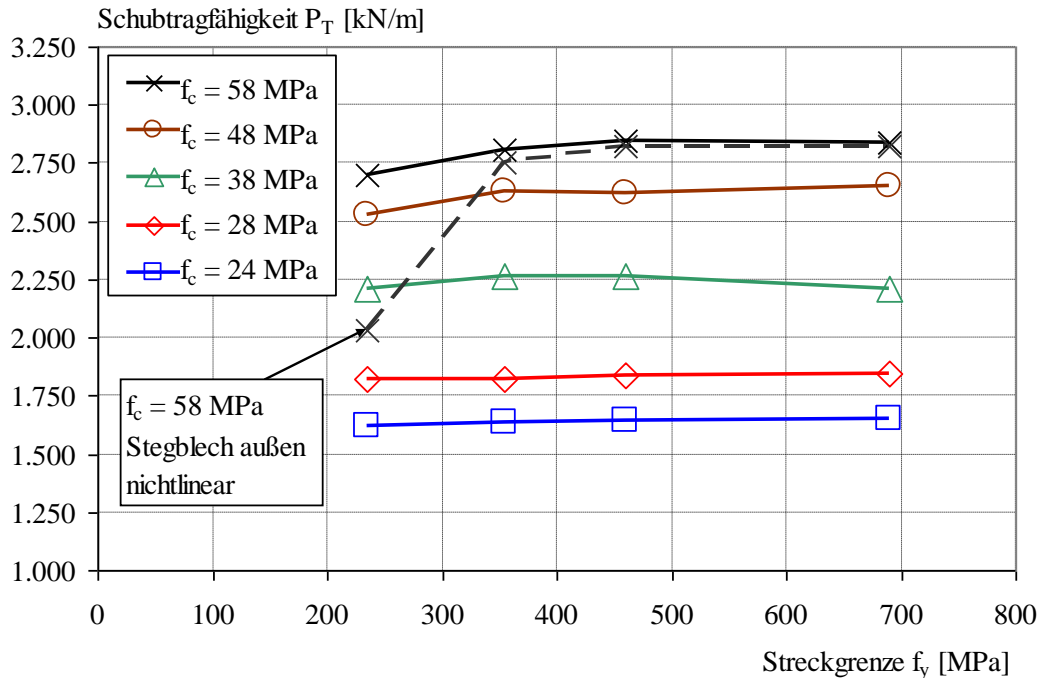
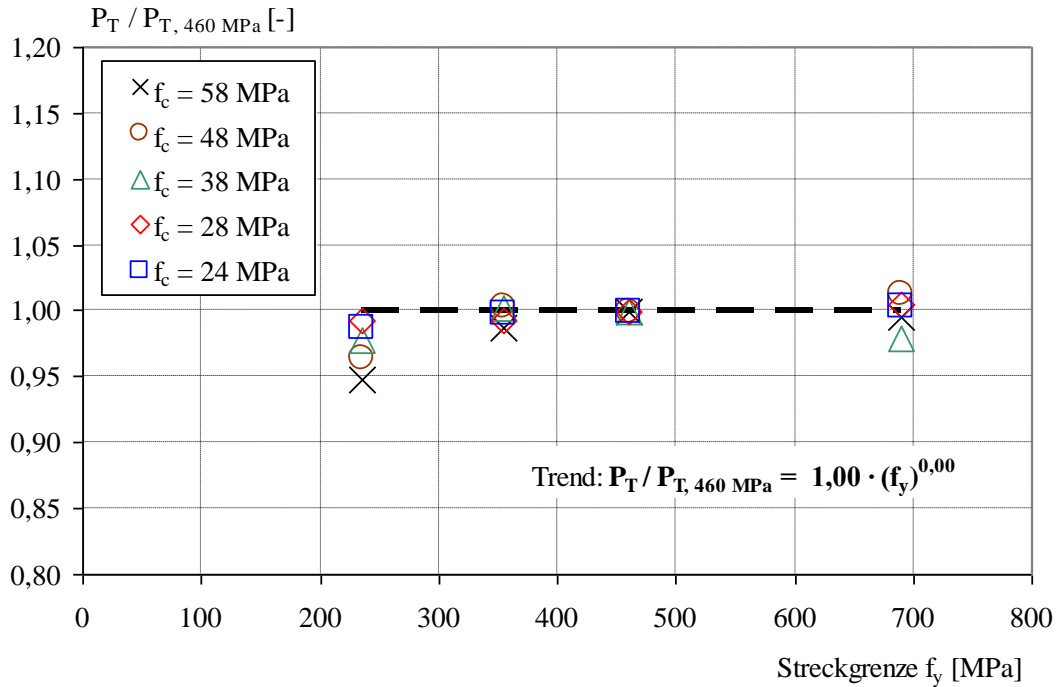


Bild 6.96: Schubtragfähigkeit  $P_T$  der Verbundfuge in Abhängigkeit der Festigkeit  $f_y$

Die dargestellten Rechenergebnisse wurden mit einer linear-elastischen Spannungs-Dehnungslinie für das Stegblech außerhalb der Verbundfuge erzielt. Weitere Berechnungen unter Berücksichtigung von Plastizierungen außerhalb der Verbundfuge an Stegblechdicken  $t_w$  von 8 und 16 mm führen bei geringeren Festigkeiten zu teilweise deutlich reduzierten Tragfähigkeiten. Beispielhaft dafür sind für die Stegblechdicke  $t_w$  16 mm und die Betondruckfestigkeit  $f_c$  58 MPa in Bild 6.96 die Tragfähigkeiten für die unterschiedlichen Festigkeiten  $f_y$  unter Berücksichtigung eines nichtlinearen Materialverhaltens ergänzt worden. Gerade bei geringen Festigkeiten des Stegblechs  $f_y$  weichen die Rechenergebnisse der beiden Varianten für das Stegblech außerhalb der Verbundfuge stark ab. Bei einer zunehmenden Festigkeit  $f_y$  nähern sich die errechneten Tragfähigkeiten durch die höhere Beanspruchbarkeit des Stags der beiden Varianten an. Für den Stahlsteg in der Verbundfuge wurde bei allen Berechnungen das Plastizieren zugelassen. Da es bei dieser Auswertung um die Tragfähigkeit der Verbundfuge und nicht um das Versagen des Stahlstags außerhalb der Verbundfuge geht, kann und wird das Plastizieren für das Diagramm in Bild 6.97 außer Acht gelassen. Zur besseren Übersichtlichkeit wird in diesem Bild die Tragfähigkeit auf die Ergebnisse auf die Streckgrenze  $f_y$  von 460 MPa normiert. Wie bereits in der Auswertung zur Stegblechdicke  $t_w$  erwähnt, ist es jedoch notwendig die Tragfähigkeit des Stahlstags außerhalb der Verbundfuge zu überprüfen. Das letztgenannte Bild zeigt die Vernachlässigbarkeit der Stahlfestigkeit  $f_y$  auf die Schubtragfähigkeit der Verbundfuge. Im noch herzuleitenden Bemessungsvorschlag bleibt die Stahlfestigkeit  $f_y$  daher unberücksichtigt.


 Bild 6.97: Einfluss der Streckgrenze  $f_y$ 

#### Einfluss der Bügelbewehrung $a_{sw}$

Bei den randnahen Kopfbolzen wurde sowohl von Breuninger<sup>336</sup> als auch von Kürschner<sup>337</sup> ein Einfluss der Bügelbewehrung auf die Tragfähigkeit festgestellt. Da Kürschner eine Querschubbeanspruchung betrachtet hat, bei der die Bügel zusätzlich als Aufhängebewehrung erforderlich sind, können die Untersuchungsergebnisse von ihm hier nicht direkt verglichen werden. Dagegen hat sich Breuninger, wie hier dargestellt, mit einer Längsschubbeanspruchung auseinandergesetzt. Die Bügelbewehrung bei den Längsschubuntersuchungen von Breuninger verhindert ein Spalten des Betongurts in Dickenrichtung. Bei den hier durchgeführten Versuchen führt das trapezförmig gekantete Stegblech zusätzlich zu Kräften in Richtung der Gurtbreite. Die Bügel wirken somit zum einen günstig gegen ein Spalten in Gurtickenrichtung und zum anderen gegen ein Spalten in Richtung der Gurtbreite, siehe Bild 6.98.

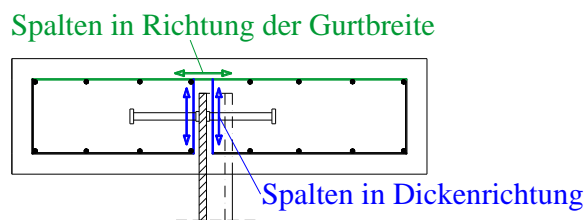


Bild 6.98: Wirkung der Bügelbewehrung

Von Breuninger konnte ein Einfluss der Längsschubtragfähigkeit sowohl durch den Bügeldurchmesser als auch durch die Anzahl der Bügel je Bolzen experimentell und numerisch festgestellt werden. Mit der Begründung, dass der Bügeldurchmesser erst bei einem größeren effektiven Randabstand  $a_r'$  einen signifikant günstigen Einfluss zeigt, wurde der Bolzendurchmesser

<sup>336</sup> Vgl. Breuninger, U. (2000), Abschnitt 5.2.4.5 und 5.2.4.6

<sup>337</sup> Vgl. Kürschner, K. (2003); Abschnitt 4.4.3.3 (e)

von ihm in der Bemessungsgleichung nicht berücksichtigt. Lediglich die Anzahl der Bügel je Bolzen findet in die Bemessungsgleichung Eingang, siehe Gleichung (2-14). Die erforderliche Spaltzugbewehrung wird nach seinen Vorgaben aber separat mit Gleichung (2-10) überprüft, so dass hier der Bewehrungsgrad trotzdem berücksichtigt wird.

Eine baupraktisch sinnvolle Festlegung der Bewehrungsmenge  $a_{sw}$  stellt eine Angabe in  $[\text{cm}^2/\text{m}]$  dar. Daher werden im Folgenden abweichend von den bisherigen Untersuchungen zu randnahen Kopfbolzen, siehe Abschnitt 2.4, die Auswertungen über den Bolzendurchmesser in  $[\text{mm}]$  und über die Anzahl der Bügel je Kopfbolzen nicht weiter verfolgt. Damit ist gegenüber Breuninger keine Dimensionierung der Bügelbewehrung über eine separate Gleichung erforderlich. Gegenüber den Auswertungen von Kürschner reduziert sich die Auswertung und die Berücksichtigung der Bügel in der Bemessungsgleichung vorteilhaft von zwei auf eine Angabe. Das Bild 6.99 stellt den Einfluss der Bügelbewehrung  $a_{sw}$  in  $[\text{cm}^2/\text{m}]$  dar. Die angegebene Bewehrungsmenge bezieht sich dabei je Stegseite und auch auf die durchgehende Bewehrung an der Oberseite.

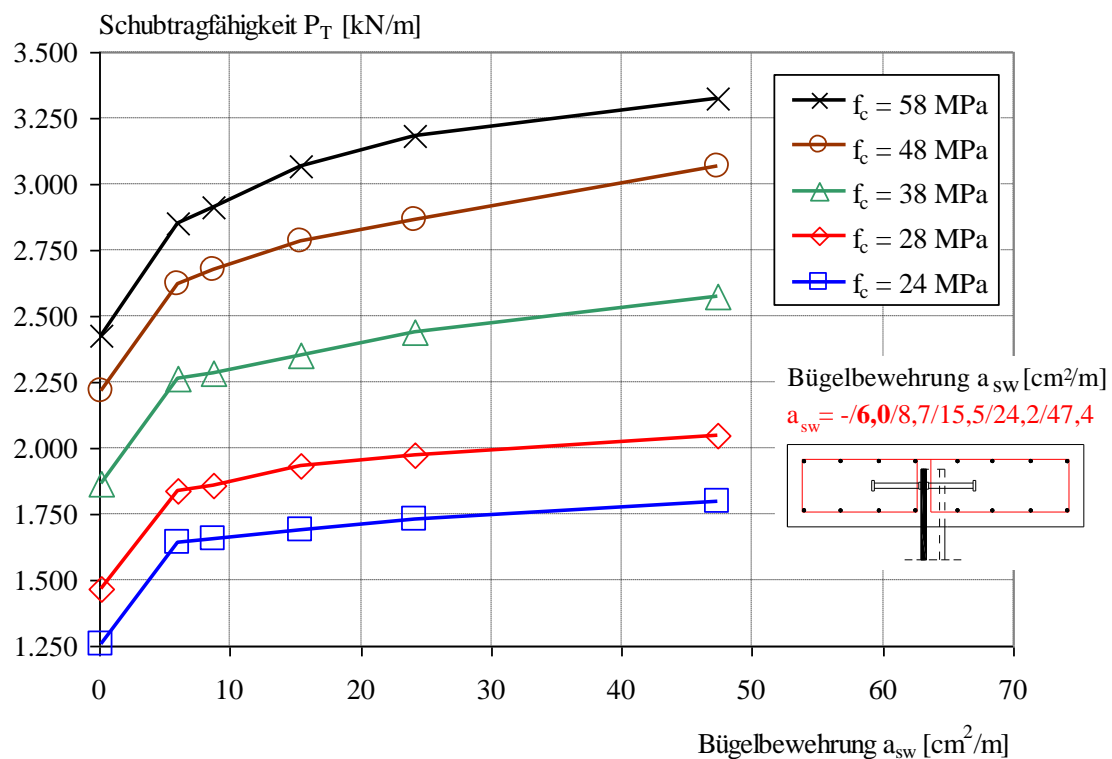


Bild 6.99: Schubtragfähigkeit  $P_T$  der Verbundfuge in Abhängigkeit der Bügelbewehrung  $a_{sw}$

Auffällig ist der große Unterschied zwischen keiner Bügelbewehrung und einer geringen Bewehrungsmenge. Der Verzicht auf eine Bügelbewehrung ist nicht nur wegen der deutlichen Traglastminderung, sondern auch wegen einem nicht gewollten spröden Versagen des Betongurts nicht sinnvoll. Es ist erkennbar, dass eine deutliche Erhöhung der Bügelbewehrungsmenge über einer Mindestbewehrung hinaus nur zu einer moderaten Traglaststeigerung führt. Die Normierung der Ergebnisse für unterschiedliche Betonfestigkeiten auf die Bewehrungsmenge bei einem Bügeldurchmesser von  $6,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ , siehe Bild 6.100, unterstreicht zum einen diese Aussage. Zum anderen ist in diesem Bild ersichtlich, dass der Bewehrungsgrad bei einer hohen Betonfestigkeit einen günstigeren Einfluss auf die Tragfähigkeit als bei einer niedrigen Betonfestigkeit aufweist. Der Exponent  $(a_{sw})^{0,05}$  erweist sich aber für alle Betonfestigkeiten als zutreffend. Ohne Bügelbewehrung liefert der gewählte Ansatz keine Tragfähigkeit. Da die Bü-



gelbewehrung aus Gründen der Robustheit gewollt ist, stellt dies keinen Mangel des Ansatzes dar.

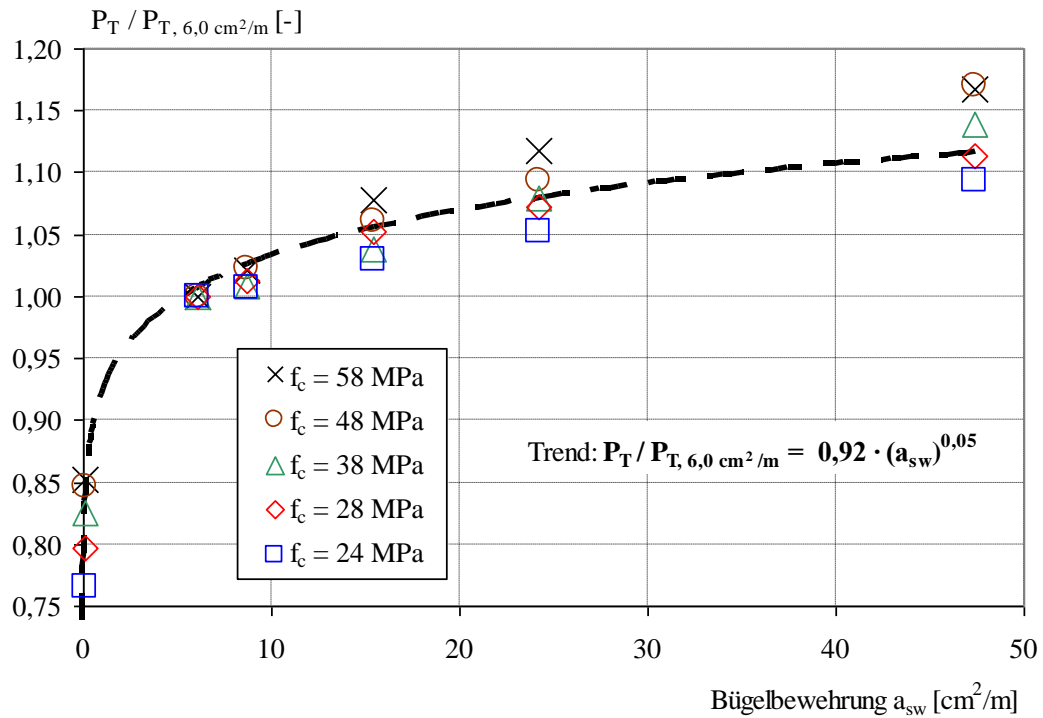


Bild 6.100: Einfluss der Bügelbewehrung  $a_{sw}$

### Einfluss der Längsbewehrung $a_{sl}$

Bereits die Vorüberlegungen zu den Versuchen und die geprüften Versuchskörper haben erwarten lassen, dass der Einfluss der Längsbewehrung gering ist. Diese Einschätzung wird durch die Parameterstudie mit den Finite-Elemente Berechnungen bestätigt. Die berechneten Tragfähigkeiten mit unterschiedlichen Längsbewehrungsmengen unterschieden sich innerhalb einer Betonfestigkeitsklasse sehr geringfügig voneinander, siehe Bild 6.101.

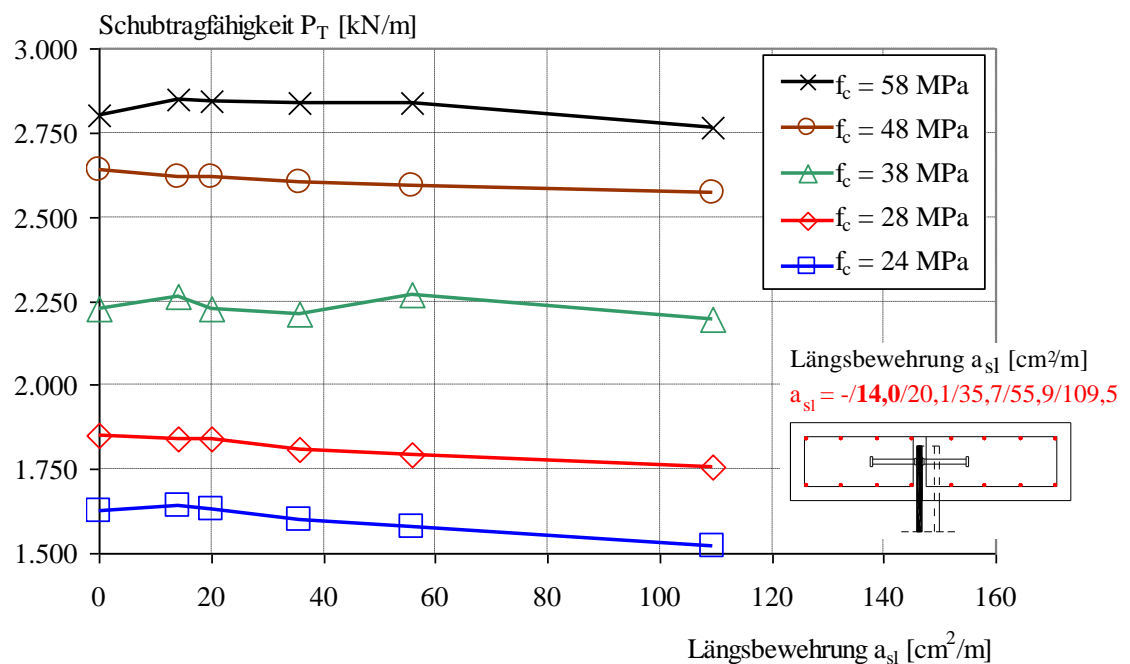


Bild 6.101: Schubtragfähigkeit  $P_T$  der Verbundfuge in Abhängigkeit der Längsbewehrung  $a_{sl}$

Die auf die Längsbewehrungsmenge von  $14 \text{ cm}^2/\text{m}$  normierten Traglasten sichtbaren geringen Unterschiede bei den Traglasten sind daher eher auf die Rechenungenauigkeit als auf den Einfluss der Längsbewehrungsmenge zurückzuführen. Infolgedessen zeigt die Trendlinie in Bild 6.102 mit dem Exponenten  $(a_{sl})^{0,00}$ , dass die Längsbewehrung zur Herleitung einer Bemessungsgleichung außer Acht gelassen werden kann.

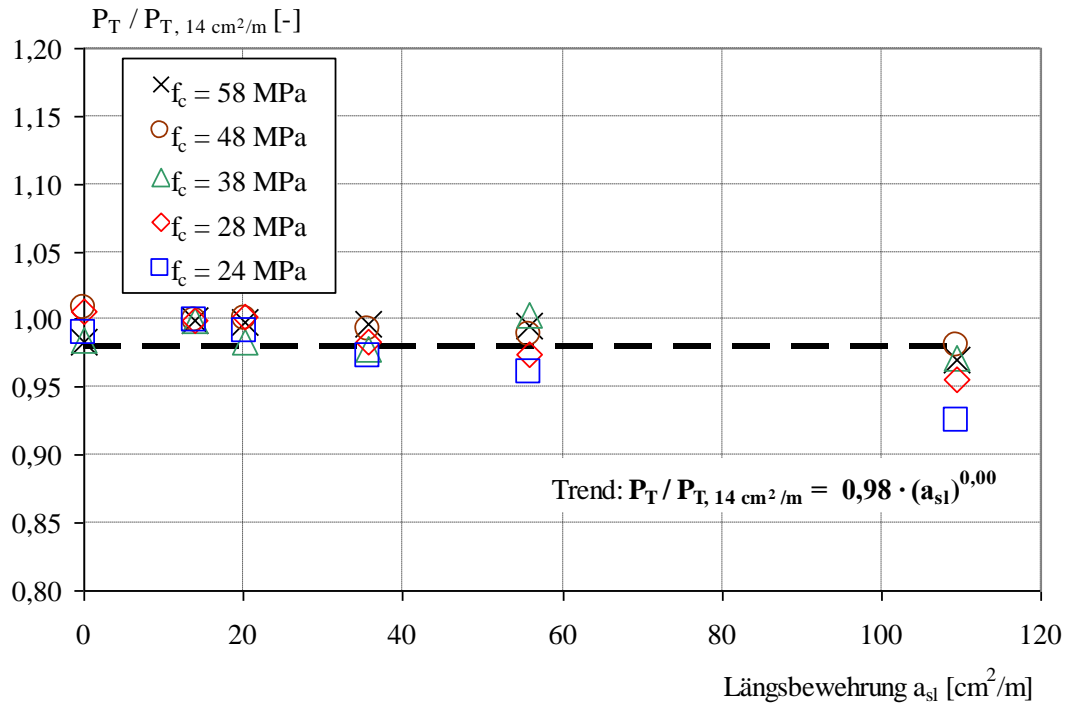
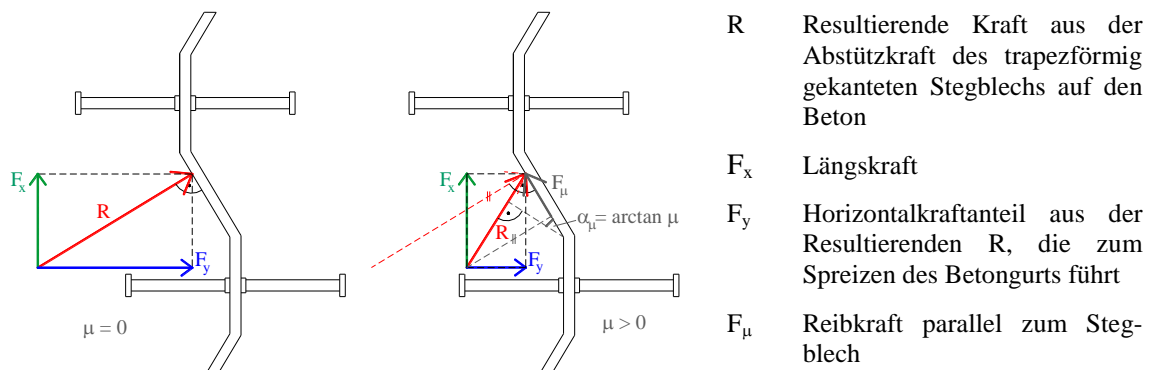


Bild 6.102: Einfluss der Längsbewehrung  $a_{sl}$

**Einfluss der Reibung  $\mu$**

Bereits die Nachrechnung der Versuche, siehe Abschnitt 6.4.3.4 und Bild 6.79, hat einen deutlichen Einfluss der Reibung auf die Tragfähigkeit der Verbundfuge aufgezeigt. Anhand von Auswertungen an Finite-Elemente Modellen konnte Röhm<sup>338</sup> feststellen, dass die Reibung insbesondere auf die Ausrichtung der resultierenden Kraft  $R$  und damit auf die Spreizkraft  $F_y$  eine Auswirkung hat, siehe Bild 6.103.



Neu gezeichnet und modifiziert nach Quelle: Röhm, J (2009), Abb. 5.6

Bild 6.103: Einfluss der Reibung auf die Spreizwirkung

<sup>338</sup> Vgl. Röhm, J. (2009) Abschnitt 5.1.2

Die Reibkraft  $F_\mu$  führt zu einer steileren Resultierenden  $R$  und damit zu einer geringeren Spreizkraft  $F_y$ . Während die vertikal ausgerichtet Kraft  $F_x$  vom Beton direkt über eine Druckbeanspruchung aufgenommen werden kann, führt die Spreizkraft  $F_y$  durch die Exzentrizität zum Gurtschwerpunkt zu einer Torsionsbeanspruchung der beiden Gurthälften. Da diese Torsionsbeanspruchung wesentlich ungünstiger von den Gurten aufgenommen werden kann, ist die Reibung für das Tragverhalten und die Tragfähigkeit als sehr günstig einzustufen.

Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Finite-Elemente Berechnungen bestätigen den günstigen Einfluss der Reibung in der Verbundfuge, siehe Bild 6.104.

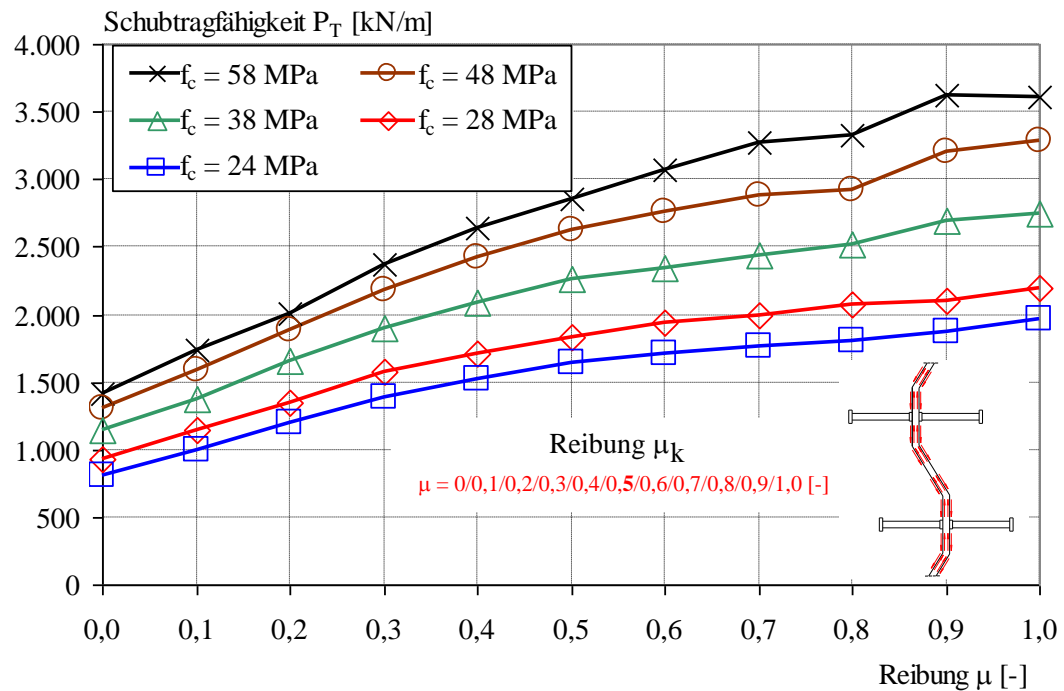


Bild 6.104: Schubtragfähigkeit  $P_T$  der Verbundfuge in Abhängigkeit der Reibung  $\mu$

Die Normierung der Ergebnisse für die unterschiedlichen betrachteten Betonfestigkeiten  $f_c$  auf die Tragfähigkeit bei einem Reibbeiwert  $\mu$  von 0,5 ist in Bild 6.105 dargestellt. Es wird deutlich, dass ein Reibbeiwert von  $\mu = 0,5$  gegenüber einer Vernachlässigung der Reibung zur doppelten Tragfähigkeit führt. Die in diesem Bild eingezeichnete Trendlinie  $1,21 \cdot (\mu)^{0,30}$  unterstreicht mit dem Exponenten 0,3 den großen Einfluss der Reibung. Rechnerisch führt dieser Ansatz bei einem Reibbeiwert  $\mu$  von 0 zu keiner Tragfähigkeit. Dies entspricht nicht der Realität, da auch für diesen Fall die Finite-Elemente Berechnungen nennenswerte Tragfähigkeiten aufweisen, die Tragfähigkeit der randnahen Kopfbolzen durch die vernachlässigbare Reibung nicht reduziert wird und außerdem auch die gekanteten Stege durch die Faltung eine Tragfähigkeit ermöglichen. Um auch für den Reibbeiwert  $\mu$  von 0 zutreffende Ergebnisse zu erhalten, kann man als Mindestwert  $\mu = 0,05$  verwenden. Bereits bei einem Reibbeiwert  $\mu$  von 0,1 werden die Rechenergebnisse mit der gewählten Gleichung wieder sehr gut abgebildet. Röh<sup>339</sup> hat mit einer Gleichung der Form  $A \cdot (1+\mu)^B$  statt  $A \cdot (\mu)^B$  einen etwas anderen Ansatz zur Berücksichtigung der Reibung für seine Bemessungsgleichung angeführt. Dieser Ansatz hat den Vorteil, dass auch bei  $\mu = 0$  die Tragfähigkeit größer als 0 ist. Zum einen konnten mit seinem Ansatz für die hier erzielten Rechenergebnisse keine zufriedenstellenden Faktoren ermittelt werden und

<sup>339</sup> Vgl. Röh, J. (2009), Abschnitt 5.1.3.7

zum anderen verlängert sich die Bemessungsgleichung. Daher wird der Ansatz von Röhms hier nicht weiter verfolgt.

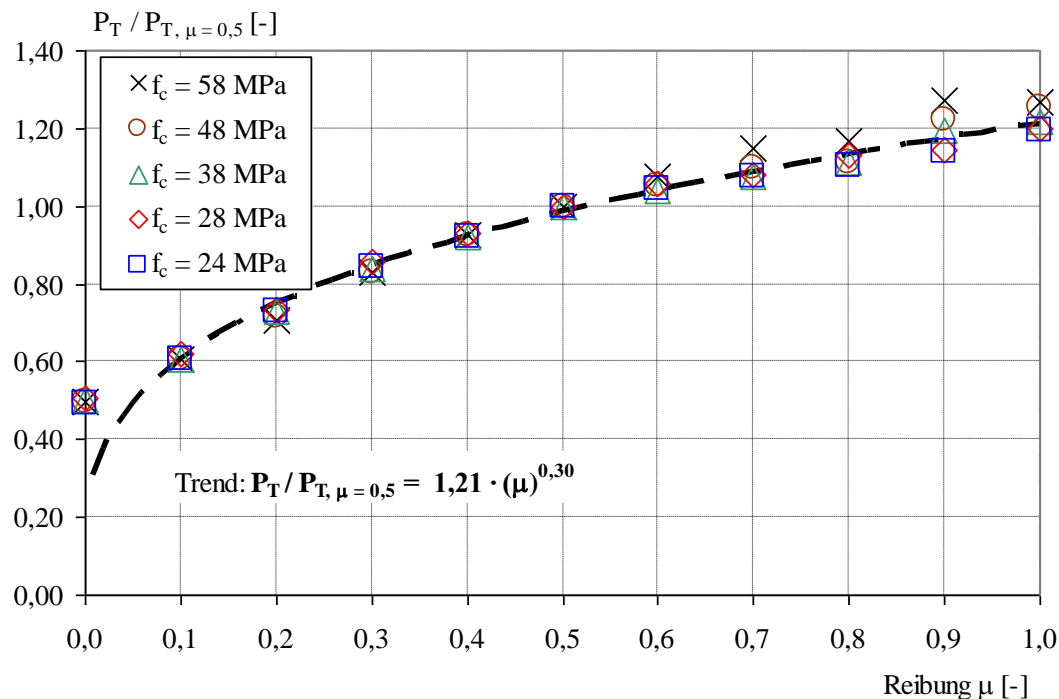


Bild 6.105: Einfluss der Reibung  $\mu$

Von Goralski<sup>340</sup> wird anhand von Versuchen mit Kopfbolzen von Roik & Hanswille dargestellt, dass sich durch Reibung zum einen die Tragfähigkeit steigern lässt und zum anderen die Tragfähigkeit bei einem größeren Schlupf erreicht wird. Dieser Sachverhalt wird durch die hier durchgeführten Betrachtungen bestätigt.

Der starke Einfluss der Reibung wirft insbesondere die Frage nach einem in der Praxis zutreffenden Reibbeiwert  $\mu$  auf. Von Kürschner<sup>341</sup> wurde im Rahmen seiner Betrachtungen zu randnahen Kopfbolzen unter Querschub in Mittellage eine übersichtliche Darstellung zum Reibbeiwert im Verbundbau dokumentiert. An dieser Stelle werden nur die wesentlichen Erkenntnisse wiedergegeben:

- Der Reibbeiwert ist wesentlich abhängig von der Oberflächenbehandlung des Stahls.
- Bei einer dynamischen Beanspruchung ist durch eine Verbesserung des Formschlusses mit mindestens dem Reibbeiwert einer statischen Beanspruchung zu rechnen.
- Normativ<sup>342</sup> liegt für eine walzraue und unbeschichtete Oberfläche ein zuverlässiger Reibbeiwert  $\mu$  von 0,5 vor.

#### **Einfluss der Zulagebewehrung $a_{sa}$**

Der Einfluss der bisher betrachteten Parameter konnte ohne eine Variation der Geometrie untersucht werden. Bei allen folgenden Parametern muss die Geometrie geändert werden, so dass ne-

<sup>340</sup> Vgl. Goralski, C. (2006) Bild 1.2 und zugehörige Primärliteratur Roik, K. & Hanswille, G. (1983)

<sup>341</sup> Vgl. Kürschner, K. (2003) Abschnitt 5.2.2

<sup>342</sup> Vgl. Norm DIN EN 1994-2 (2010), Abschnitt 6.7.4.2 (4)

ben dem Einfluss des eigentlichen Parameters auch ein Einfluss der geänderten Geometrie besteht.

Bei den bisher durchgeführten Auswertungen betrug die Gurtdicke  $h_{cf}$  stets 25 cm. Da es bei diesem geringen Betonüberstand über dem Stegblech keine Zulagebewehrung eingebaut werden konnte, wird dieser Einfluss an Körpern mit Gurtdicken  $h_{cf}$  von 300, 350 und 400 mm untersucht. Die Zulagebewehrung wurde jeweils 25 mm oberhalb des Stegblechs modelliert. Unabhängig von der Betongurtdicke ist mit zunehmendem Bewehrungsgrad ein günstiger, traglaststeigernder Einfluss erkennbar, siehe Bild 6.106.

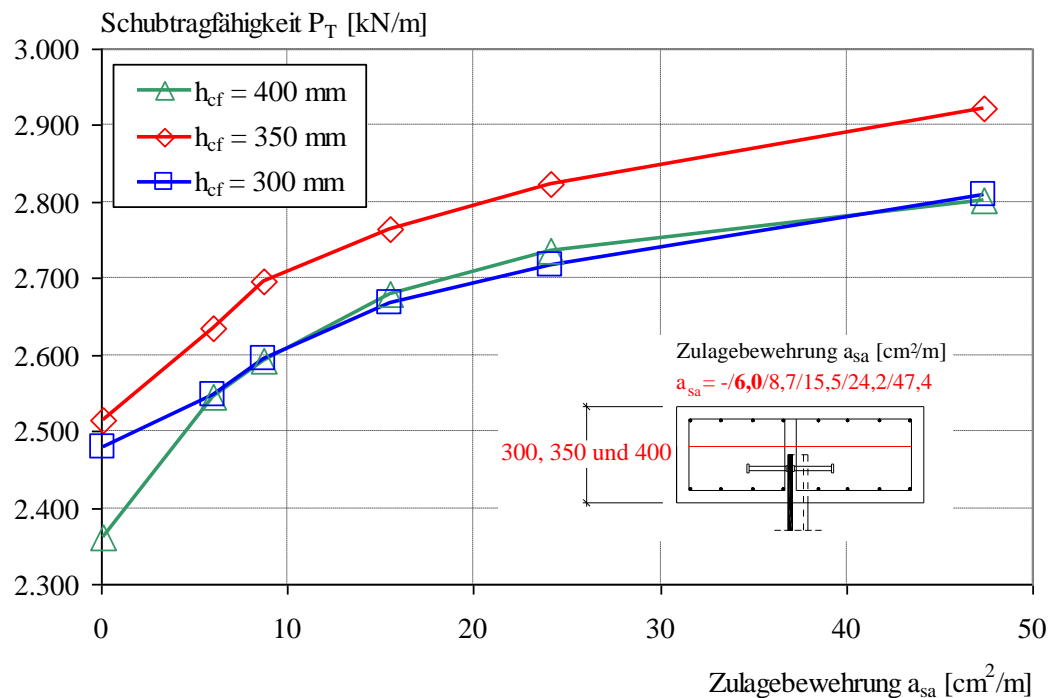
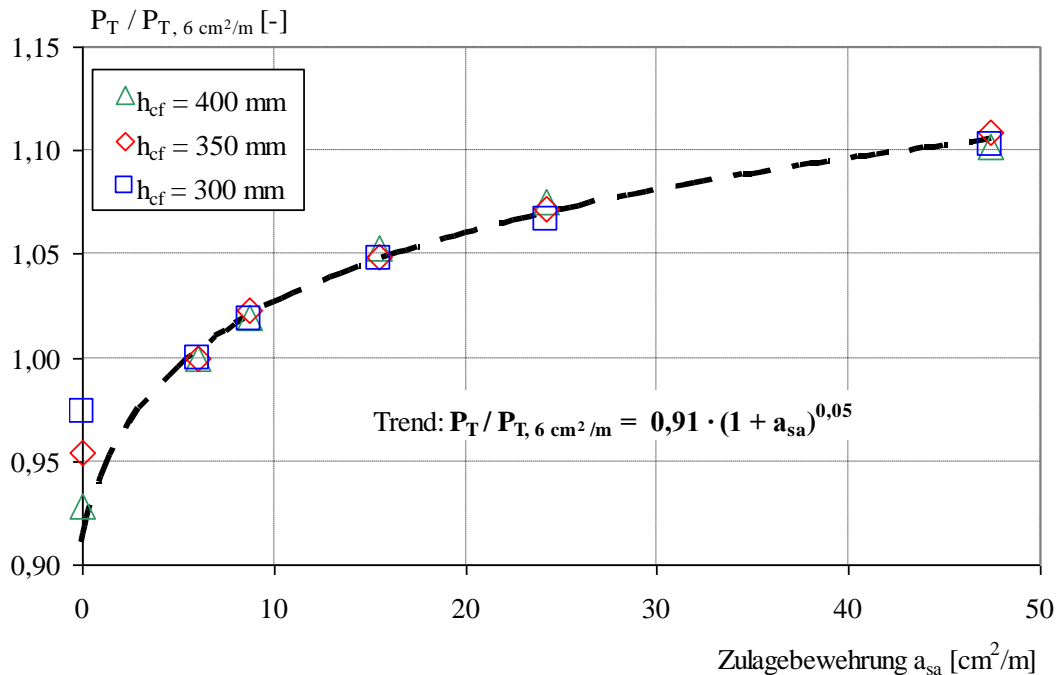


Bild 6.106: Schubtragfähigkeit  $P_T$  der Verbundfuge in Abhängigkeit der Zulagebewehrung  $a_{sa}$

In diesem Bild fällt auf, dass sich die erreichten Tragfähigkeiten der Körper mit einer Dicke  $h_{sc}$  von 300 und 400 mm nahezu identisch sind und die Tragfähigkeit bei einer Dicke  $h_{sc}$  von 350 mm die Tragfähigkeit ca. 4 % größer ist als bei den anderen untersuchten Gurtdicken  $h_{sc}$ . Diese beiden unerwarteten Sachverhalte können zum einen wegen der quantitativ geringen Unterschiede an der Rechenungenauigkeit liegen. Zum anderen können aber auch geometrische Verhältnisse die Ursache sein. Der Unterschied in den berechneten Tragfähigkeiten ist aber so gering, dass der gleichzeitige Einfluss der Betongurtdicke  $h_{sc}$  vernachlässigt werden kann.

Damit der Fall ohne Zulagebewehrung einfach in die Bemessungsgleichung aufgenommen werden kann, wird, abweichend von der bisherigen Handhabung, bei der Basis der Wert 1 addiert, siehe Bild 6.107. Als Bezugswert für die drei unterschiedlichen Betongurtdicken wurde dabei die Beanspruchbarkeit bei einer Bewehrungsmenge  $a_{sa}$  von je 6,0 cm<sup>2</sup>/m herangezogen. Mit dem Exponenten  $(1 + a_{sa})^{0,05}$  zeigt dieser Parameter einen verhältnismäßig geringen günstigen Einfluss auf die Tragfähigkeit.

Bild 6.107: Einfluss der Zulagebewehrung  $a_{sa}$ 

### **Einfluss der seitlichen Lagerung und der Periodenanzahl P**

Durch die zwangsläufig exzentrische Anordnung des trapezförmig gekanteten Stegblechs in Bezug zum Betongurtschwerpunkt entsteht ein Exzentrizitätsmoment, das bei einer allseitigen Lagerung der Finite-Elemente Modelle bzw. durch die monolithische Verbindung der Versuchskörper unterhalb der Verbundfuge über ein gegenläufiges Torsionsmoment der beiden Betongurthälften aufgenommen wird. Dieser Einfluss wirkt sich auf die Tragfähigkeit günstig aus. Außerdem konnte bei der Versuchsauswertung, siehe Bild 6.59, und der Verifikation, siehe Bild 6.89, festgestellt werden, dass bei der für die Versuche gewählten Periodenanzahl von 2,5 sich am Anfang und Ende Lasteinleitungsbereiche bilden, die weniger stark beansprucht werden als der Mittelteil der Verbundfuge. Um diesen Einfluss näher zu betrachten, wird die Tragfähigkeit in Abhängigkeit der Periodenanzahl bestimmt. Mit einer größeren Periodenanzahl und damit mit einem längeren Körper, ist zu erwarten, dass sich der günstige Einfluss der allseitigen Lagerung der Aufstandsfläche abschwächt.

Eine zusätzliche seitliche Lagerung, die in der Praxis durch eine Quervorspannung oder durch eine biegesteife Anbindung des Gurts gewährleistet werden könnte, behindert das Aufbiegen des Betongurts, so dass dadurch eine Traglaststeigerung zu erwarten ist. Ebenso führt die Anordnung von steifen Schotten in gewissen Abständen zu Lagerungsbedingungen, die den Versuchskörpern ähneln.

Die Erwartungen wurden durch die durchgeführten Finite-Elemente Berechnungen bestätigt, siehe Bild 6.108. Durch die Anordnung der seitlichen Lagerung zeigt sich eine etwa doppelt so hohe Tragfähigkeit wie ohne seitliche Lagerung. Da sowohl die seitliche Lagerung als auch die Lagerung der Grundfläche einen Einfluss auf die Tragfähigkeit hat und der Einfluss der Lagerung der Grundfläche mit zunehmender Periodenanzahl abnimmt, kann an dieser Stelle kein genauerer Faktor zum Einfluss der seitlichen Lagerung festgelegt werden.

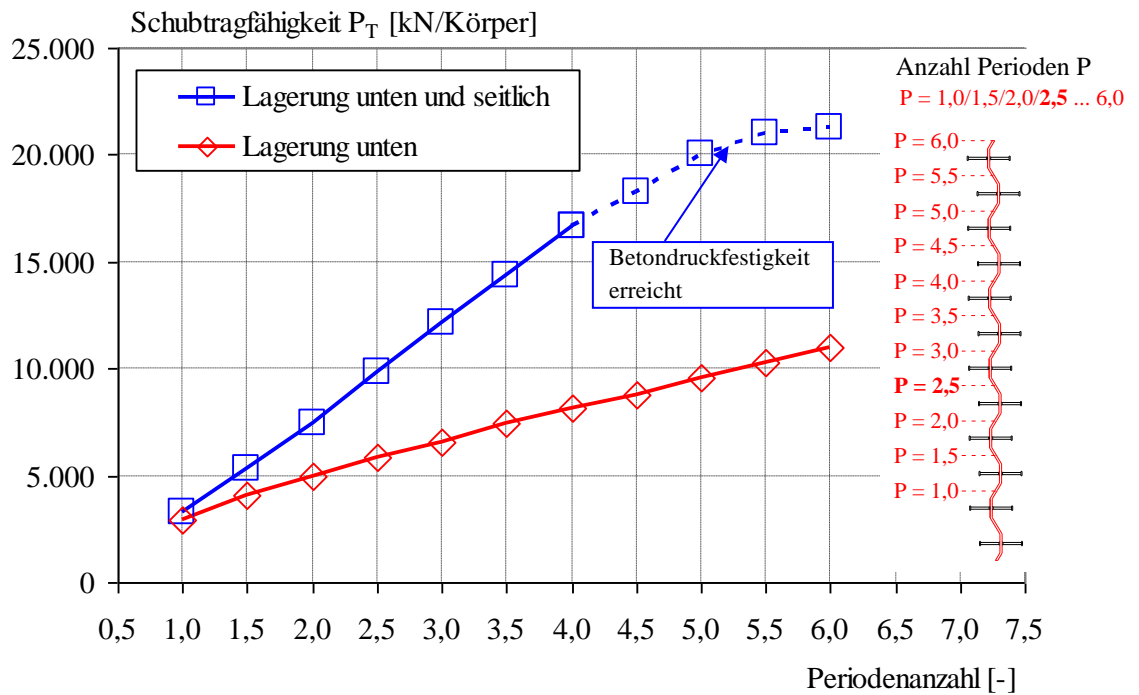
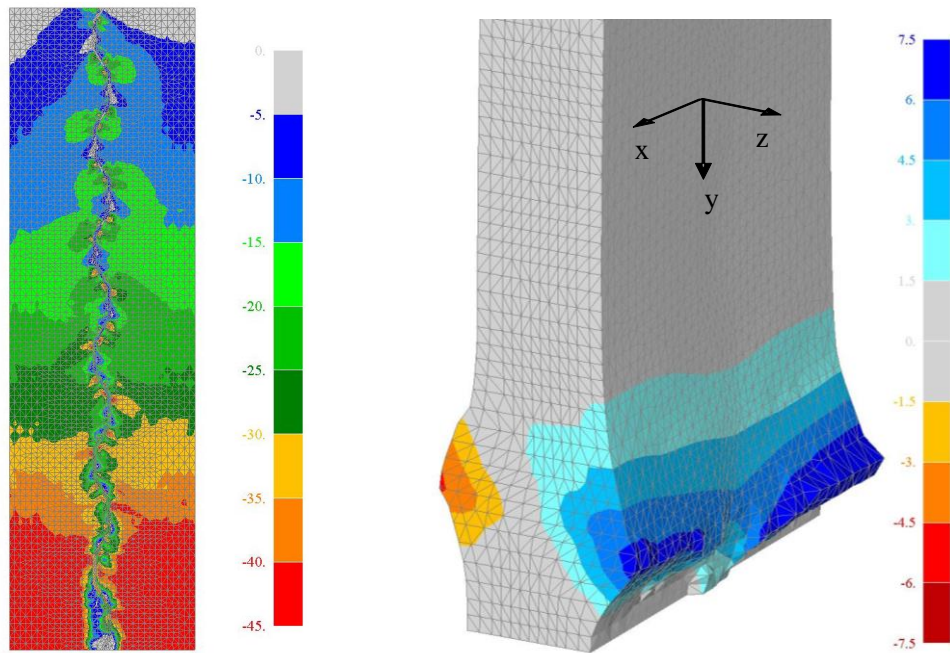


Bild 6.108: Schubtragfähigkeit  $P_T$  der Verbundfuge in Abhängigkeit der Periodenanzahl  $P$  und der seitlichen Lagerung bezogen auf die Tragfähigkeit eines Körpers

Ab etwa einer Periodenanzahl von 4,5 wird die Druckfestigkeit des Betongurts für den Fall mit seitlicher Lagerung erreicht. In der Nähe der Aufstandsflächen kommt es zu einem Druckversagen des Betongurts, siehe Bild 6.109. Damit kann man nachvollziehen, warum bei einer größeren Periodenanzahl keine nennenswerte Traglaststeigerung mehr möglich ist.



a) Hauptdruckspannungen des Betongurts bei Traglast [MPa]      b) Verformung in z-Richtung infolge Druckversagen nach Überschreiten der Traglast [mm]  
 Bild 6.109: Beanspruchung und Verformung des Betongurts für den Fall von sechs Wellen und zusätzlicher seitlicher Lagerung

Wenn man die Tragfähigkeit auf die projizierte Länge der Verbundfuge betrachtet, siehe Bild 6.110, stellt man für den Fall ohne seitliche Halterung fest, dass die Tragfähigkeit mit zunehmender Verbundfugenlänge abnimmt. Es ist außerdem ersichtlich, dass sich dieser Effekt mit zunehmender Länge abschwächt.

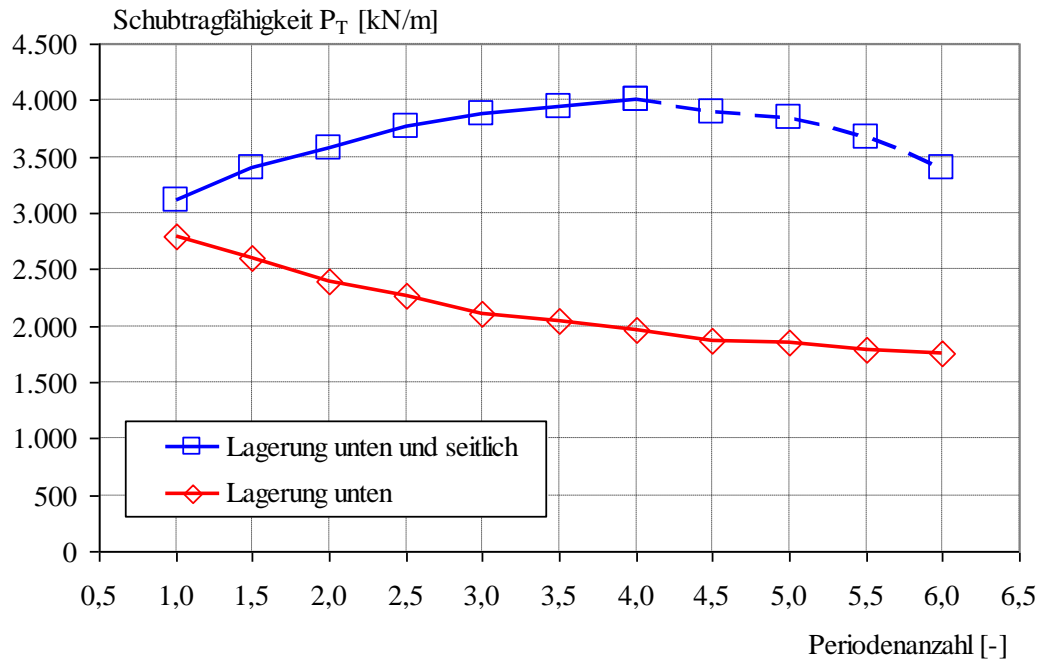


Bild 6.110: Schubtragfähigkeit  $P_T$  [kN/m] der Verbundfuge in Abhängigkeit der Periodenanzahl  $P$  und der seitlichen Lagerung

Es wird klar, dass die allseitige Lagerung der Körperaufstandsfläche zwar zutreffend für die durchgeführten Versuche ist, aber für eine in der Länge unbegrenzte Verbundfuge zu günstige Tragfähigkeiten liefert. Sinnvolle Näherungen liefern keinen Wert für die Untergrenze der Tragfähigkeit. Zur Ermittlung dieses unteren Grenzwerts sind weitere Betrachtungen erforderlich. Die Rechenergebnisse lassen es jedoch zu, eine Näherungsgleichung für den beschriebenen Einfluss im Bereich des berechneten Parameterbereichs von einer bis zu sechs Falten herzuleiten, siehe Bild 6.111. In dem Diagramm ist  $n$  die Anzahl der Falten, zwischen denen eine Einspannung angenommen werden kann. Da bei den Versuchen nur eine einseitige Lagerung an der Unterseite vorhanden war, das Diagramm aber von einer Halterung am Anfang und Ende ausgeht, ist die Anzahl  $n$  in diesem Diagramm doppelt so groß wie in den Berechnungen angegeben. Die in diesem Bild angegebene Näherungsgleichung erlaubt zudem eine Extrapolation für eine höhere Faltenanzahl.

Für den Fall mit einer seitlichen Lagerung des Betongurts ist ein anderer Verlauf erkennbar. Im Bereich einer Faltenanzahl zwischen einer und vier Perioden steigt die Tragfähigkeit je Meter Verbundfuge an. Dies kann auf lokale Effekte bei sehr kurzen Längen zurückgeführt werden, die sich bei zunehmender Faltenanzahl abschwächen. Die exzentrische Beanspruchung führt zu einer Biegebeanspruchung in Gurtebene. Bei einer geringen Faltenanzahl und somit bei einem kurzen Hebelarm tritt dieser Effekt besonders zu Tage, siehe in diesem Zusammenhang Bild 6.38. Dies wird durch die Verformung in  $z$ -Richtung des Betongurts und der Kopfbolzen bei einer geringen Faltungslänge deutlich, siehe Bild 6.112. Sowohl an den Kopfbolzen als auch an dem Betongurt ist eine Verformung an der Unterseite nach außen erkennbar. An der Oberseite ist eine entsprechende Verformung nach innen feststellbar. Der Rückgang der Tragfähigkeit ab



einer Periodenanzahl von 4,5 ist wegen der traglastbegrenzenden Wirkung der Betondruckfestigkeit wieder nicht repräsentativ.

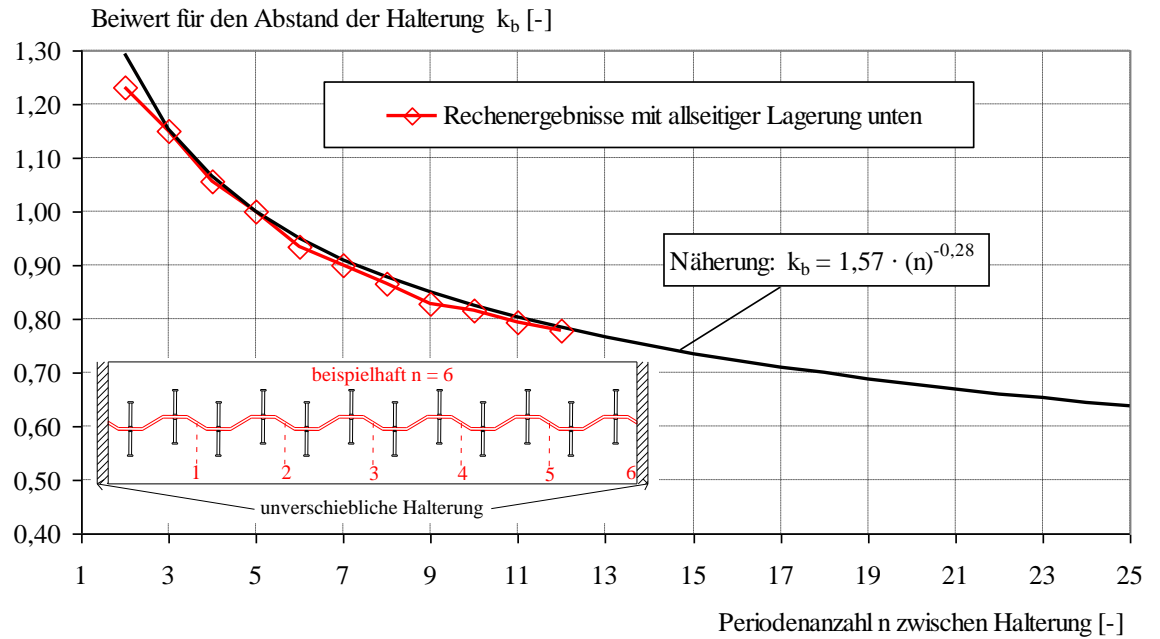
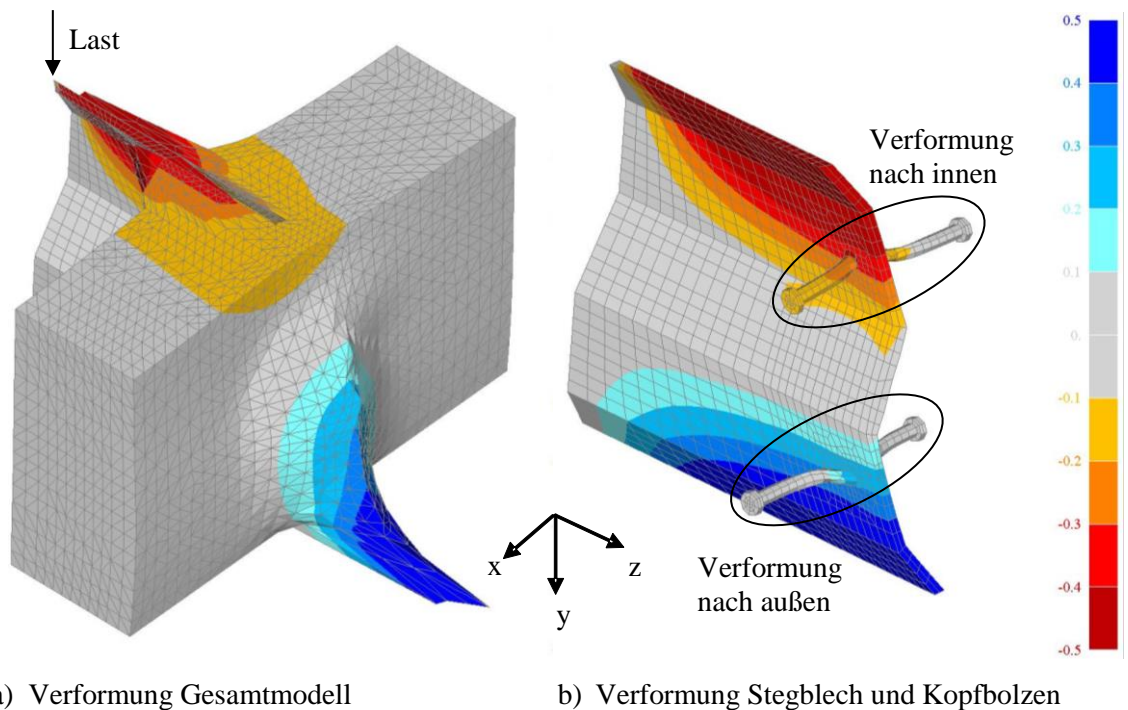


Bild 6.111: Anpassungsbeiwert  $k_b$  für die Lagerung der Versuchskörper in Abhängigkeit von der Faltenanzahl  $n$  zwischen einer unverschieblichen Halterung



a) Verformung Gesamtmodell

b) Verformung Stegblech und Kopfbolzen

Bild 6.112: Verformung in z-Richtung [mm] bei kleiner Periodenanzahl, hier  $n = 1,0$  (10-fach überhöht)

### Einfluss der Lagerung unten

Bereits die Betrachtungen zur Anzahl der Perioden haben deutlich gemacht, dass die Lagerung bzw. die monolithische Verbindung unterhalb der Verbundfuge bei den Versuchskörpern einen sehr großen Einfluss auf die Tragfähigkeit haben. Insbesondere wird durch die allseitige Lagerung der Grundfläche das Aufbiegen der Gurte behindert. In der Praxis gibt es günstige Einflüsse, die ein Aufbiegen des Betongurts behindern, siehe Bild 6.113. Als Beispiel ist die Biegebeanspruchung infolge des Eigengewichts des Betongurts zu nennen, dessen Momentenbeanspruchung zu einem Zusammenhalten der Verbundfuge führt. Außerdem wird ein Aufbiegen des Gurts durch die Steifigkeit der angeschlossenen Bauteile behindert.

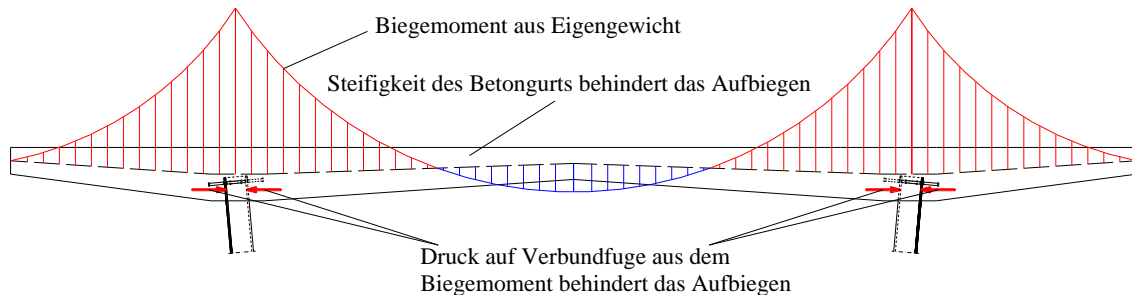


Bild 6.113: Günstige Einflüsse, die das Aufbiegen der Gurte behindern

Diese günstigen Einflüsse können weder allgemein vorausgesetzt werden, noch können diese für die Tragfähigkeit genau quantifiziert werden. Daher wird im Folgenden die Art der Lagerung variiert.

Für einen lediglich vertikal in  $y$ -Richtung gelagerten Körper ist die Verformung in  $z$ -Richtung dargestellt. Im Gegensatz zu einer allseitigen Lagerung, siehe Bild 6.81 zeigt sich hier über die gesamte Höhe eine gleichmäßige Verformung in  $z$ -Richtung. Zusätzliche Traganteile durch eine Torsionsbeanspruchung der Betongurthälften sind durch diese Lagerung ausgeschlossen.

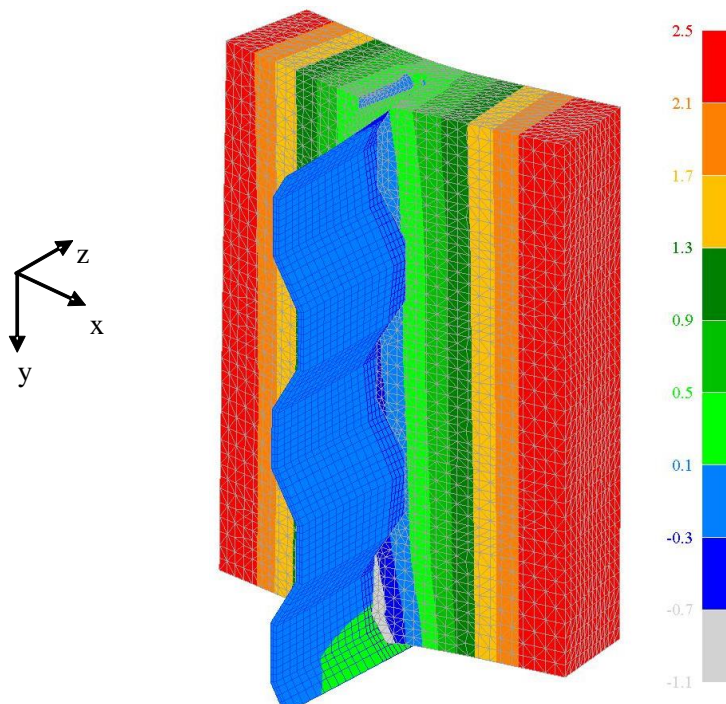


Bild 6.114: Verschiebung in  $z$ -Richtung [mm] bei der Traglast (2-fach überhöht)

In Bild 6.115 sind die Hauptdruckspannungen bei der Traglast und der Lagerung ausschließlich in y-Richtung abgebildet. Oben ist in diesem Bild der Schnitt auf Höhe des obersten Kopfbolzens dargestellt.

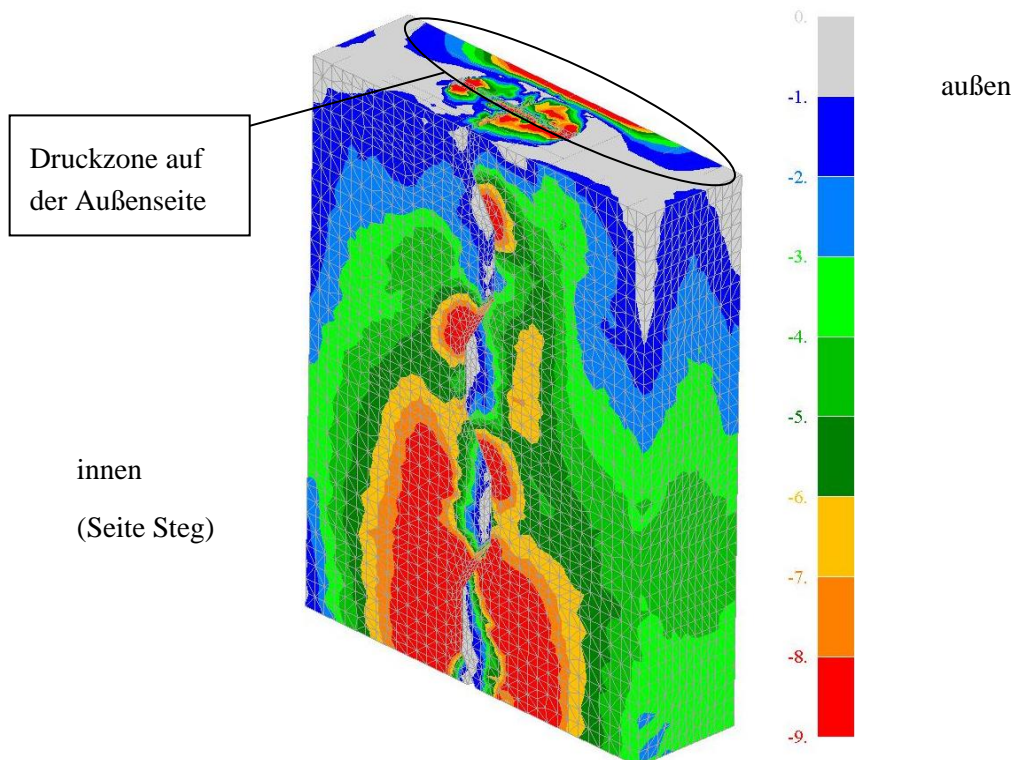


Bild 6.115: Hauptdruckspannungen bei der Traglast [MPa]

Auf der Innenseite steigt die Druckbeanspruchung durch die immer größer werdende eingeleitete Kraft kontinuierlich an. Auf der Außenseite ist eine Druckzone zu erkennen, die auf die Biegebeanspruchung des Betongurts zurückzuführen ist.

Die Rechenergebnisse der Lagerung der Grundfläche sowohl in y-Richtung als auch in alle Richtungen sind in Tabelle 6.25 erfasst.

Tabelle 6.25: Tragfähigkeiten in Abhängigkeit der Lagerung des Betongurts

$f_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Tragfähigkeit [kN/m] bei		Verhältnis der Tragfähigkeit [-] y/xyz
	einer allseitigen Lagerung (xyz)	Lagerung nur in ver- tikaler Richtung (y)	
24	1643	830	0,50
28	1838	923	0,50
38	2261	1087	0,48
48	2620	1248	0,48
58	2850	1409	0,49

Der Abminderungsfaktor zur Umrechnung zwischen einer allseitigen Lagerung und einer Lagerung nur in vertikaler Richtung liegt daher bei ca. 0,5. Damit kann die Gleichung in Bild 6.111 auf den Mindestwert  $k_b = 0,5$  begrenzt werden. Die große Abminderung durch die Art der Lagerung zeigt die Bedeutung von Maßnahmen zur Verhinderung des Aufbiegens des Betongurts.

Für beide untersuchten Lagerungen ist die Trendlinie zum Einfluss der Betonfestigkeit identisch, siehe Bild 6.116. Als Bezugswert gilt in diesem Bild für beide Linien die Tragfähigkeit bei einer Betondruckfestigkeit  $f_c$  von 38 MPa.

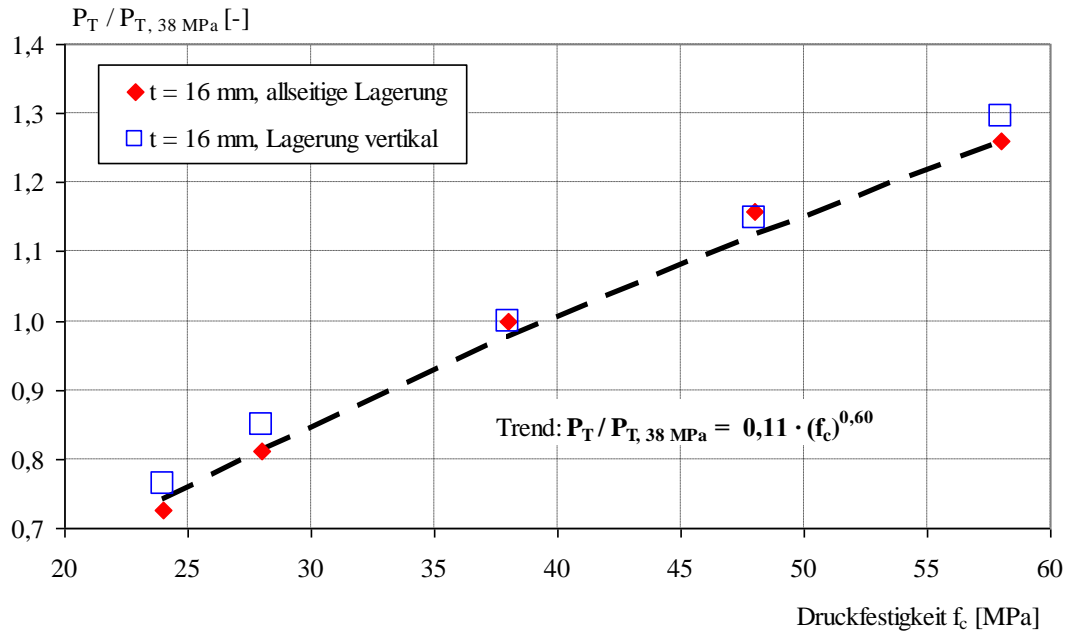


Bild 6.116: Einfluss der Betonfestigkeit  $f_c$  bei unterschiedlicher Lagerung

Dies lässt den Schluss zu, dass die erreichten Tragfähigkeiten zwar eine deutliche Abhängigkeit von der Lagerung aufweisen, aber die ermittelte Trendlinie für den Einfluss der Betondruckfestigkeit unabhängig von der Lagerung weiterhin gültig ist. Deshalb ist diese Trendlinie trotz einer bei den Versuchen vorhandenen, für die Realität jedoch nicht zutreffenden Lagerung dennoch für eine realitätsnahe Abbildung des Betonfestigkeitseinflusses tauglich.

Da der Einfluss der Lagerung der Aufstandsfläche bei den Betrachtungen zur *seitlichen Lagerung* nicht unabhängig ist, wurde zur Festlegung eines Beiwerts  $k_b$  zum Einfluss der seitlichen Lagerung eine zusätzliche Berechnung durchgeführt. Diese Berechnung mit einer seitlichen Lagerung und nur einer vertikalen Lagerung der Aufstandsfläche kann in Bezug gesetzt werden zur hier durchgeführten Berechnung ohne seitliche Lagerung. Bezieht man das Verhältnis dieser beiden Versuche wieder ins Verhältnis zur Tragfähigkeit bei der Lagerung entsprechend den Versuchen erhält man den Einflussfaktor  $k_b$  für die seitliche Lagerung der Gurte, die ein Aufbiegen dieser unterbindet.

Tabelle 6.26: Beiwert für die seitliche Lagerung  $k_b$  bei den Körpern mit Kopfbolzen

Lagerung unten	Tragfähigkeit eines Versuchskörpers [kN] bei		
	y	y	xyz
Lagerung seitlich	ja	nein	nein
	9251,6	2826	5879
Verhältnis	3,274	0,481	
Verhältnis = Beiwert $k_b$		1,574	
Gewählter Beiwert $k_b$		<b>1,50</b>	

Die Lagerungsmöglichkeiten in x- und y-Richtung sowie y- und z-Richtung wurden ebenfalls rechnerisch untersucht. Dabei ergeben sich Traglasten die zwischen einer Lagerung in y-Richtung und einer allseitigen Lagerung der Grundfläche liegen. Das Last-Verformungsverhalten dieser Varianten ist mit einer realistischen Lagerung nicht in Einklang zu bringen. Diese Varianten werden daher nicht weiter verfolgt.

Die Voruntersuchungen haben gezeigt, dass vom Programm MASA<sup>®</sup> höhere Steifigkeiten der Verbundfuge berechnet werden, als diese in den Versuchen tatsächlich gemessen werden konnten. Dennoch lässt sich mit MASA<sup>®</sup> eine qualitative Einordnung des Einflusses der Lagerung auf die Steifigkeit bestimmen, siehe Bild 6.117. Gegenüber einer Lagerung der Grundfläche nur in vertikaler Richtung ist die Verbundfuge bei einer allseitigen Lagerung etwa doppelt so steif. Die Anordnung einer zusätzlichen Lagerung der Betongurtseiten führt noch einmal zu einer deutlichen Steigerung der Steifigkeit.

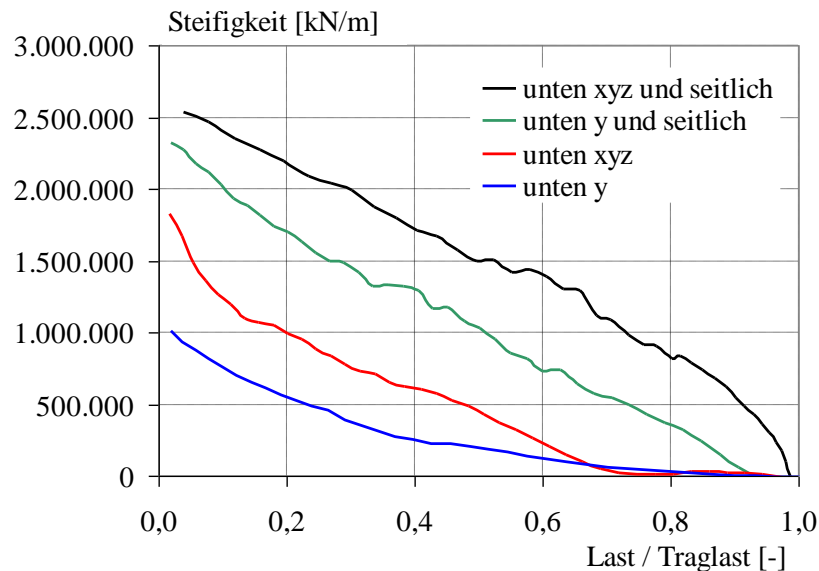


Bild 6.117: Einfluss der Lagerung auf die Steifigkeit

Die Betrachtungen zum Einfluss der Lagerung zeigen einen erheblichen Einfluss dieses Parameters auf die Beanspruchbarkeit der Verbundfuge. Daher werden die bereits untersuchten Parameter Bügelbewehrung  $a_{sw}$ , Zulagebewehrung  $a_{sa}$ , Reibung  $\mu$ , Faltungswinkel  $\alpha$  und Abschnittslänge  $a_l$  noch einmal unter diesem Gesichtspunkt näher überprüft. Dazu wurden ergänzende Finite-Elemente Berechnungen durchgeführt, die im Folgenden anhand von Diagrammen ausgewertet werden.

Die Auswertung der Rechenergebnisse für die ausschließliche Lagerung in y-Richtung führt für den Parameter Bügelbewehrung  $a_{sw}$  zu Bild 6.118. Darin kann festgestellt werden, dass die Bügelbewehrung für den Fall der Lagerung nur in y-Richtung einen günstigeren Einfluss hat als für den Fall einer allseitigen Lagerung des Betongurts, siehe dazu auch Bild 6.100. Dies kann darauf zurückgeführt werden, dass durch die ungünstigere Lagerung die Bügelbewehrung anteilig mehr dazu beiträgt, das Aufbiegen des Betongurts zu behindern. Da die Abweichungen im Bereich von praxisrelevanten Bewehrungsmengen  $a_{sw}$  gering sind, wird dieser Aspekt im Folgenden bei der Entwicklung der Bemessungsgleichung auf der sicheren Seite nicht berücksichtigt.

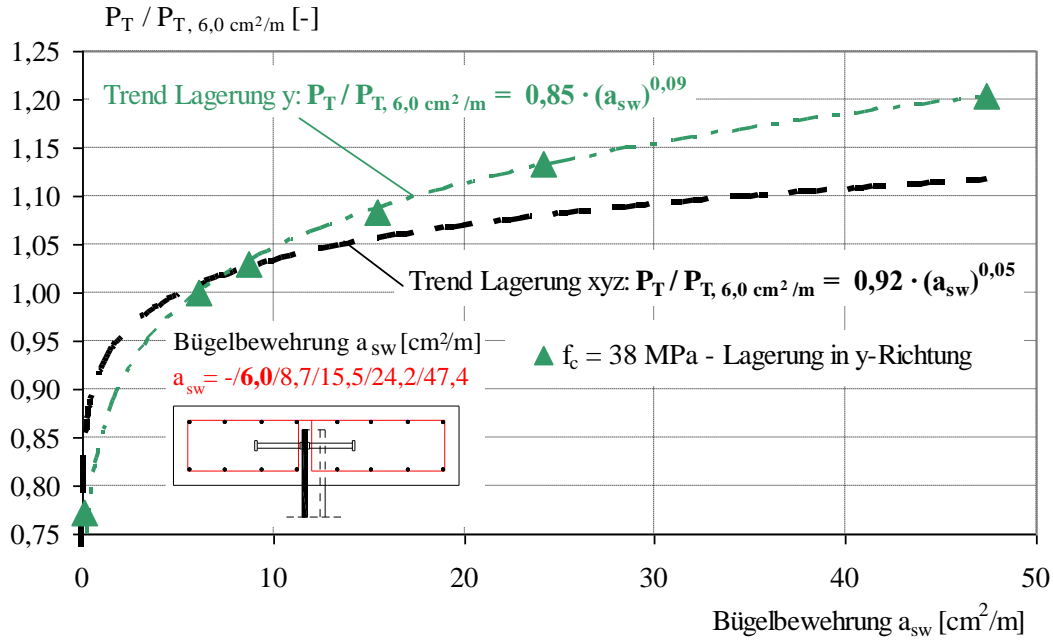


Bild 6.118: Einfluss der Bügelbewehrung  $a_{sw}$  in Abhängigkeit der Lagerung

Derselbe Sachverhalt spiegelt sich auch bei der Auswertung der Rechenergebnisse unter Berücksichtigung des Parameters Zulagebewehrung  $a_{sa}$  wider, siehe Bild 6.119. Auch hier liefert die bereits in Bild 6.107 gezeichnete Trendlinie für die allseitige Lagerung des Betongurts im Bereich üblicher Bewehrungsmengen ausreichend zutreffende Ergebnisse. Für große Bewehrungsmengen  $a_{sa}$  liegt der Ansatz für die allseitige Lagerung auf der sicheren Seite, so dass der Einfluss auf der sicheren Seite unberücksichtigt bleiben kann.

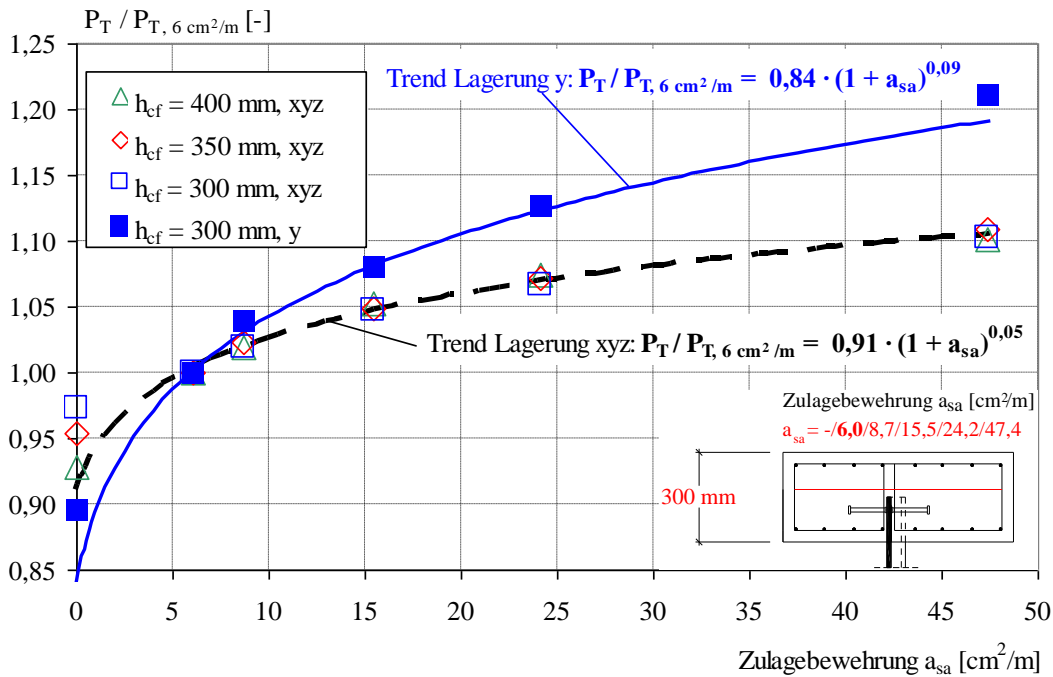


Bild 6.119: Einfluss der Zulagebewehrung  $a_{sa}$  in Abhängigkeit der Lagerung

Betrachtet man den Einfluss der Reibung  $\mu$ , siehe Bild 6.120, so zeigt sich bei einer Lagerung des Betongurts nur in Richtung der Schubbeanspruchung ein geringerer Einfluss dieses Parameters als bei einer allseitigen Lagerung. Da der Unterschied bei großer Reibung gering ist und der

Effekt bei kleinen Reibbeiwerten  $\mu$  auf der sicheren Seite liegt, kann dies für die Bemessung vernachlässigt werden.

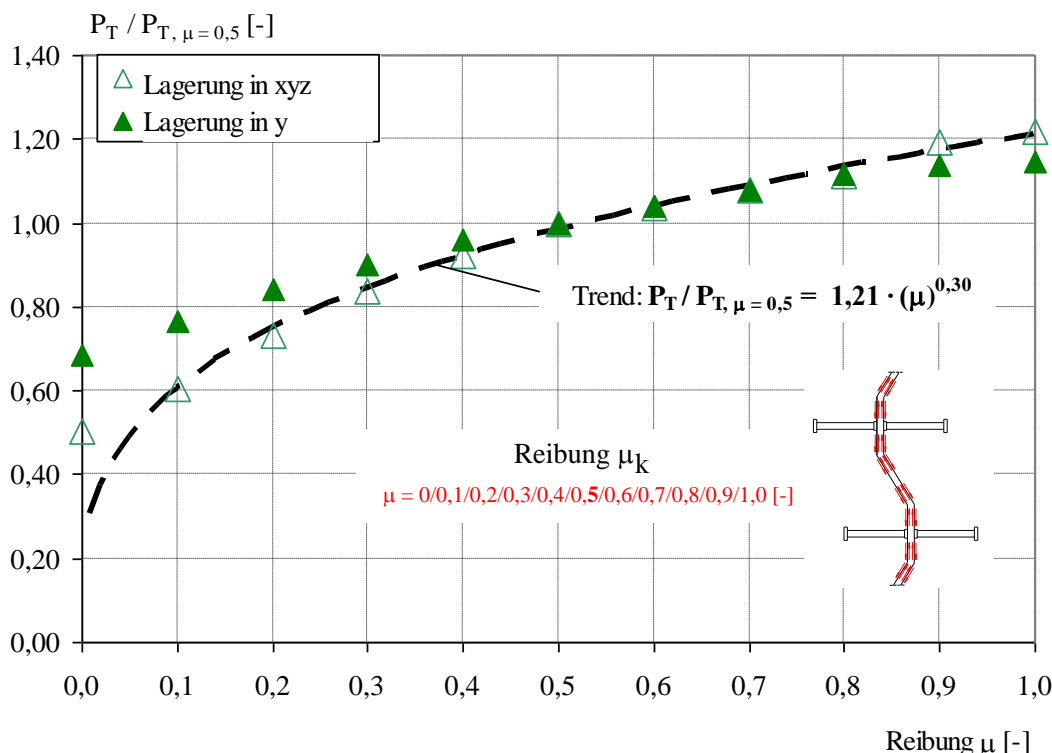


Bild 6.120: Einfluss der Reibung  $\mu$  in Abhängigkeit der Lagerung für den Fall mit Kopfbolzen

Insgesamt betrachtet lässt sich feststellen, dass neben dem bereits dargestellten günstigen Einfluss der allseitigen Lagerung auf die Beanspruchbarkeit auch eine Wechselwirkung mit Parametern besteht, die ebenfalls das Aufbiegen des Betongurts behindern wie z.B. das Vorhandensein von Kopfbolzen oder von Zulagebewehrung bzw. der Bügelbewehrungsmenge. Bei einer vorhandenen allseitigen Lagerung ist der Einfluss der anderen Parameter auf die Beanspruchbarkeit geringer als für den Fall der Lagerung nur in Richtung der Schubbeanspruchung. Da die Auswertung der Finite-Elemente Berechnungen jedoch grundlegend auf dem Fall einer allseitigen Lagerung beruht, handelt es sich dabei für die anderen Parameter um Betrachtungen auf der sicheren Seite. Um die folgende Bemessungsgleichung nicht noch umfangreicher zu gestalten, wird daher auf die rechnerische Berücksichtigung dieses Effekts verzichtet.

**Einfluss von Betongurtbreite  $b_{cf}$  und Betongurtdicke  $h_{cf}$**

Zur Untersuchung dieser beiden Parameter wurden Betongurtdicken  $h_{cf}$  zwischen 250 und 600 mm sowie Betongurtbreiten  $b_{cf}$  zwischen 576 und 1500 mm rechnerisch untersucht, siehe Bild 6.121.

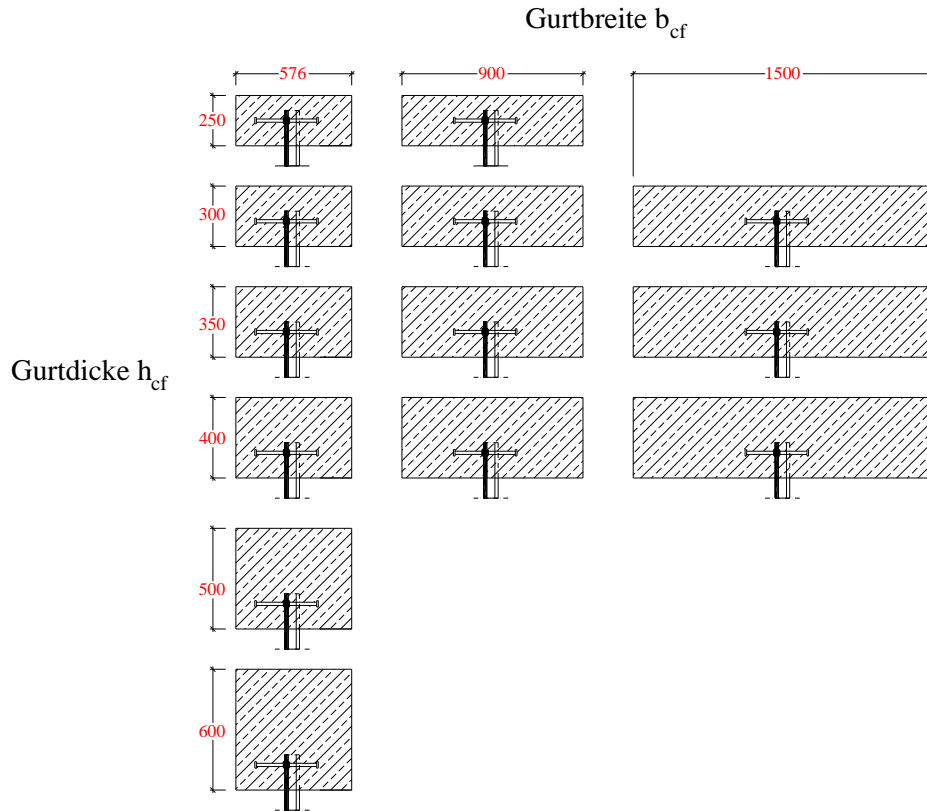


Bild 6.121: Untersuchte Varianten für die Parameter Betongurtbreite  $b_{cf}$  und –dicke  $h_{cf}$

Es wurden Berechnungen sowohl mit allseitiger Lagerung als auch mit Lagerung ausschließlich in vertikaler Richtung durchgeführt. Im Fall der allseitigen Lagerung der Aufstandsfläche ist bei der Auswertung zur Betongurtbreite für eine Vergrößerung der Betongurtbreite  $b_{cf}$  eine deutliche Steigerung der Tragfähigkeit erkennbar, siehe Bild 6.122.

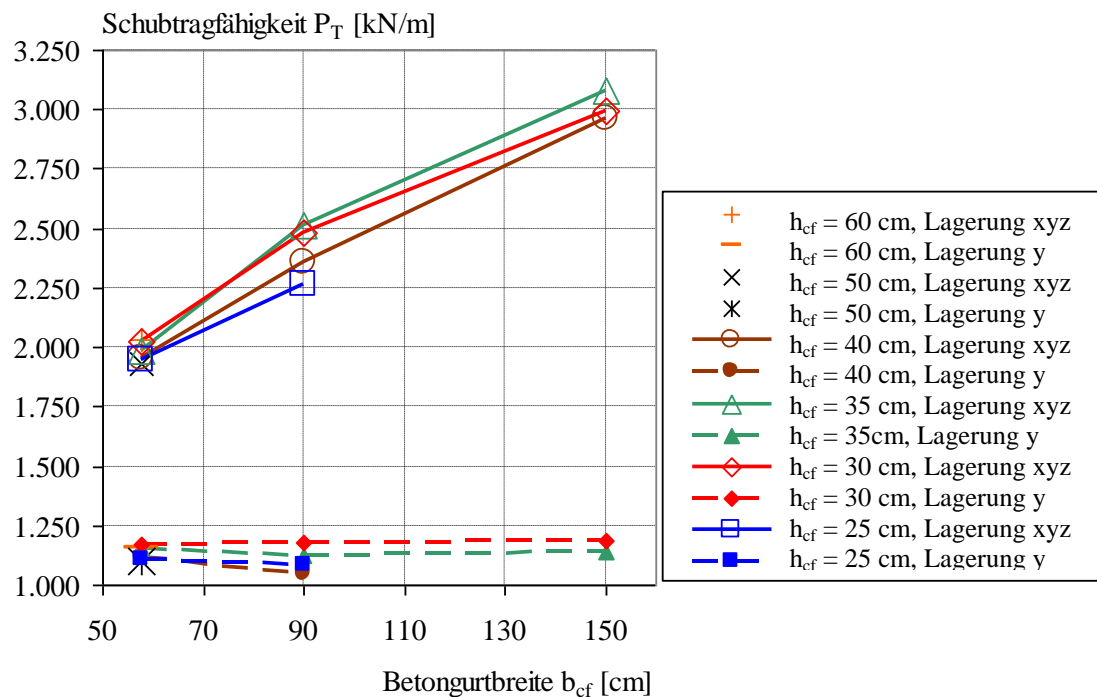


Bild 6.122: Schubtragfähigkeit  $P_T$  je Meter Verbundfuge in Abhängigkeit der Betongurtbreite  $b_{cf}$



Für den Fall einer Lagerung nur in vertikaler y-Richtung ist dagegen die Betongurtbreite ohne nennenswerten Einfluss auf die Tragfähigkeit. Dies zeigt wieder den sehr günstigen Einfluss der Torsionseinspannung der Betongurthälften an der Aufstandfläche. Als Bezugswert wurde für jede Linie die Tragfähigkeit bei einer Betongurtbreite von 57,6 cm verwendet, siehe Bild 6.123.

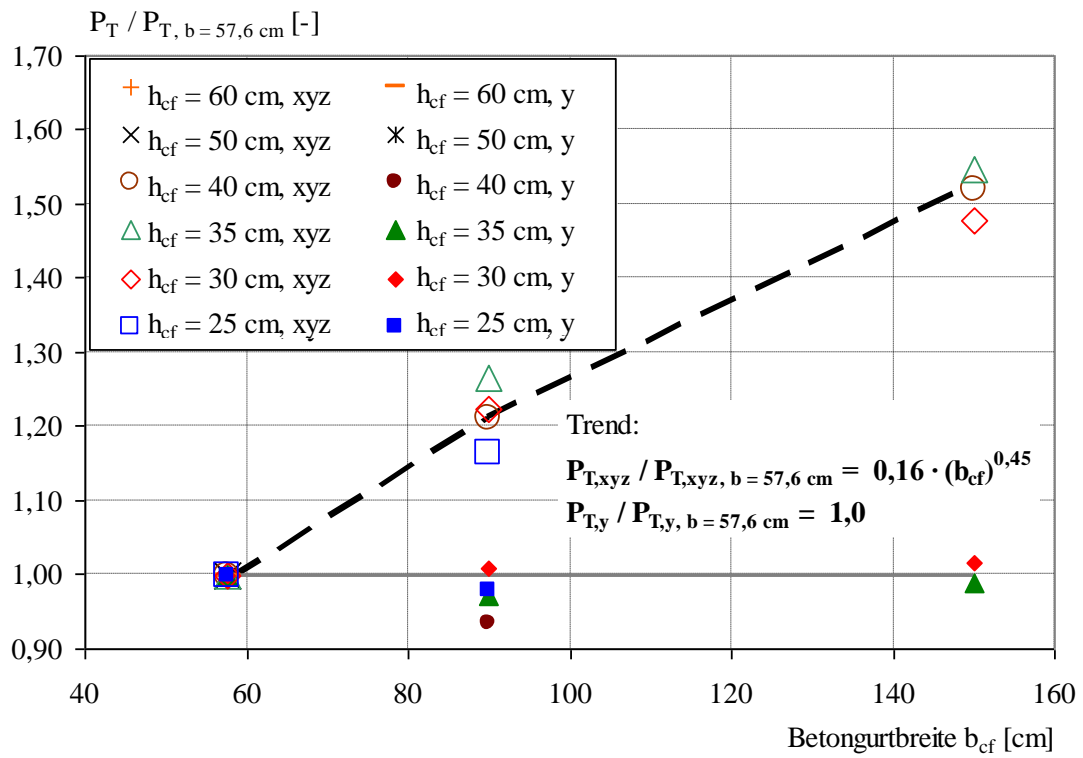
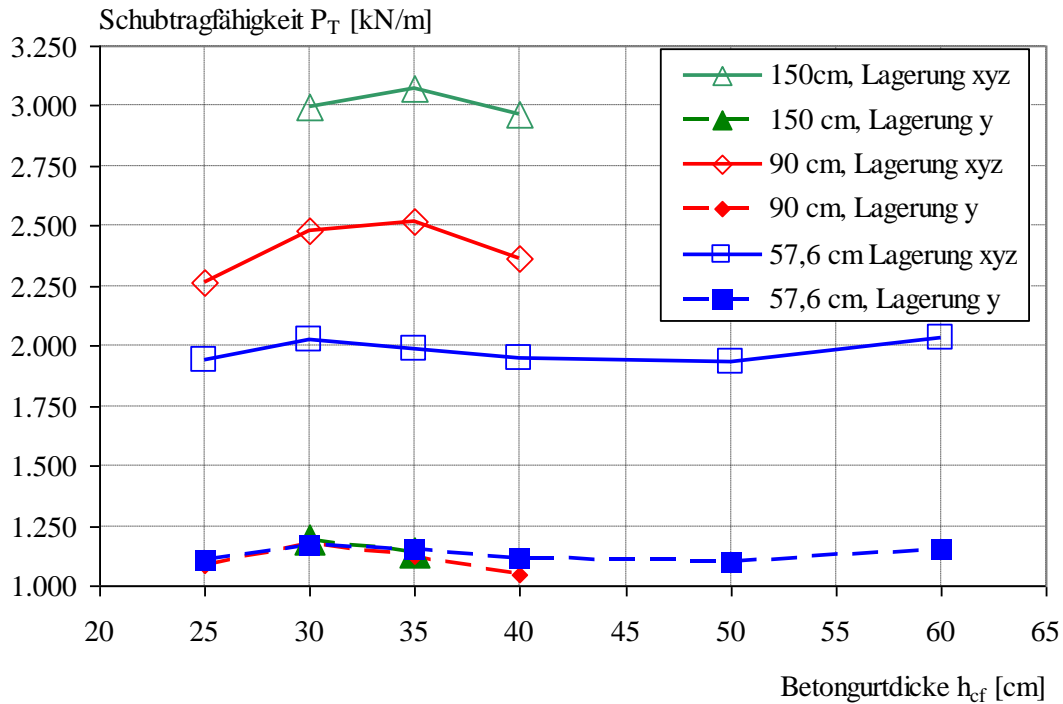
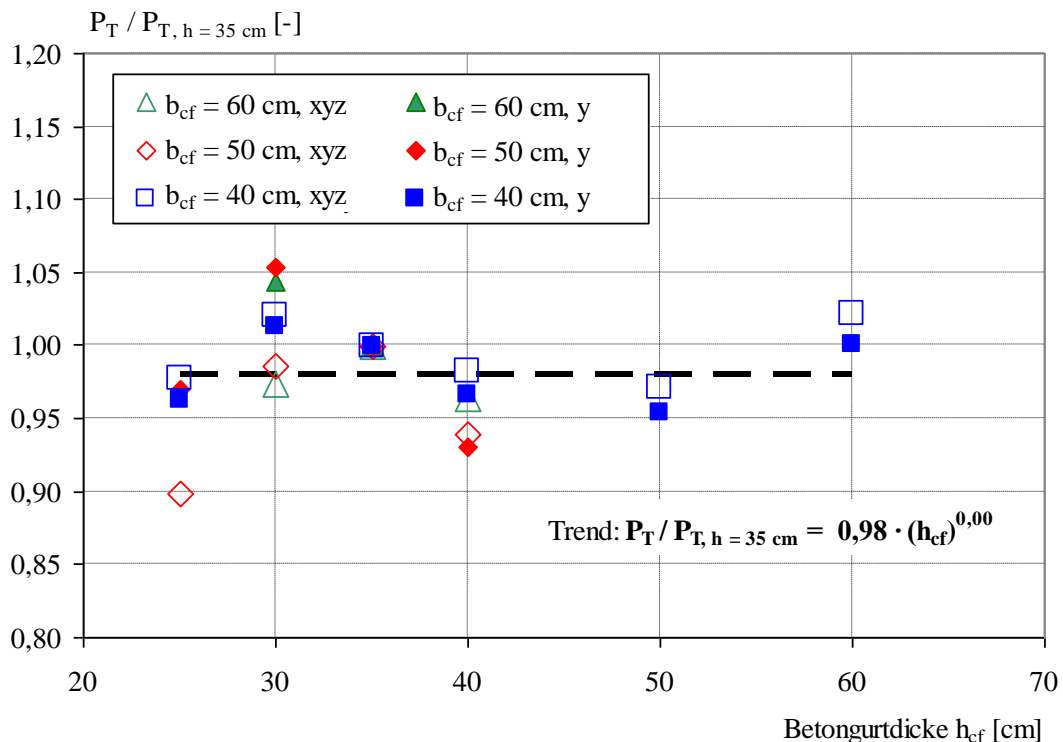


Bild 6.123: Einfluss der Betongurtbreite  $b_{cf}$

Durch die Normierung auf die Tragfähigkeit bei einer Betongurtbreite von 57,6 cm zeigt sich für die allseitige Lagerung eine gute Übereinstimmung der berechneten Traglasten für einen Exponenten von  $(b_{cf})^{0,45}$ . Da die Torsionseinspannung durch die Lagerung ausschließlich in y-Richtung entfällt, ist mechanisch nachvollziehbar, warum die Betongurtbreite  $b$  auch bei der Normierung ohne Einfluss ist. Eine Auswertung derselben Körper hinsichtlich der Betongurtdicke  $h_{cf}$  weist dagegen einen vernachlässigbaren Einfluss der Betongurtdicke auf die Tragfähigkeit auf, siehe Bild 6.124 und die Normierung der Ergebnisse auf die Tragfähigkeit bei einer Dicke von 35 cm in Bild 6.125.

Bild 6.124: Schubtragfähigkeit  $P_T$  je Meter Verbundfuge in Abhängigkeit der Betongurtdicke  $h_{cf}$ Bild 6.125: Einfluss der Betongurtdicke  $h_{cf}$ 

Der unterschiedliche Einfluss von Betongurtbreite  $b_{cf}$  und -dicke  $h_{cf}$  auf die Tragfähigkeiten für den Fall der allseitigen Lagerung der Aufstandsfläche wird durch die unterschiedlichen Beanspruchungen und Beanspruchbarkeiten infolge der geometrischen Anpassungen nachvollziehbar. Durch eine größere Gurtdicke vergrößert sich die Torsionsbeanspruchbarkeit. Gleichzeitig erhöht sich auch die Torsionsbeanspruchung durch den Hebelarm des exzentrisch angeordneten gekanteten Stegblechs, siehe Bild 6.126, so dass sich der günstige Effekt der größeren Dicke

wieder aufhebt. Dieser Sachverhalt hat sich bereits bei der Auswertung der Referenzversuche gezeigt, siehe Bild 6.69.

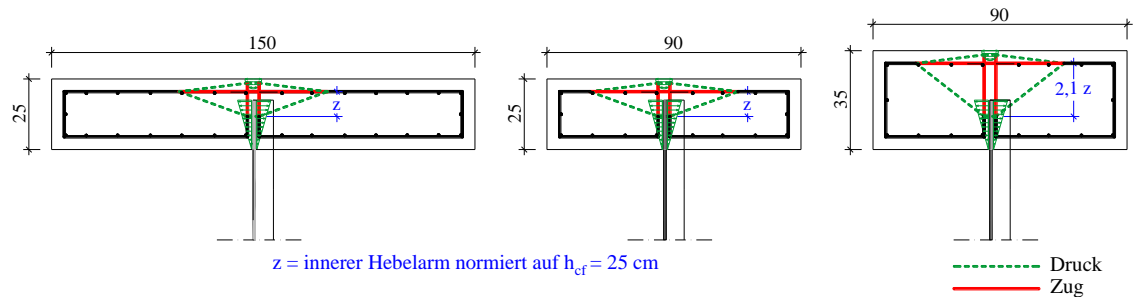


Bild 6.126: Einfluss der Betongurtdicke  $h_{cf}$  und Breite  $b_{cf}$  auf die Torsionsbeanspruchung der Gurthälften

Bei einer Vergrößerung der Betongurtbreite erhöht sich ebenfalls die Torsionsbeanspruchbarkeit. Da sich die Beanspruchung durch den gleichbleibenden Hebelarm  $z$  nicht ändert, können bei einer größeren Breite höhere Beanspruchbarkeiten erzielt werden. Die Aufnahme des Torsionsmoments wird nur durch die allseitige Lagerung der Aufstandsfläche der Körper bei den Finite-Elemente Berechnungen bzw. die monolithische Verbindung der Versuchskörper gewährleistet. Durch diesen Sachverhalt werden wiederum realistische Ergebnisse verfälscht.

#### Einfluss des effektiven Randabstand $a_r'$ , des Betonüberstands $t_o$ und der Einbindetiefe $t_e$

Bei der Änderung eines dieser drei Parameter ändert sich gleichzeitig mindestens ein anderer der drei Parameter. Zusätzlich ergibt sich teilweise die Anpassung der Betongurtdicke  $h_{cf}$ . Daher ist die gemeinsame Auswertung dieser Parameter sinnvoll. Das Bild 6.127 stellt die Querschnitte der untersuchten Varianten dar. Für den Betonüberstand  $t_o = 125$  mm wurde zusätzlich der Fall mit Zulagebewehrung untersucht.

Im Rahmen dieser Untersuchungen wurden einige Berechnungen mit einer Stegdicke von  $t_w$  von 8 mm durchgeführt. Um vergleichbare Ergebnisse aller Körper zu erhalten, wurden die Traglasten der Körper mit einer Stegdicke von 8 mm mit Hilfe der Ergebnisse zum Einfluss der Stegblechdicke auf eine Dicke von 16 mm für die folgenden Diagramme umgerechnet.

Für den Betonüberstand  $t_o$  besteht ein Zusammenhang mit der Betongurtdicke  $h_{cf}$ . Bei einer Vergrößerung des Betonüberstands  $t_o$  vergrößert sich bei konstanter Einbindetiefe  $t_e$  die Betongurtdicke  $h_{cf}$  in gleichem Maße. Es ergibt sich damit für den Betonüberstand  $t_o$  der gleiche geringe Einfluss wie für die Betongurtdicke entsprechend den Ausführungen auf Seite 234ff. Der Einfluss des Betonüberstands  $t_o$  wird daher nicht weiter verfolgt.

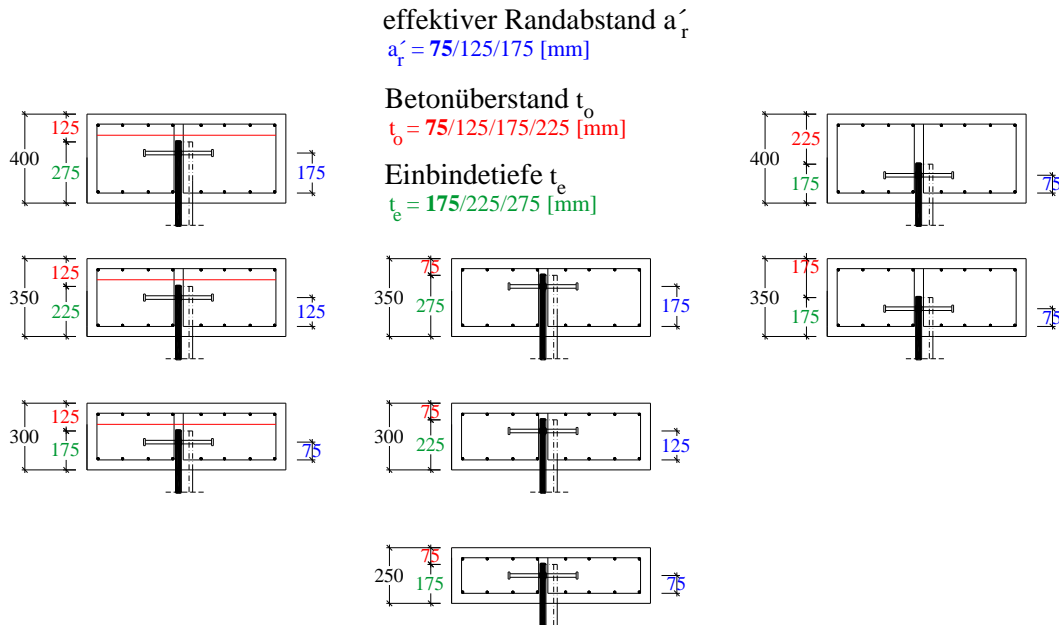


Bild 6.127: Untersuchte Varianten für die Parameter effektiver Randabstand  $a_r'$ , Betonüberstands  $t_o$  und Einbindetiefe  $t_e$

Da der Abstand der Kopfbolzen von der Blechoberkante  $a_e$ , siehe Bild 6.91, nicht variiert wurde, ist der Einfluss der Parameter Einbindetiefe  $t_e$  und effektiver Randabstand  $a_r'$  identisch. Eine Vergrößerung des Randabstands  $a_r'$  wirkt genauso günstig wie die Vergrößerung der Einbindetiefe  $t_e$ , siehe Bild 6.128 und Bild 6.129. Da die Einbindetiefe  $t_e$  stets um die Betondeckung und den Abstand der Kopfbolzen von der Blechoberkante  $a_e$  größer ist als der effektive Randabstand  $a_r'$  ergeben sich für die Trendlinie allerdings unterschiedliche Exponenten. Der Einfluss des effektiven Randabstands wird mit  $(a_r')^{0,2}$  gut abgebildet und die Einbindetiefe wird mit  $(t_e)^{0,35}$  gut abgeschätzt, siehe Bild 6.130 und Bild 6.131. Der Exponent für die Auswertung der Einbindetiefe  $t_e$  ist identisch mit der Auswertung mit Betondübeln von Röhms<sup>343</sup>. Aufgrund dieser direkten Abhängigkeit der beiden Parameter ist es sinnvoll nur einen für die Festlegung einer Bemessungsgleichung heranzuziehen. Um eine Vergleichbarkeit mit den Ergebnissen von Röhms zu erreichen, wird im Folgenden daher nur der Einfluss der Einbindetiefe  $t_e$  weiter verfolgt. Unter Umständen führt die Variation des Abstands der Kopfbolzen von der Stegblechoberkante  $a_e$  zu etwas abweichenden Ergebnissen, so dass die Einbindetiefe  $t_e$  und der effektive Randabstand  $a_r'$  als unterschiedliche Parameter in eine Bemessungsgleichung einfließen können. Um den Umfang der Arbeit zu begrenzen, wird dieser Sachverhalt jedoch an dieser Stelle nicht weiter untersucht.

<sup>343</sup> Vgl. Röhms, J. (2009) Abschnitt 5.1.3.4

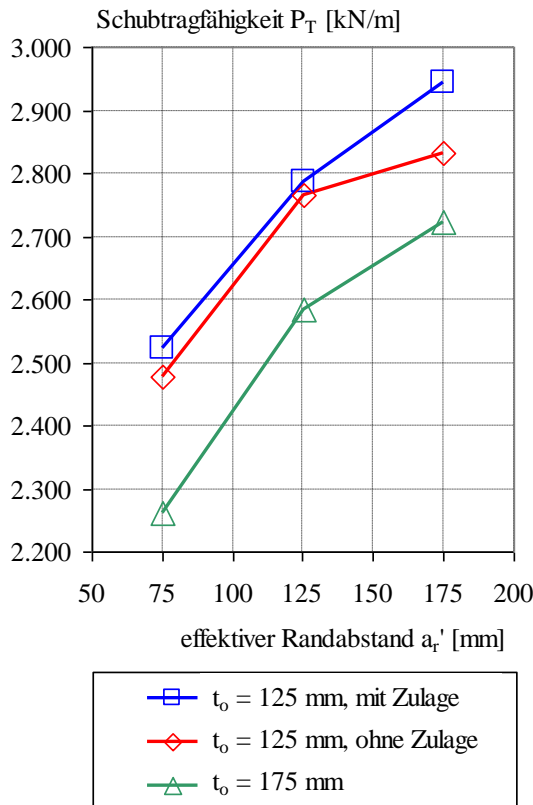


Bild 6.128: Schubtragfähigkeit  $P_T$  je Meter Verbundfuge in Abhängigkeit des effektiven Randabstands  $a_r'$

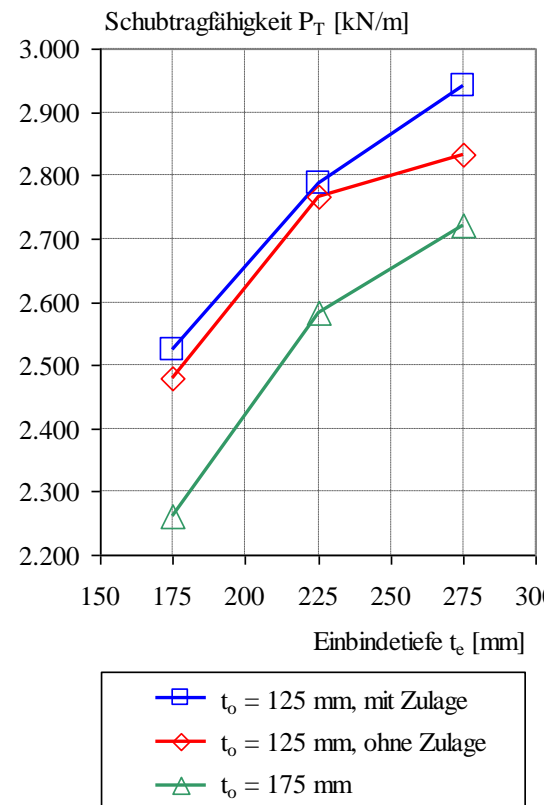


Bild 6.129: Schubtragfähigkeit  $P_T$  je Meter Verbundfuge in Abhängigkeit der Einbindetiefe  $t_e$

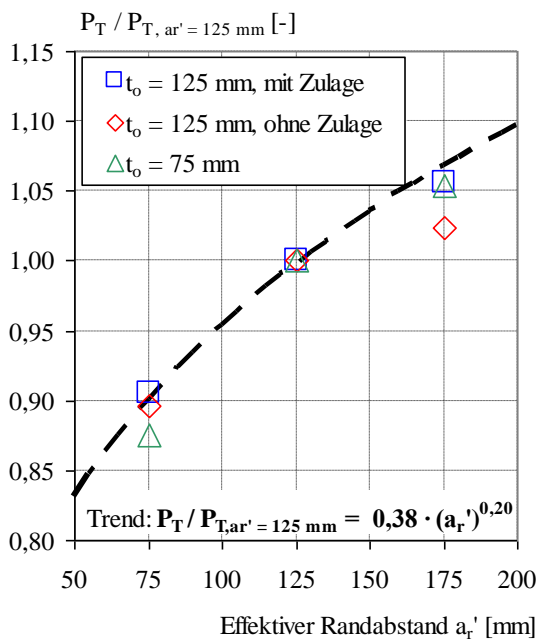


Bild 6.130: Einfluss des effektiven Randabstands  $a_r'$

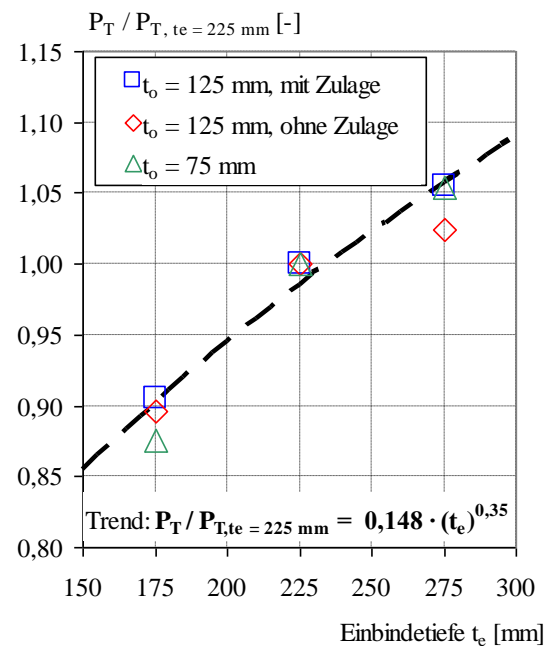
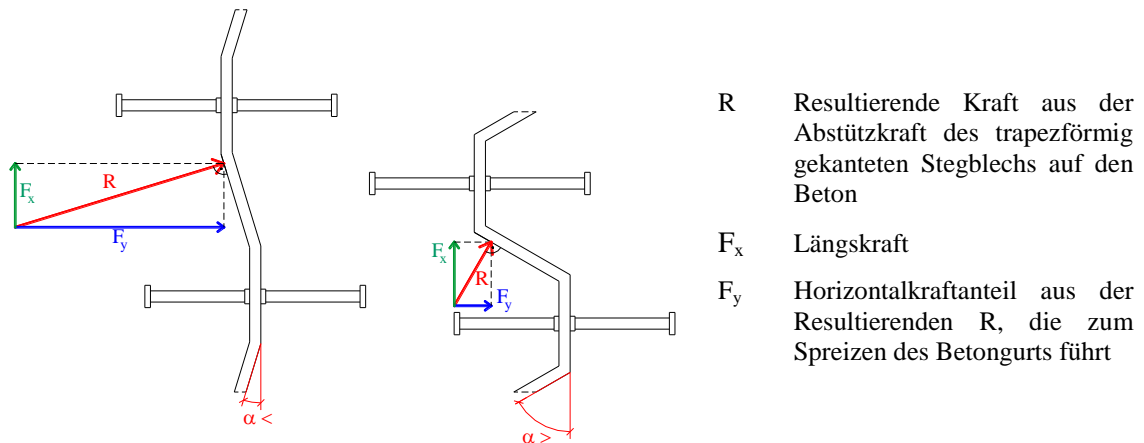


Bild 6.131: Einfluss der Einbindetiefe  $t_e$

### Einfluss des Faltungswinkels $\alpha$

Der Faltungswinkel  $\alpha$  hat einen Einfluss auf die Spreizwirkung des Betongurts. Unter Vernachlässigung der Reibung zwischen Stegblech und Betongurt und zusätzlicher Verbindungsmittel wie Kopfbolzen oder Betondübel erfolgt die Krafteinleitung des Stegblechs in den Betongurt hauptsächlich im Bereich der Faltungskanten des Stegblechs. Mit zunehmender Entfernung zur Kante nimmt die Kraftübertragung wegen des biegeweichens Stegs ab. Bei gleicher Längskraft  $F_x$  führt ein flacherer Faltungswinkel  $\alpha$  zu einer größeren Horizontalkraft  $F_y$ , die zu einem Spreizen des Betongurts führt, siehe Bild 6.132. Ebenso wird die resultierende Kraft  $R$  aus der Längskraft  $F_x$  und der Horizontalkraft  $F_y$  mit zunehmendem Faltungswinkel  $\alpha$  geringer.



Neu gezeichnet und modifiziert nach Quelle: Röhm, J (2009), Abb. 5.6

Bild 6.132: Einfluss des Faltungswinkels  $\alpha$  auf die Spreizwirkung

Im Rahmen der Finite-Elemente Berechnungen wurden unterschiedliche Faltungswinkel  $\alpha$  zwischen  $17,5^\circ$  und  $90^\circ$  untersucht, siehe Bild 6.133. Die Faltungswinkel, die aus wirtschaftlicher Sicht interessant sind und die bei den bisher ausgeführten Brücken verwendet wurden, liegen etwa zwischen  $17^\circ$  und  $45^\circ$ . Faltungswinkel über  $45^\circ$  machen einen hohen Materialeinsatz notwendig. Bei Faltungswinkeln unter  $17,5^\circ$  nehmen dagegen die günstigen Eigenschaften der Faltung wie die höhere Querbiegesteifigkeit und das günstigere Beulverhalten ab, so dass der Aufwand für das Kantieren der Stege verhältnismäßig kostenintensiv ist.

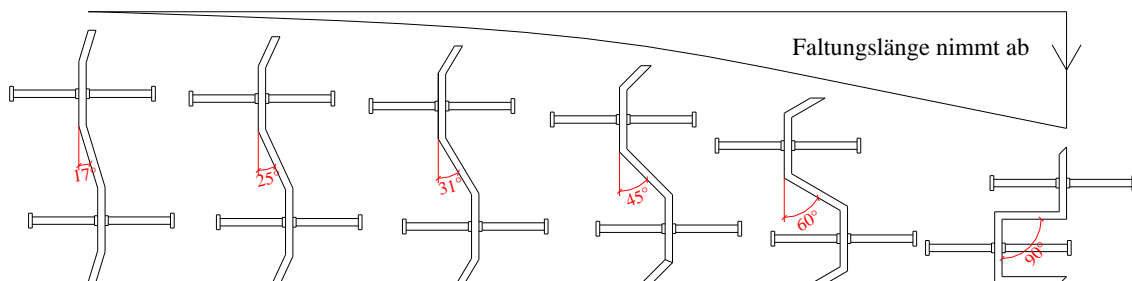


Bild 6.133: Untersuchte Varianten für den Parameter Faltungswinkel  $\alpha$

In dem Bild 6.133 ist deutlich zu erkennen, dass sich die projizierte Länge einer Faltung mit zunehmendem Faltungswinkel  $\alpha$  verringert. Es ergibt sich daher ein unterschiedliches Bild in Abhängigkeit der Auswertung für einen Körper bzw. je laufenden Meter projizierte Verbundfuge, siehe Bild 6.134 und Bild 6.135. Bei der Auswertung je Körper zeigt sich ein Maximum der Beanspruchbarkeit zwischen etwa  $30^\circ$  und  $45^\circ$ . Bei einer Auswertung je Meter Verbundfuge steigt

die Beanspruchbarkeit mit zunehmendem Faltungswinkel stets an. Ebenfalls zwischen 30 und 45° ist in diesem Fall zu erkennen, dass die Steigerung der Beanspruchbarkeit weniger stark ausfällt.

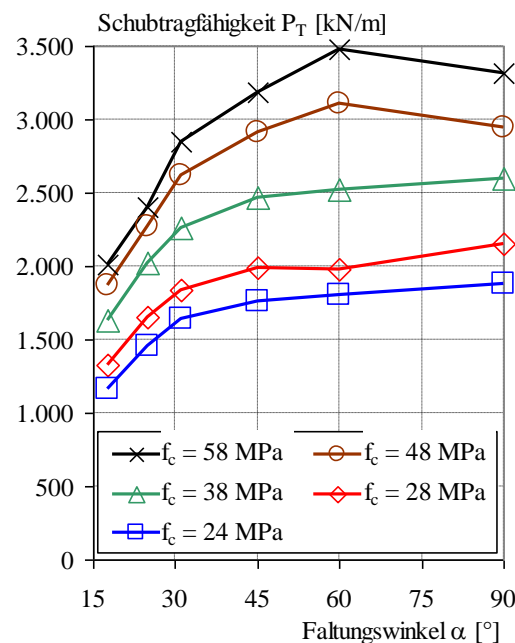
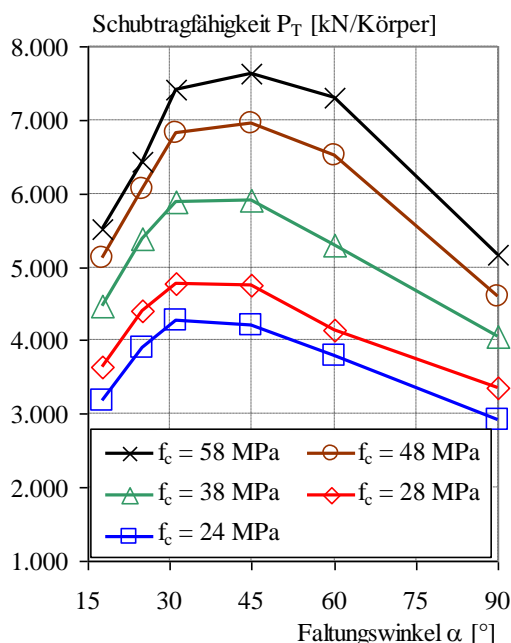


Bild 6.134: Schubtragfähigkeit P<sub>T</sub> der Verbundfuge eines Körpers in Abhängigkeit des Faltungswinkels α

Bild 6.135: Schubtragfähigkeit P<sub>T</sub> der Verbundfuge je Meter Verbundfuge in Abhängigkeit des Faltungswinkels α

Da grundsätzlich auch Bemessungsvorschläge, die sich auf die vorhandene Faltungslänge P oder auf die projizierte Verbundfugenlänge je Meter Verbundfuge beziehen, sinnvoll sind, werden beide möglichen Auswertungen im Folgenden diskutiert. Das Bild 6.136 zeigt eine Normierung der Tragfähigkeit auf die Tragfähigkeit bei dem Faltungswinkel α von 31° bezogen auf die projizierte Verbundfugenlänge.

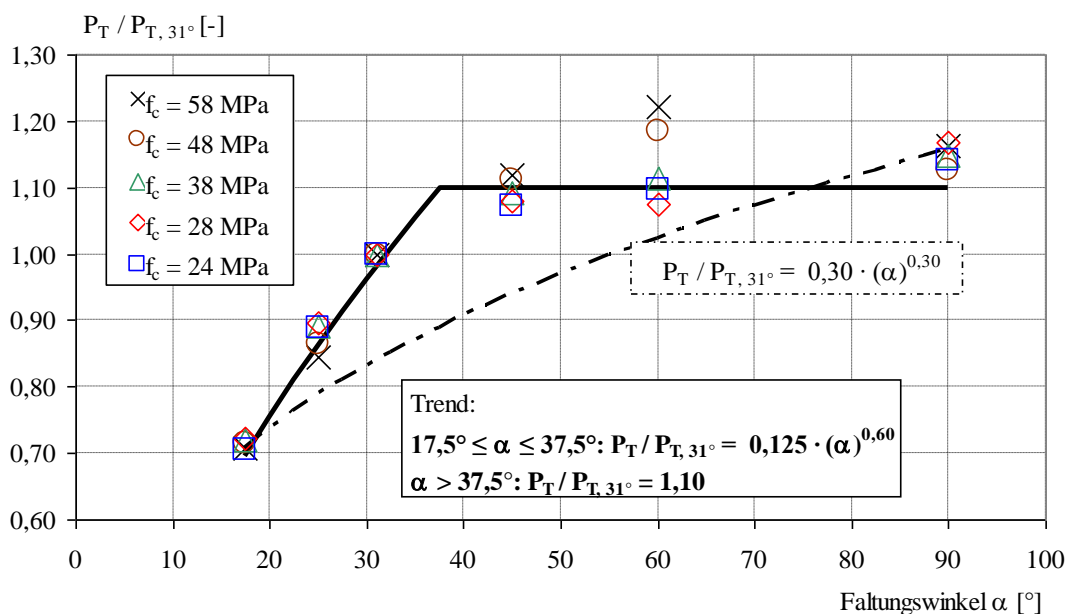


Bild 6.136: Einfluss des Faltungswinkels α (bezogen auf projizierte Verbundfugenlänge)

Es hat sich gezeigt, dass der bisherige Ansatz in der Form  $a \cdot (x)^b$  hier zwar zu zutreffenden Ergebnissen für die Grenzfälle 17,5 und 90° führt, aber für alle Zwischenwerte zum Teil deutlich zu konservative Tragfähigkeiten liefert. Daher wird in diesem Fall davon abgewichen und eine zweigeteilte Trendlinie für die Ergebnisse zwischen 17,5 und 45° und über 45° gewählt, siehe Bild 6.136. Damit wird der wirtschaftlich interessante Bereich besser abgebildet. In diesem Bereich zeigt sich mit dem Exponenten  $(\alpha)^{0,6}$  ein großer Einfluss des Faltungswinkels.

Eine Normierung, die sich auf eine Faltung bezieht, kommt zu einem anderen Ergebnis, siehe Bild 6.137. Auch hier ist der bisherige Ansatz der Trendlinie nicht zielführend. Eine sehr gute Näherung wird mit der Polynomfunktion vierten Grades nach Gleichung (6-10) erreicht.

$$P_T/P_{T31^\circ} = -0,0000000363525329782 \cdot x^4 + 0,000124627985675025 \cdot x^3 - 0,00151927442716793 \cdot x^2 + 0,0709656453499718 \cdot x - 0,0913598572957958 \quad (6-10)$$

Da diese Gleichung nicht praktikabel ist, wird zur Annäherung ein trilinearer Ansatz entsprechend dem Trend in Bild 6.137 verwendet. Die zu Grunde liegenden Berechnungen mit unterschiedlichen Betonfestigkeiten werden in diesem Bild zur Vergleichbarkeit auf die Banspruchbarkeit bei einem Faltungswinkel von 31° bezogen.

Die Auswertung von Röhms<sup>344</sup> zu Betondübeln, die sich auch auf die Faltung bezieht, präsentiert mit dem Exponenten  $(\alpha)^{0,085}$  einen deutlich geringeren Einfluss des Faltungswinkels. Dies liegt einerseits daran, dass von Röhms nur der Bereich zwischen 31 und 45° betrachtet wurde, der in diesen Grenzen auch für den Fall von randnahen Kopfbolzen zu einem geringeren bis vernachlässigbarem Einfluss führt. Andererseits ist dies auf den Bezug auf die Faltungslänge P zurückzuführen.

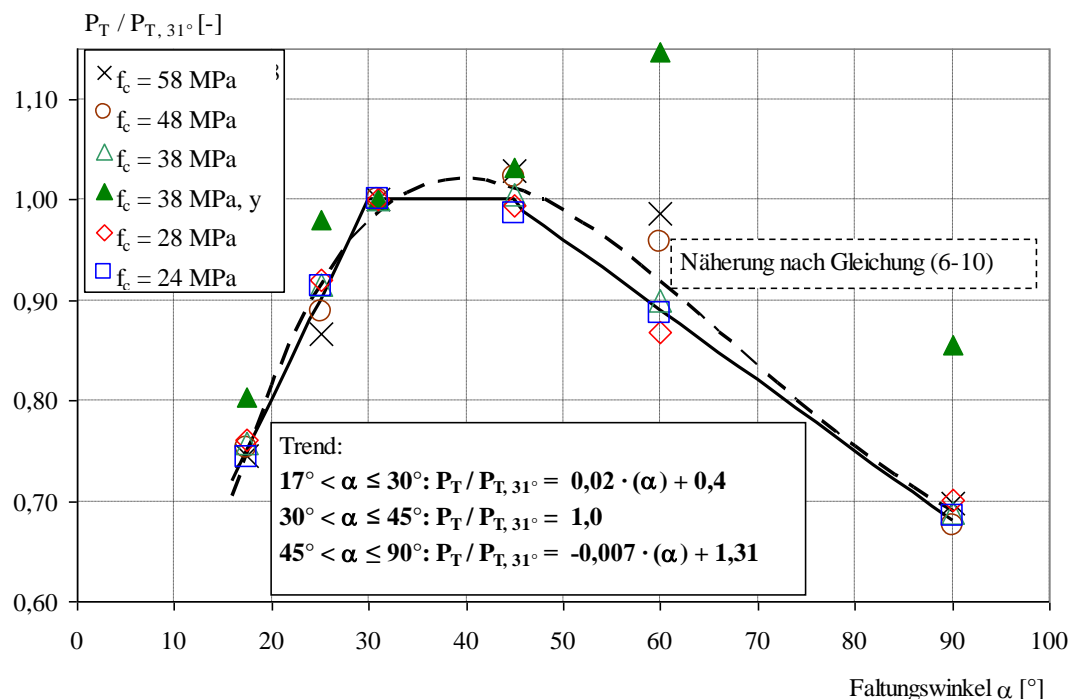


Bild 6.137: Einfluss des Faltungswinkels  $\alpha$  (bezogen auf eine Welle)

Ergänzend ist in Bild 6.137 für die Betonfestigkeit  $f_c$  von 38 MPa auch der Fall einer Lagerung des Betongurts lediglich in Richtung der Schubbeanspruchung ( $f_c = 38$  MPa, y) ausgewiesen. Im

<sup>344</sup> Vgl. Röhms, J. (2009) Abschnitt 5.1.3.2



wirtschaftlich relevanten Bereich stimmen die Rechenergebnisse mit den Verhältnissen bei der allseitigen Lagerung gut überein. Bei den großen untersuchten Faltungswinkeln von 60° und 90° ist aber feststellbar, dass im Fall der einfacheren Lagerung bezogen auf die Tragfähigkeit bei 31° günstigere Ergebnisse erreicht werden. Dies kann auf die Torsionseinspannung der allseitigen Lagerung zurückgeführt werden. Während bei kleinen Winkeln sich große horizontale Kräfte einstellen, die gut von der allseitigen Lagerung des Betongurts aufgenommen werden können, werden die Horizontalkraftkomponenten mit zunehmendem Faltungswinkel geringer. Die Vernachlässigung dieses Resultats in der Bemessungsgleichung liegt damit auf der sicheren Seite.

**Einfluss der Abschnittslänge  $a_1$**

Für die Auswertung des Parameters Abschnittslänge  $a_1$  zeigt sich wie beim Faltungswinkel  $\alpha$  ein deutlicher Unterschied, ob man die Tragfähigkeit je Körper oder je Meter Verbundfuge betrachtet, siehe Bild 6.138 und Bild 6.139. Bei einer Auswertung je Körper ist eine Abminderung bei der Abschnittslänge  $a_1$  zwischen 140 und 225 mm zu erkennen. Die Ausnahme bildet hier die Auswertung für die Lagerung ausschließlich in Richtung der Schubkraft (Kennzeichnung  $f_c = 38 \text{ MPa}, y$ ). Bei größeren Abschnittslängen ändert sich die Tragfähigkeit nur unwesentlich. Bei einer Auswertung je Meter Verbundfuge reduziert sich die Tragfähigkeit mit zunehmender Länge  $a_1$  über den gesamten betrachteten Bereich, allerdings ist diese Gegebenheit für den Fall der Lagerung nur in Richtung der Schubkraft weniger ausgeprägt. Diese stetige Verringerung der Tragfähigkeit je Meter Verbundfuge kann auf mehrere Ursachen zurückgeführt werden. Da stets nur ein Paar Kopfbolzen je Abschnittslänge  $a_1$  angeordnet wurde, reduziert sich mit zunehmender Abschnittslänge  $a_1$  der Anteil der Kopfbolzentragfähigkeit an der Gesamttragfähigkeit. Außerdem wird mit größerer Verbundfugenlänge der günstig wirkende Einfluss der allseitigen Lagerung, siehe dazu auch die Auswertung zum Einfluss der Periodenanzahl  $n$ , geringer.

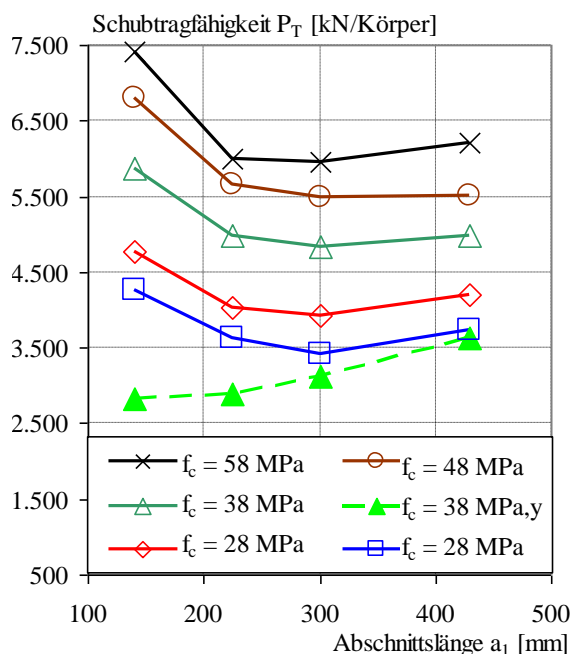


Bild 6.138: Schubtragfähigkeit  $P_T$  der Verbundfuge eines Körpers in Abhängigkeit der Abschnittslänge  $a_1$

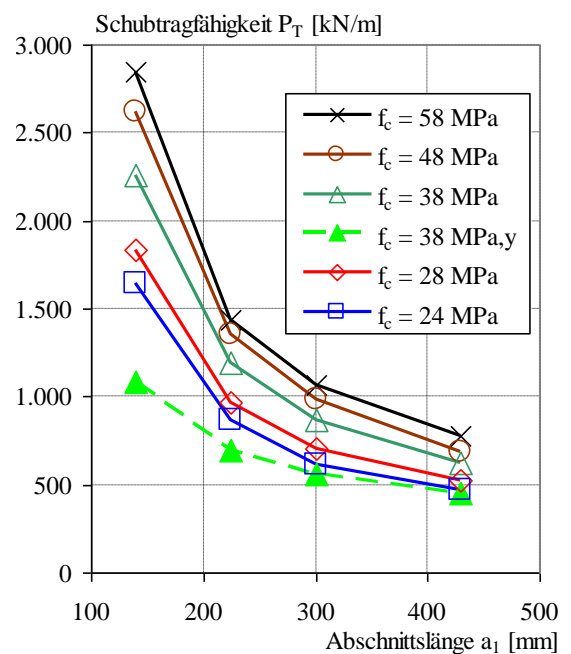


Bild 6.139: Schubtragfähigkeit  $P_T$  der Verbundfuge je Meter Verbundfuge in Abhängigkeit der Abschnittslänge  $a_1$

In Bild 6.140 bezieht sich die Normierung auf die Beanspruchbarkeit bei der Abschnittslänge  $a_1 = 140$  mm auf einen Meter projizierte Verbundfugenlänge. Für den Fall der Lagerung nur in Richtung der Schubbeanspruchung, siehe Linie  $f_c = 38$  MPa,y, liefert dieser Ansatz konservative Beanspruchbarkeiten.

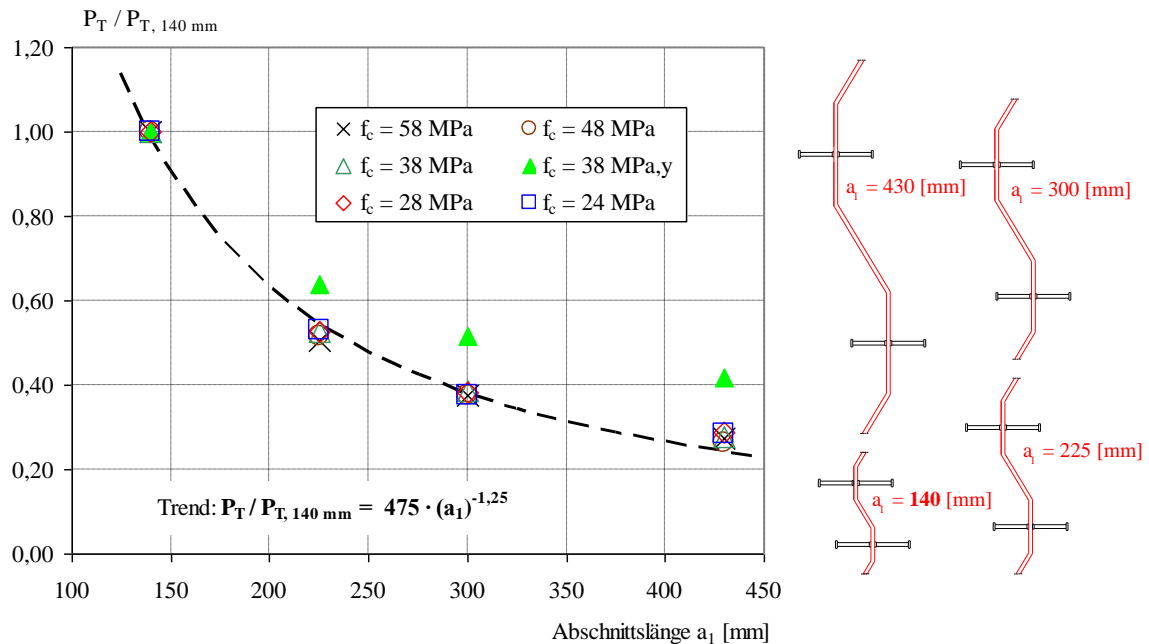


Bild 6.140: Einfluss der Abschnittslänge  $a_1$  (bezogen auf einen Meter Verbundfuge)

In diesem Bild ist die deutliche Reduktion der Beanspruchbarkeit mit zunehmender Abschnittslänge zu erkennen. In der Praxis ist ein Bolzenabstand von 800 mm, wie dies bei einer Abschnittslänge  $a_1$  von 430 mm der Fall ist, als sehr groß zu bezeichnen. Eine deutliche Traglaststeigerung ist in diesem Fall durch eine Erhöhung der Bolzenanzahl zu erwarten. Um den Umfang dieser Arbeit zu begrenzen, wird dieser Aspekt nicht weiter verfolgt.

Bei der Normierung auf eine Faltung, der später Eingang in den Bemessungsvorschlag findet, wird eine sinnvolle Trendlinie durch eine lineare Interpolation zwischen den Werten 1,0 und 0,8 für Abschnittslängen zwischen 140 und 225 mm erreicht. Bei größeren Abschnittslängen  $a_1$  gilt der konstante Wert 0,8 siehe Bild 6.141. Für den Fall der Lagerung nur in Richtung der Schubbeanspruchung, siehe Linie  $f_c = 38$  MPa,y, führt dieser Ansatz zu deutlich konservativen Ergebnissen. Um realistischere Tragfähigkeiten zu erhalten, dennoch aber sichere Ergebnisse zu erzielen, wird daher vorgeschlagen, bei einer freien Lagerung diesen Einfluss mit dem Beiwert unabhängig von der Länge  $a_1$  mit 1,0 einfließen zu lassen.

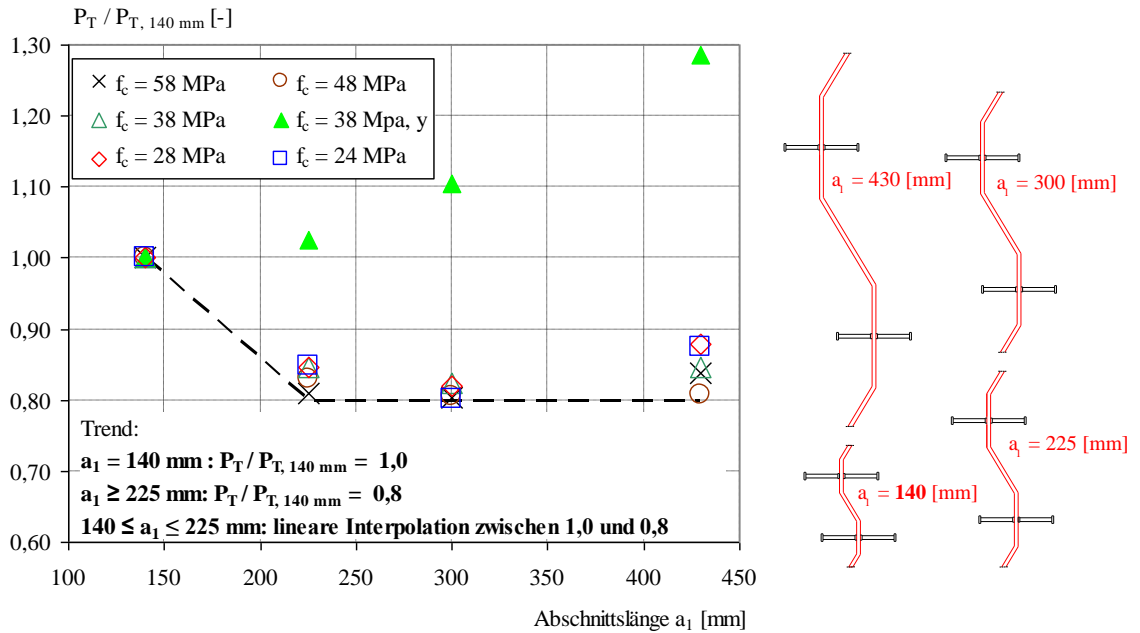


Bild 6.141: Einfluss der Abschnittslänge  $a_1$  (bezogen auf eine Faltung)

### Auswertungen der Finite-Elemente Berechnungen an Modellen ohne Kopfbolzen

Die bisher vorgestellten numerischen Untersuchungen wurden anhand von Modellen mit Kopfbolzen durchgeführt. Schon bei den durchgeführten Versuchen hat sich gezeigt, dass sowohl die Kopfbolzen als auch die Faltung des Stegs als eigenständiges Verbundmittel angesehen werden können. Mit den bekannten Untersuchungen von Breuninger<sup>345</sup> und Kürschner<sup>346</sup> und den in Abschnitt 4 dargestellten Analysen von randnahen Kopfbolzen liegen umfassende Informationen zum Trag- und Verformungsverhalten an ebenen Stegblechen vor. Mit den diesem Abschnitt vorangestellten Auswertungen wurden umfangreiche Informationen zur Tragfähigkeit der Kombination der beiden Verbundmittel von trapezförmig gekantetem Stegblech und Kopfbolzen gegeben. Zur Abrundung wird in den folgenden Abschnitten auf das alleinige Verbundmittel des trapezförmig gekanteten Stegblechs eingegangen. Dabei wird auf die wesentlichen Parameter Lagerung der Körper, Betonfestigkeit  $f_c$  und Reibung  $\mu$  und außerdem auf den Einfluß der Bügelbewehrung  $a_{sw}$  eingegangen.

Aufbauend auf Bild 6.118 sind im folgenden Bild 6.142 die Rechenergebnisse der Referenzkörper ohne Kopfbolzen einerseits für eine allseitige Lagerung der Stirnseite des Betongurts und andererseits für die Lagerung ausschließlich in Beanspruchungsrichtung dargestellt.

<sup>345</sup> Vgl. Breuninger, U. (2000)

<sup>346</sup> Vgl. Kürschner, K. (2003)

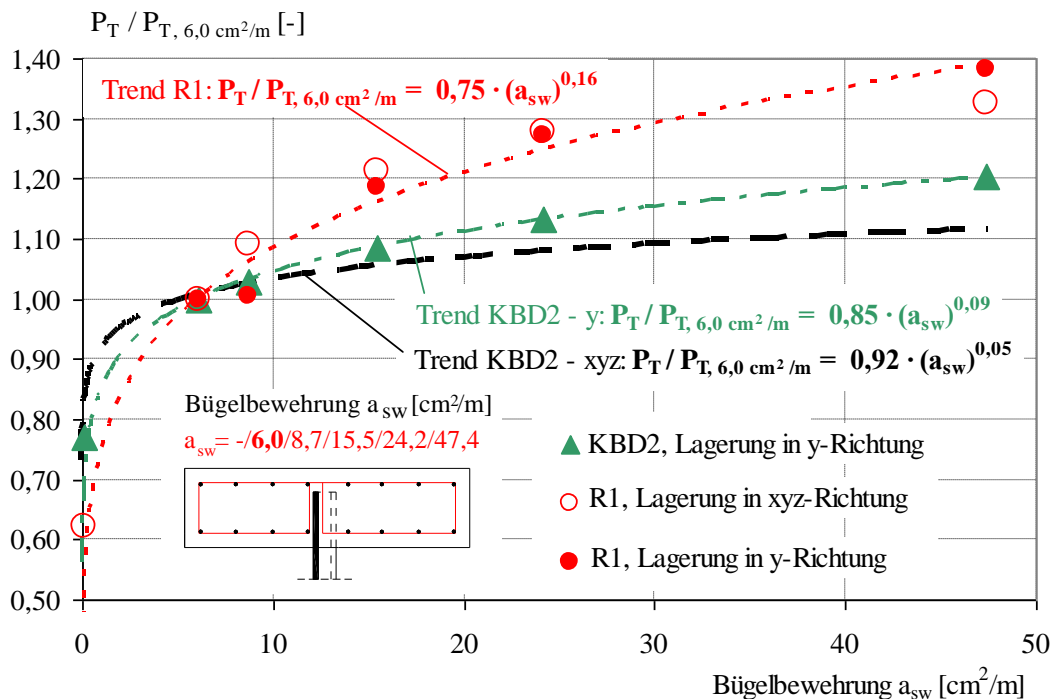


Bild 6.142: Einfluss der Bügelbewehrung  $a_{sw}$  im Fall ohne Kopfbolzen

Bei den Referenzkörpern zeigt sich ein erheblich größerer Einfluss der Bügelbewehrung auf die Traglast als bei den Körpern mit Kopfbolzen. Es hat sich bereits herausgestellt, dass die Kopfbolzen effektiv das Aufbiegen des Betongurts behindern. Das Fehlen dieser Komponente führt dazu, dass für diese Aufgabe im Wesentlichen nur noch die Einspannung in Form der gewählten Lagerung und die Bügelbewehrung zur Verfügung stehen. Dies macht den größeren Einfluss der Bügelbewehrung auf die Tragfähigkeit ohne Kopfbolzen nachvollziehbar.

Der Unterschied der Tragfähigkeit in Abhängigkeit von der Lagerung ist mit dieser Begründung ebenfalls unterschiedlich zwischen den Varianten mit bzw. ohne Kopfbolzen. Während die Änderung der Lagerung von einer allseitigen Lagerung der Stirnseite des Betongurts zu einer Lagerung nur noch in Richtung der Schubkraft zu einer Reduktion der Tragfähigkeit auf nur noch 50% führt, siehe Tabelle 6.26, fällt dieser Vergleich für den Fall ohne Kopfbolzen noch extremer aus. Hier zeigt die Lagerung in einer Richtung nur noch 33% der Tragfähigkeit wie bei der Lagerung in alle drei Richtungen, siehe Tabelle 6.27.

Tabelle 6.27: Beiwert für die seitliche Lagerung  $k_b$  für die Referenzkörper ohne Kopfbolzen

Lagerung unten	Tragfähigkeit eines Versuchskörpers [kN] bei	
	y	xyz
	424	1299
Verhältnis = Beiwert $k_{b,Ref}$	0,33	

Da die Variante ohne Kopfbolzen wegen der in Versuchen aufgetretenen Problematik des Rutschens bei der Traglast nicht bevorzugt wird, werden hier anders als für die Variante mit Kopfbolzen keine Optimierungsmöglichkeiten für den Faktor  $k_{b,Ref}$ , der zusätzlich den Abstand der Halterung des Betongurts berücksichtigt, gesucht.

Bei der Auswertung der Referenzkörper ohne Kopfbolzen unter Berücksichtigung des Parameters Betondruckfestigkeit  $f_c$  ist eine Fallunterscheidung erforderlich. Das Bild 6.143 stellt die

Erweiterung von Bild 6.93 um die Rechenergebnisse an Köpern ohne Kopfbolzen und unter Berücksichtigung der Lagerung dar.

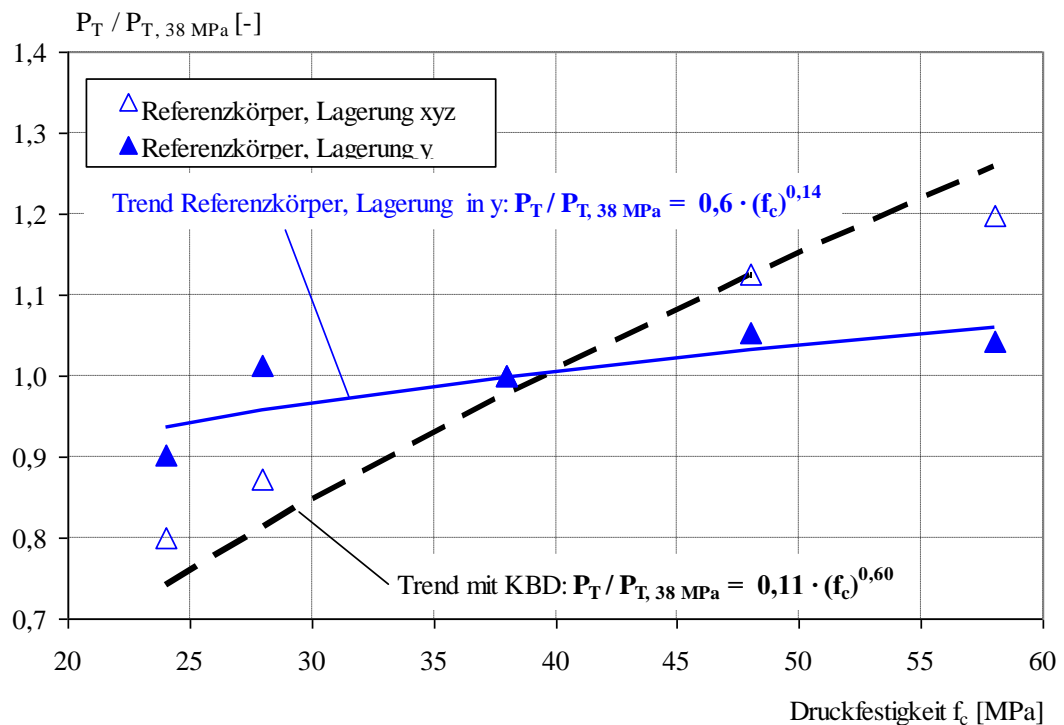


Bild 6.143: Einfluss der Betonfestigkeit  $f_c$  im Fall ohne Kopfbolzen im Vergleich zum Fall mit Kopfbolzen

Während für die allseitige Lagerung des Betongurts die bekannte Trendlinie auch hier eine gute Näherung liefert, sind für den Fall der Lagerung ausschließlich in Richtung der Schubkraft Abweichungen erkennbar. Bei großen Betonfestigkeiten liefert die bisherige Trendlinie zu günstige Tragfähigkeiten. In das Bild 6.143 ist daher eine weitere Trendlinie eingezeichnet, die den geringeren Einfluss der Betonfestigkeit  $f_c$  besser annähert. Um rechnerisch nicht eine zu berücksichtigende Fallunterscheidung in der Bemessungsformel zu erhalten, wird vorgeschlagen, den Fall ohne Kopfbolzen und ausschließlicher Lagerung in y-Richtung durch die Begrenzung auf den Einfluss der Betonfestigkeit auf den maximalen Wert bei einer Festigkeit  $f_c$  von 40 MPa zu erfassen.

Bereits bei den Auswertungen zu den Körpern mit Kopfbolzen hat sich ein großer Einfluss der Reibung  $\mu$  auf die Beanspruchbarkeit offenbart, siehe Bild 6.120. Da die Reibung  $\mu$  für den Fall mit Kopfbolzen an ebenen Stegblechen von untergeordneter Bedeutung ist, muss dieser Einfluss aus dem Verbindungsmittel des trapezförmig gekanteten Stegblechs resultieren. Es wundert daher nicht, dass die Auswertung der Rechenergebnisse von Körpern ohne Kopfbolzen zu einem unterschiedlichen Einfluss der Reibung  $\mu$  gegenüber von Körpern mit Kopfbolzen kommt, siehe Bild 6.144. Ohne Kopfbolzen zeigen exponentielle Trendlinien keinen zufriedenstellenden Zusammenhang. Eine lineare Näherung, die in diesem Bild anhand von Geradengleichungen dargestellt ist, führt zu zutreffenderen Ergebnissen. Für eine allseitige Lagerung ist der Reibungseinfluss noch größer als für eine Lagerung lediglich in Richtung der Schubbeanspruchung der Verbundfuge.

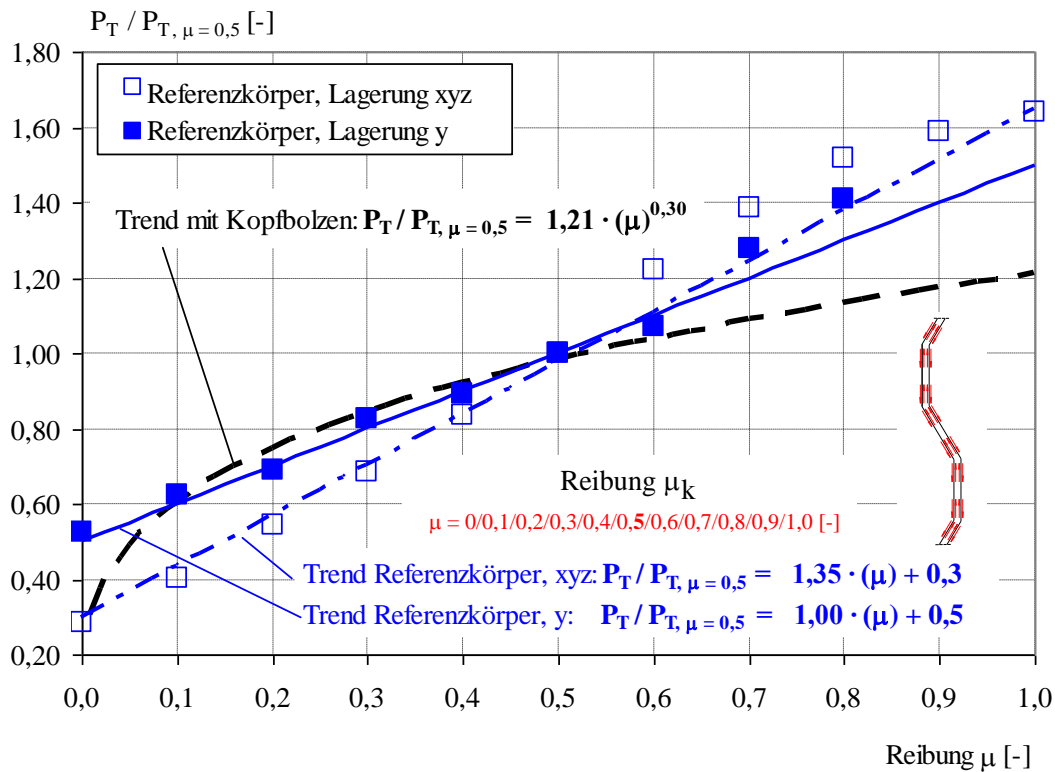


Bild 6.144: Einfluss der Reibung  $\mu$  für den Fall ohne Kopfbolzen

### 6.4.3.6 Ergebnisse der Finite-Elemente Untersuchungen

In Abschnitt 6.4.3.5 wurde mit Hilfe von Finite-Elemente Berechnungen der Einfluss von unterschiedlichen Parametern bestimmt. Anhand des ermittelten Exponenten zeigt sich die Einflussstärke jedes einzelnen Parameters. Ein größerer Exponent repräsentiert einen größeren Einfluss auf die Tragfähigkeit als ein kleinerer, siehe Tabelle 6.28. Aus den Finite-Elemente Berechnungen kann gefolgert werden, dass einzelne Parameter für den Fall mit bzw. ohne Kopfbolzen einen unterschiedlichen Einfluss auf die Beanspruchbarkeit haben.

Tabelle 6.28: Bedeutung der untersuchten Parameter bei der Längsschubbeanspruchbarkeit

Parameter mit Einfluss			
großem (Exponent > 0,25)	mittlerem (Exponent 0,11-0,24)	kleinem (Exponent 0,03-0,10)	vernachlässigbarem (Exponent ≤ 0,03)
Betondruckfestigkeit $f_c$	Stegblechdicke $t_w$	Bügelbewehrung $a_{sw}$	Festigkeit $f_y$ des Stegblechs
Reibung $\mu$	Einbindetiefe $t_e$	Zulagebewehrung $a_{sa}$	Längsbewehrung $a_{sl}$
Lagerung des Betongurts	Effektiver Randabstand $a_r'$		Betongurtdicke $h_{cf}$
Betongurtbreite $b_{cf}$ <sup>1)</sup>	Faltungswinkel $\alpha$		
	Abschnittslänge $a_l$		

<sup>1)</sup> Der geometrische Einfluss der Betongurtbreite bleibt für die Bemessung unberücksichtigt

Die Festigkeit  $f_y$  des gekanteten Stegblechs, die Längsbewehrungsmenge  $a_{sl}$  und die Betongurtdicke  $h_{cf}$  weisen einen so geringen Einfluss auf, dass diese Parameter zur Herleitung einer Bemessungsgleichung vernachlässigt werden können. Aufgrund der hohen Anzahl an Parametern ist es erstrebenswert so wenig Parameter wie möglich in die Gleichung einfließen zu lassen. Zu den Parametern, die einen geringen Einfluss auf die Tragfähigkeit zeigen und somit zumindest für eine vereinfachte Bemessungsgleichung vernachlässigt werden könnten, zählt die Bügelbewehrungsmenge  $a_{sw}$  und die Zulagebewehrungsmenge  $a_{sa}$ . Da der Unterschied in den Tragfä-

higkeiten ohne eine Bügelbewehrung und einem sehr geringen Bewehrungsgrad mit ca. 20 % nennenswert ist, muss bei der Vernachlässigung dieses Parameters für eine wirtschaftliche Ausführung eine Mindestbügelbewehrung vorgesehen werden. Für eine wirtschaftliche Bemessung können dagegen die Parameter Stegblechdicke  $t_w$ , Einbindetiefe  $t_e$  bzw. der effektive Randabstand  $a_r'$  nicht außer Acht gelassen werden. Da die Einbindetiefe  $t_e$  und der effektive Randabstand  $a_r'$  bei der durchgeführten Parameterstudie geometrisch miteinander gekoppelt sind, muss nur einer der beiden Parameter Eingang in die Bemessungsgleichung finden. Der Einfluss der Betondruckfestigkeit  $f_c$ , der Reibung  $\mu$  und der Abschnittslänge  $a_1$  ist so groß, dass die Berücksichtigung in der Bemessungsgleichung erforderlich ist. Für den Faltungswinkel  $\alpha$  muss differenziert werden wie groß der Winkel ist. Im Bereich zwischen 30 und 45° kann der Einfluss dieses Parameters vernachlässigt werden. Bei einem kleineren oder größeren Winkel ist der Einfluss dagegen erheblich. Die Auswertung der Lagerung, der Betongurtbreite  $b_{cf}$  und der Periodenanzahl  $P$  hat gezeigt, dass die Auswirkung der in den Versuchen vorhandenen Lagerung und die vorhandene, monolithische Verbindung der Betongurte unterhalb des trapezförmig gekanteten Stegblechs so groß ist, dass die Art der Lagerung in die Bemessungsgleichung einfließen muss.

#### 6.4.3.7 Herleitung eines Bemessungsvorschlags für die Längsschubbeanspruchbarkeit

Die durchgeführten Versuche erlauben die Herleitung des Einflusses der Bolzenanordnung auf die Tragfähigkeit. In Tabelle 6.29 sind Vorfaktoren für die Bemessungsgleichung in Abhängigkeit der Bolzenanordnung der durchgeführten Versuche aufgeführt. Dabei wurden die Tragfähigkeiten der Versuchskörper mit Hilfe des in Abschnitt 6.4.3.5 hergeleiteten Einflusses der Betonfestigkeit  $f_c$  mit dem Exponenten 0,6, siehe Seite 213f, und im Falle des Referenzkörpers R2 auch für die Einbindetiefe  $t_e$ , siehe Seite 238ff, auf rechnerische Tragfähigkeiten umgerechnet und zu der in der Parameterstudie verwendeten Bolzenanordnung KBD2 in Bezug gesetzt. Da bei den Versuchskörpern mit einer Kopfbolzenanordnung an den schrägen Abschnitten  $a_2$  weniger Kopfbolzen angeordnet werden konnten als an den Körpern mit einer Anordnung an den geraden Blechabschnitten  $a_1$  stellen die Beiwerte  $k_s$  für die Anordnungstypen KBD3 und KBD6 konservative Werte dar. Bei der Verifikation des Rechenprogramms wurde für die Bolzenanordnungen KBD5a und KBD5b die Tragfähigkeit gut abgebildet und bei der Bolzenanordnung KBD2 eine zu geringe Tragfähigkeit errechnet. Der Bezug auf die Anordnung KBD2 stellt somit eine konservative Annahme dar.

Tabelle 6.29: Beiwert für die Bolzenanordnung  $k_s$

Körper	Im Versuch erreichte Traglast $P_e$ [kN]	Mittlere Betonfestigkeit der beiden Gurte $f_c$ [MPa]	Rechnerische Tragfähigkeit $P_t$ [kN]	Verhältnis $P_t / P_{t, KBD2}$ [-]	Gewählter Vorfaktor $k_s$ [-]
R1-2	3130	27,9	2983	0,62	<b>0,6</b>
R2	2267	28,8	2119	0,54	<b>0,6</b>
R3	2664	29,7	2443	0,51	<b>0,6</b>
KBD1-1	4790	27,1	4645	0,97	<b>0,9</b>
KBD1-2	4676	28,9	4362	0,91	<b>0,9</b>
<i>KBD2</i>	<i>4806</i>	<i>25,7</i>	<i>4806</i>	<i>1,00</i>	<i>1,0</i>
KBD3-1	4697	30,7	4221	0,88	<b>0,9</b>
KBD3-2	4742	27,1	4593	0,96	<b>0,9</b>
KBD4a	4867	30,2	4422	0,92	<b>0,9</b>
KBD4b	4652	26,7	4547	0,95	<b>0,9</b>
KBD5a	4157	28,6	3899	0,81	<b>0,8</b>
KBD5b	3869	26,8	3777	0,79	<b>0,8</b>
KBD6a	4311	30,1	3924	0,82	<b>0,8</b>
KBD6b	3497	25,6	3505	0,73	<b>0,7</b>

Die Beiwerte  $k_s$  sind anhand der verschiedenen Anordnungsmöglichkeiten der Kopfbolzen in Bild 6.145 angegeben.

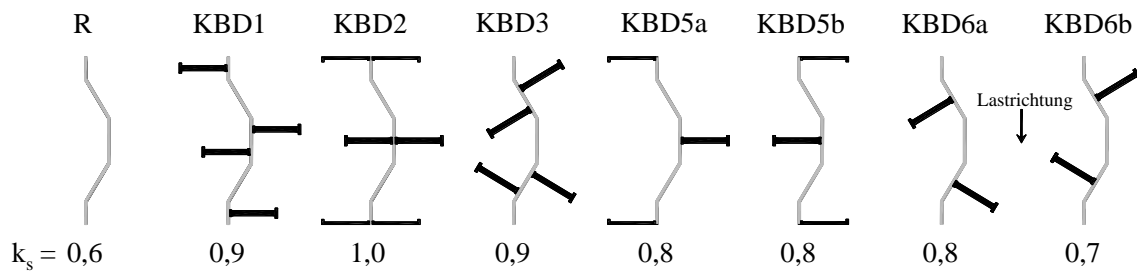


Bild 6.145: Beiwert  $k_s$  zur Berücksichtigung der Bolzenanordnung

Diese Erkenntnis und die Untersuchungen zum Einfluss unterschiedlicher Parameter anhand der zahlreichen Finite-Elemente Berechnungen ermöglichen die Herleitung einer Bemessungsgleichung.

Da bei der Auswertung der Finite-Elemente Berechnungen ein erheblicher ungünstiger Einfluss der Lagerung der Versuchskörper auf die Tragfähigkeit festgestellt werden konnte, ist es notwendig diese Bemessungsgleichung für den gewählten Versuchskörper für den allgemeinen Fall um den Einfluss der Lagerung zu erweitern. Bei den Referenzkörpern wurde ein anderer Einfluss der Reibung festgestellt, als dies bei den Körpern mit zusätzlichen Kopfbolzen der Fall war, siehe Bild 6.144. Da es sich bei dem linearen Ansatz der Referenzkörper für den Parameter Reibung um einen anderen Ansatz handelt als bei dem exponentiellen Ansatz für den Fall mit zusätzlichen Kopfbolzen, war es erforderlich, den linearen Ansatz in Bild 6.144 mit einem Faktor zu versehen. Daher weichen die Angaben zum Parameter Reibung in der folgenden Bemessungsgleichung von den Angaben in Bild 6.144 ab.

Den Bemessungsansatz stellt Gleichung (6-11) dar.

$$P_{t,L} = \frac{V}{P} \cdot k_b \cdot k_s \cdot k_\alpha \cdot k_{a1} \cdot (f_c)^{0,6} \cdot (\mu_k)^{0,3} \cdot (t_e)^{0,35} \cdot (t_w)^{0,2} \cdot (a_{sw})^{0,05} \cdot (1 + a_{sa})^{0,05} \quad [\text{kN/m}] \quad (6-11)$$

V Beiwert zur Anpassung an die Versuchs- und Rechenergebnisse;  $V = 14.000 [-]$

P projizierte Länge einer Faltung [mm]

$k_b$  Beiwert für die Lagerung:

mit Kopfbolzen: Lagerung wie Versuchskörper:  $k_b = 1,57 \cdot (n)^{-0,28} > 0,5$

mit  $n =$  Anzahl der Perioden zwischen Gurthalterungen

Allgemeiner Fall: Freie Lagerung  $k_b = 0,5$

Aufbiegen des Gurts behindert:  $k_b = 1,5$

ohne Kopfbolzen: Abstand der Halterung  $n \leq 5$ :  $k_{b,Ref} = 1,0$

Allgemeiner Fall: Freie Lagerung:  $k_{b,Ref} = 0,33$

$k_s$  Beiwert für den Typ der Bolzenanordnung: siehe Bild 6.145

$k_\alpha$  Beiwert für den Faltungswinkel:  $17^\circ < \alpha \leq 30^\circ$ :  $k_\alpha = 0,02 \cdot (\alpha) + 0,4$

$30^\circ < \alpha \leq 45^\circ$ :  $k_\alpha = 1$

$45^\circ < \alpha \leq 90^\circ$ :  $k_\alpha = -0,007 \cdot (\alpha) + 1,31$

$k_{a1}$  Beiwert für die Abschnittslänge mit  $140 < a_1 < 430$  mm;  $a_1 = a_2$

$a_1 = 140$  mm:  $k_{a1} = 1,0$

$a_1 \geq 225$  mm:  $k_{a1} = 0,8$

Zwischenwerte durch lineare Interpolation

Im Fall der freien Lagerung:  $a_1 = 1,0$



- $f_c$  Zylinderdruckfestigkeit des Betons [MPa];  $24 \text{ MPa} \leq f_c \leq 58 \text{ MPa}$   
 ohne Kopfbolzen und zusätzlich einer freien Lagerung ist  $f_c \leq 40 \text{ MPa}$
- $\mu_k$  charakteristischer Reibbeiwert [-]; mindestens anzusetzen ist  $\mu_k = 0,05$   
 Für den Fall ohne Kopfbolzen ist der Term  $(\mu_k)^{0,3}$  wie folgt zu ersetzen:  
 Allgemeiner Fall: Freie Lagerung  $0,65 \cdot (\mu_k) + 0,35$   
 Aufbiegen des Gurts behindert:  $1,15 \cdot (\mu_k) + 0,2$
- $t_e$  Einbindetiefe [mm] mit  $175 \text{ mm} \leq t_e \leq 275 \text{ mm}$
- $t_w$  Dicke des Stegblechs [mm] mit  $4 \text{ mm} \leq t_w \leq 25 \text{ mm}$
- $a_{sw}$  Bügelbewehrung je Stegseite und als durchgehende Querbewehrung [ $\text{cm}^2/\text{m}$ ]
- $a_{sa}$  Zulagebewehrung [ $\text{cm}^2/\text{m}$ ]

Sonstige Randbedingungen:

- $b_{cf}$  Betongurtbreite  $\geq 90 \text{ cm}$
- $h_{cf}$  Betongurtdicke  $\geq 25 \text{ cm}$
- $a_r'$  effektiver Randabstand ist an die Einbindetiefe  $t_e$  gekoppelt:  $a_r' = t_e - 50 \text{ mm}$
- $d$  Bolzendurchmesser  $\geq 19 \text{ mm}$
- $h_{sc}$  Bolzenlänge  $\geq 100 \text{ mm}$
- $f_y$  Streckgrenze des Stegblechs  $\geq 235 \text{ MPa}$ ; eine Überprüfung der Schubtragfähigkeit des Stegblechs außerhalb der Verbundfuge ist erforderlich

Die geometrischen Parameter können Bild 6.146 entnommen werden.

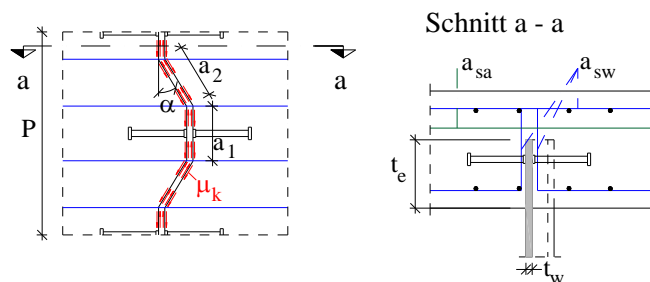


Bild 6.146: Darstellung der Einflussfaktoren für die Längsschubbeanspruchbarkeit

Die statistische Auswertung<sup>347</sup> auf Basis von 14 Versuchen und 236 Finite-Elemente Berechnungen erlaubt die Kalibrierung dieses Widerstandsmodells und die Herleitung der Bemessungswerte, siehe Anhang C.2. Der Vergleich der in den Versuchen bzw. Berechnungen ermittelten Beanspruchbarkeiten  $P_e$  zeigt eine sehr gute Übereinstimmung mit den rechnerischen Tragfähigkeiten nach Gleichung (6-11), siehe Bild 6.147. Grobe Ausreißer sind nicht vorhanden. Abgesehen vom Versuchskörper R3 liegen alle Versuchsergebnisse über der Mittelwertlinie, so dass die Finite-Elemente Berechnungen tendenziell etwas konservativere Ergebnisse zeigen.

<sup>347</sup> Vgl. Norm DIN EN 1990, Anhand D.8

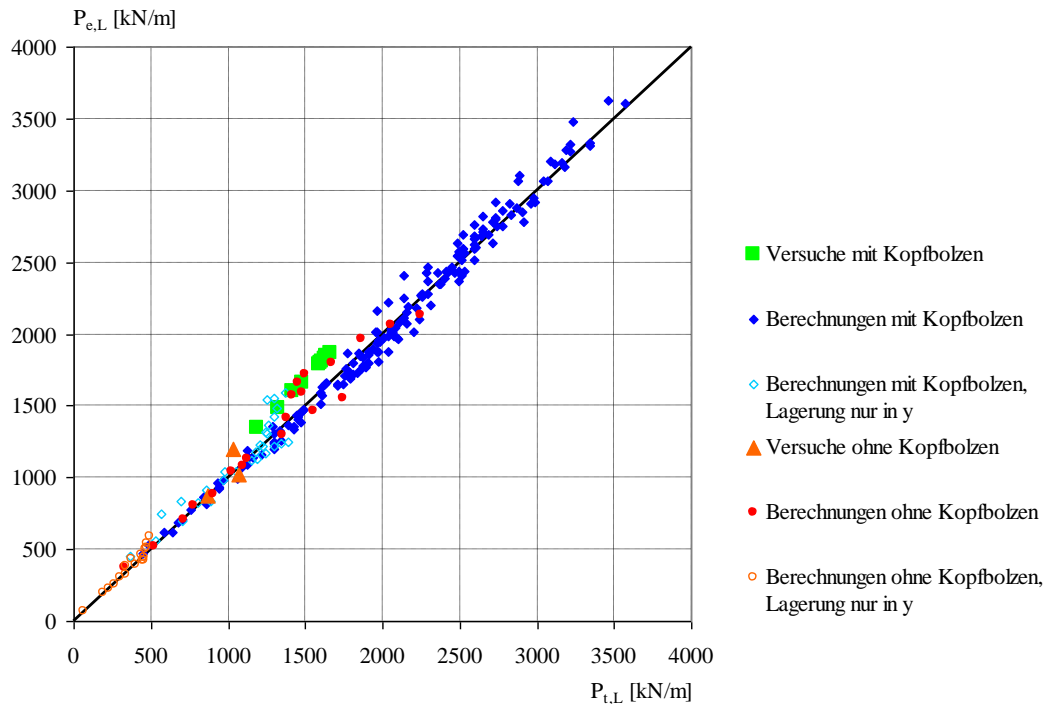


Bild 6.147: Vergleich der experimentellen bzw. der rechnerischen Tragfähigkeit  $P_e$  mit der Tragfähigkeit  $P_t$  entsprechend dem Ansatz nach Gleichung (6-11)

Um die kurze Versuchsdauer zu berücksichtigen und somit die Relaxation einzubeziehen, wurde der Vorfaktor  $V$  in der statistischen Auswertung um 10% abgemindert, siehe dazu auch Seite 14. Die Bemessungstragfähigkeit für die Längsschubbeanspruchung beträgt damit

$$P_{Rd,L} = \frac{V}{P \cdot \gamma_v} \cdot k_b \cdot k_s \cdot k_{\alpha} \cdot k_{a1} \cdot (f_{ck})^{0,6} \cdot (\mu_k)^{0,3} \cdot (t_e)^{0,35} \cdot (t_w)^{0,2} \cdot (a_{sw})^{0,05} \cdot (1 + a_{sa})^{0,05}$$

[kN/m] (6-12)

$V$     Beiwert zur Anpassung an die Versuchs- und Rechenergebnisse,  $V = 11.500$  [-]

$\gamma_v$     Teilsicherheitsbeiwert für Verbund: 1,25

Alle übrigen Beiwerte entsprechen Gleichung (6-11)

Drei Rechenergebnisse unterschreiten die charakteristische Tragfähigkeit  $P_{Rk,L}$  um maximal 2%. Die Bemessungstragfähigkeit  $P_{Rd,L}$  liegt in allen Fällen niedriger als die um 10% abgeminderten Versuchs- und Rechenergebnisse, siehe Bild 6.148. Mit Gleichung (6-12) wurde damit ein Hilfsmittel zur Verfügung gestellt, das die zu erwartenden Beanspruchbarkeiten einerseits mit guter Genauigkeit und andererseits sicher abbildet.

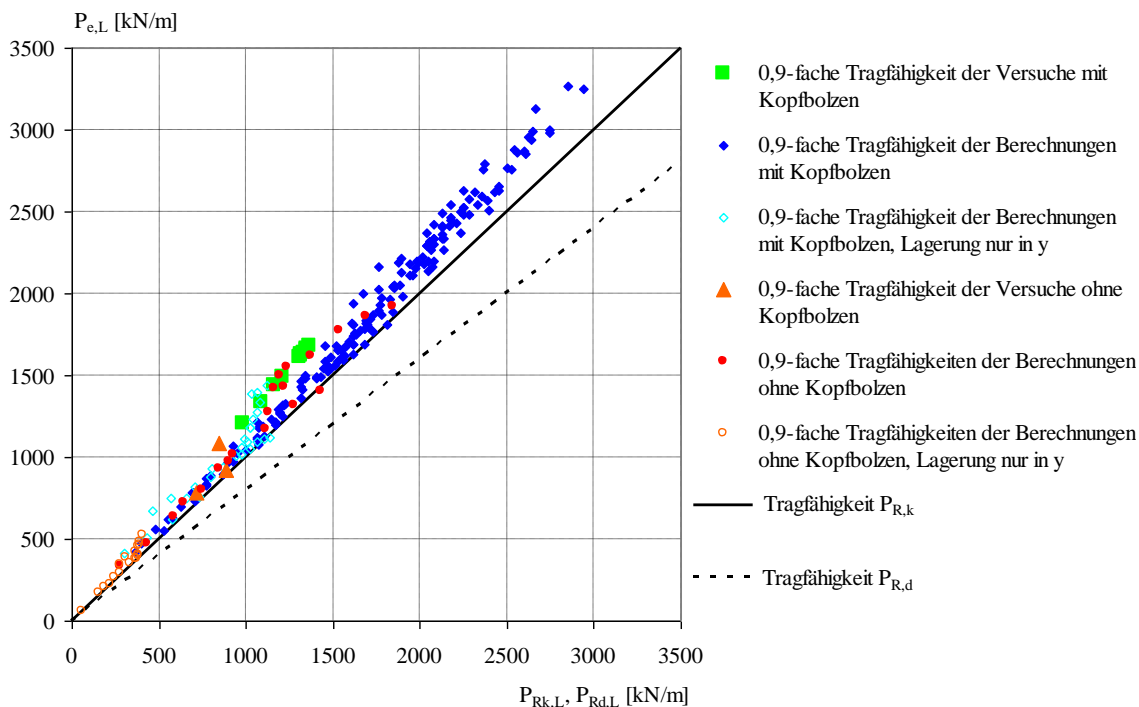


Bild 6.148: Vergleich der 0,9-fachen experimentellen bzw. der rechnerischen Tragfähigkeit  $P_e$  mit der Tragfähigkeit  $P_{R,k}$  bzw.  $P_{R,d}$  entsprechend dem Ansatz nach Gleichung (6-12)

### 6.4.3.8 Vergleich der Ergebnisse mit dem japanischen Bemessungsvorschlag

Eine Einordnung des Bemessungsvorschlags erlaubt der Vergleich mit der in Japan entwickelten Bemessungsgleichung (6-3). Da das genannte Modell keine Kopfbolzen vorsieht, kann ein Vergleich einschränkend nur für die durchgeführten Versuche ohne Kopfbolzen erfolgen. Da bei den hier durchgeführten Versuchen keine Längsbewehrung an den Steg angeschweißt wurde, entfällt dieser Anteil nach Gleichung (6-3). Der zahlenmäßige Vergleich der Traglasten nach den beiden Modellen ist in Tabelle 6.30 aufgeführt.

Tabelle 6.30: Vergleich der Tragfähigkeiten nach den Gleichungen (6-3) und (6-12)

Körper	Betonfestigkeit $\sigma_{ck}$ [MPa]	Projektionsfläche $A_1$ [mm <sup>2</sup> ]	Traglast / Projektionsfläche nach Gl. (6-3) $Q_u$ [kN]	Traglast / m Verbundfuge nach Gl. (6-3) $Q_u$ [kN/m]	Traglast / m Verbundfuge nach Gl. (6-12) $P_{R,k}$ [kN/m]	Verhältnis der Traglast nach (6-12) / (6-3) [-]
R1-2	27,85	12.600	210,5	809,8	706,7	0,87
R2	28,75	7.200	124,2	477,7	592,2	1,24
R3	29,70	12.600	224,5	863,6	734,5	0,85

Die Abweichungen der Beanspruchbarkeiten der einzelnen Varianten können eventuell auf die in der japanischen Quelle berücksichtigte, angeschweißte Längsbewehrung und auch auf den Einfluss der Einbindetiefe  $t_e$ , der im japanischen Modell anders berücksichtigt wurde, zurückgeführt werden. Die Tabelle zeigt aber, dass die Tragfähigkeiten nach den beiden Gleichungen in der gleichen Größenordnung liegen.

### 6.4.3.9 Hinweise zur konstruktiven Durchbildung

Die Ausbildung ohne zusätzliche Verbindungsmittel führt zu einer sehr weichen Verbundfuge. Außerdem kam es bei zwei dieser Körper zu einem Rutschen des Bleches in der Verbundfuge

noch vor dem Erreichen der Traglast. Der Einsatz einer Verbundfuge mit einem eingebundenen trapezförmig gefalteten Blech ohne zusätzliche Verbindungsmittel ist daher nicht zu empfehlen.

Das Aufbiegen der Betongurte macht es notwendig den Korrosionsschutz des Stegblechs näher zu betrachten. So ist es sinnvoll auch das Stegblech in der Verbundfuge zu beschichten. Da der Reibbeiwert einen großen Einfluss auf die Tragfähigkeit hat, ist eine Oberflächengestaltung mit einem hohen Reibbeiwert  $\mu$  vorteilhaft.

Zusätzliche Maßnahmen, die ein Öffnen der Verbundfuge behindern, sind als sehr günstig auf die Tragfähigkeit einzustufen. In diesem Zusammenhang sind z.B. Querträger bzw. Schotte in bestimmten Abständen, die Durchführung einer unteren Bewehrungslage durch den trapezförmig gekanteten Steg, Zulagebewehrung in Querrichtung direkt oberhalb der Verbundfuge, eine Durchlaufwirkung des angeschlossenen Betongurts in Querrichtung oder eine Quervorspannung zu nennen.

## 6.4.4 Experimentelle Untersuchungen an einem Träger

### 6.4.4.1 Allgemeines

Im Rahmen desselben Forschungsvorhabens wurden von Reichert zwei Trägerversuche durchgeführt und von ihm ausführlich beschrieben<sup>348,349,350</sup>. Bei einem der beiden Träger wurden Kopfbolzen als zusätzliche Verbindungsmittel verwendet. Um Auskünfte über das Tragverhalten der randnahen Kopfbolzen zu erhalten, wurden Messungen an einigen Bolzen und an der Bügelbewehrung durchgeführt. Soweit zum Verständnis erforderlich, wird der Versuch im Folgenden kurz beschrieben. Ausführlich wird dagegen auf die Messungen, die Auskunft über das Tragverhalten der Verbundfuge geben, eingegangen und Schlüsse daraus gezogen.

### 6.4.4.2 Versuchsbeschreibung

Die geometrischen Verhältnisse der Faltung des Stegblechs, abgesehen von der reduzierten Blechdicke auf 6 mm, entsprechen den Push-out Versuchskörpern für die Längsschubuntersuchung, siehe Bild 6.30. Die Bolzenanordnung wurde entsprechend Typ KBD5a gewählt, siehe Bild 6.29. Der Trägerversuch wurde als Dreipunktbiegeversuch mit einer Stützweite von 9,44 m durchgeführt, siehe Bild 6.149. Zur Vermeidung eines Versagens durch eine Einzellast wurden am Stahlsteg an der Lasteinleitung und den Auflagern durchgehende vertikale Steifen angeordnet. Im Untergurt auf der Zugseite des Trägers war frühzeitig mit Rissen zu rechnen. Um dies zu verhindern, wurde der Untergurt extern zentrisch vorgespannt. Die externe Vorspannung  $P_L$  wurde über die Versuchsdauer über einen Hydraulikzylinder kontrolliert und konstant gehalten.

Von Reichert wurden zahlreiche Messungen durchgeführt. Dazu gehören die Bestimmung der Dehnungen des Stahlstegs an zahlreichen Stellen, die Ermittlung der Dehnungen an der Oberfläche der Stahlbetongurte, Schlupfmessungen zwischen Stahlsteg und Stahlbetonuntergurt, Dehnungsmessungen an der Bewehrung des Untergurts und Wegmessungen der Vertikalverformung.

---

<sup>348</sup> Vgl. Novák, B. & Kuhlmann, U. et al. (2008), Abschnitt 3.3

<sup>349</sup> Vgl. Novák, B. & Reichert, F. (2009)

<sup>350</sup> Vgl. Reichert, F. (2014)

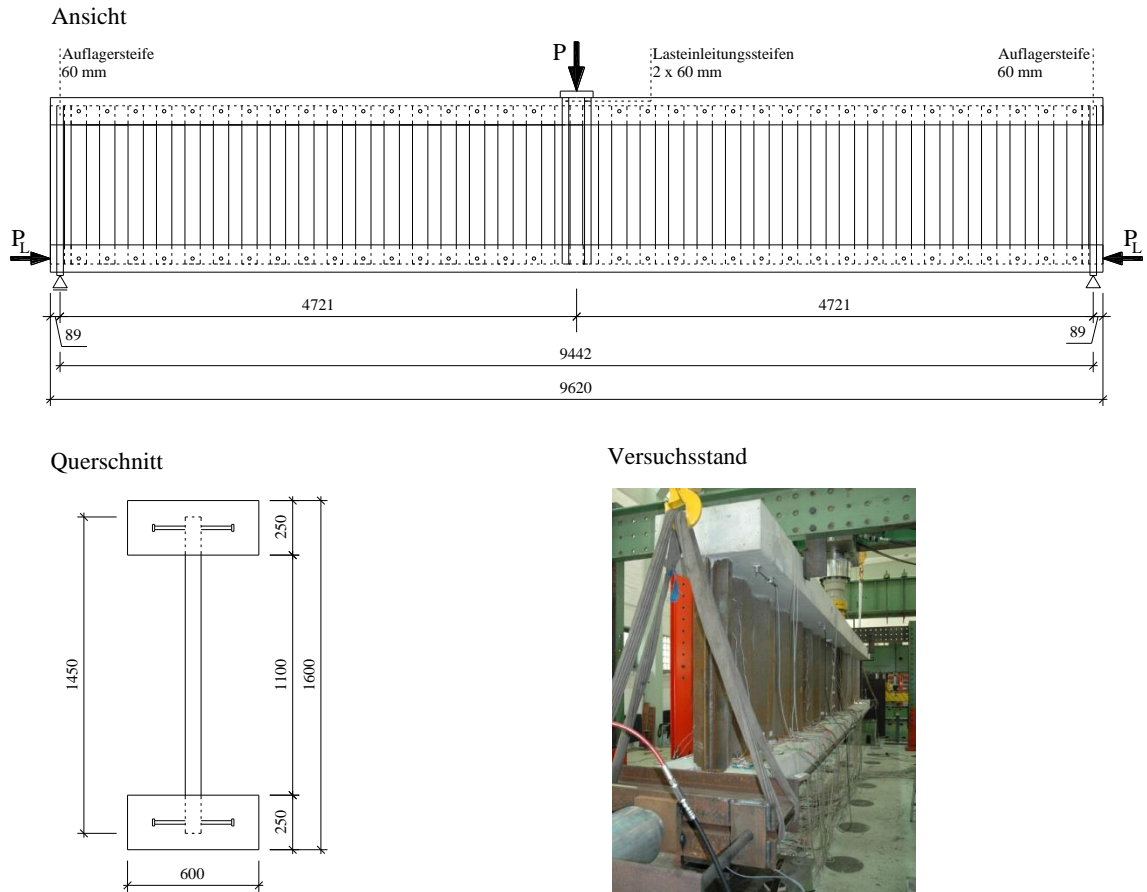


Bild modifiziert und ergänzt nach Quelle: Novak, B. & Kuhlmann, U. et al. (2008), Anhang A.1

Bild 6.149: Versuchsaufbau des Trägerversuchs

Um Erkenntnisse zum Tragverhalten der Verbundfuge zu erhalten, wurde ergänzend dazu folgende Messeinrichtung an dem Träger angebracht. An je vier Kopfbolzen am Ober- und Untergurt wurden je zwei Dehnmessungen appliziert, siehe Bild 6.150. Darüber hinaus wurde nach Bild 6.151 an je einem Bügel des Ober- bzw. Untergurts ein Dehnmessstreifen angebracht.

Bei der Durchführung des Versuchs wurde zuerst die Vorspannung am Untergurt mit 720 kN aufgebracht und anschließend die Messungen zu Null kalibriert. Die eigentliche Prüflast in der Feldmitte wurde weggesteuert mit einer Geschwindigkeit von 1 mm/min und in Schritten von etwa 100 kN aufgebracht. Ausgehend von der Feldmitte auf der Unterseite des Untergurts entwickelten sich Risse ab etwa 400 kN über die gesamte Gurthöhe. Bis zu dieser Kraft kann vom Zustand I ausgegangen werden. Weitere Risse bildeten sich ausgehend von den Kanten des Trapezblechs in schräger Richtung ab etwa 1100 kN. Entsprechend den Push-out Versuchen konnte bei einer hohen Laststufe das Ablösen des Betons vom Trapezblech und das Aufbiegen des Untergurts festgestellt werden. Außerdem konnte auf der Oberseite des Druckgurts nahe der Lasteinleitung ein Versagen der Druckzone und auf der Unterseite Risse festgestellt werden. Die ungleichmäßige Beanspruchung des Obergurts lässt auf eine Biegebeanspruchung schließen. Die Traglast wurde bei einer Durchbiegung von 95 mm mit 1476 kN erreicht. Das endgültige Versagen war vom Bruch der Zugbewehrung im Untergurt im Bereich der Feldmitte sowie einem Druckzonenversagen am Obergurt gekennzeichnet.

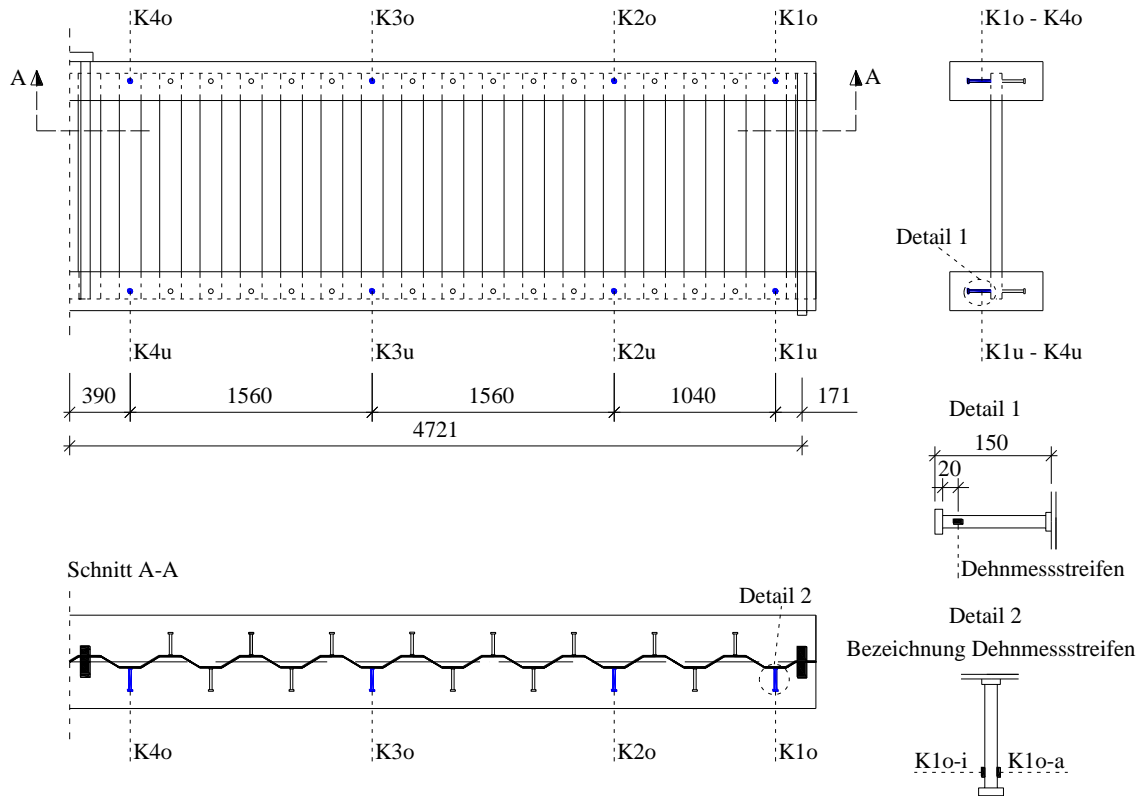
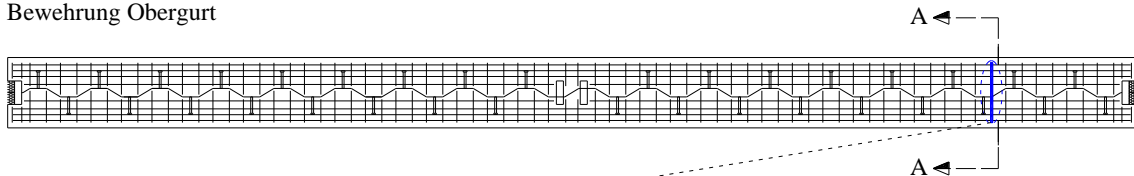


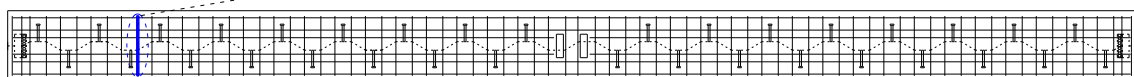
Bild modifiziert und ergänzt nach Quelle: Novak, B. & Kuhlmann, U. et al. (2008), Anhang A.1

Bild 6.150: Anordnung Dehnmessstreifen an Kopfbolzen am Versuchsträger TR2

Bewehrung Obergurt

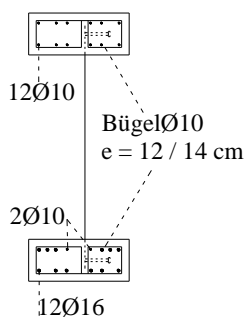


Bewehrung Untergurt



Bewehrung mit Dehnmessstreifen

Regelschnitt Bewehrung



Schnitt A-A

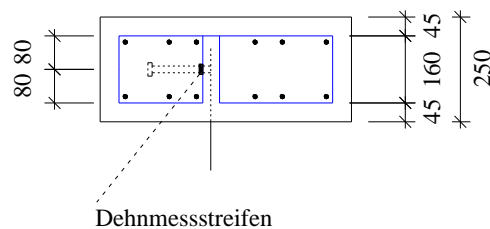


Bild modifiziert und ergänzt nach Quelle: Novak, B. & Kuhlmann, U. et al. (2008), Anhang A.1

Bild 6.151: Anordnung der Dehnmessstreifen an der Bügelbewehrung am Versuchsträger TR2

### 6.4.4.3 Versuchsergebnisse

#### Bügel

Beide Messungen an der Bügelbewehrung weisen eine Zugbeanspruchung an den Messstellen auf, siehe Bild 6.152. Bei einer Umrechnung der Dehnungen auf Spannungen werden am unteren Bügel maximal 35 MPa und am oberen Bügel etwa die doppelte Spannung erreicht. Beide Stellen befinden sich während der gesamten Versuchsdurchführung im unteren elastischen Spannungsbereich.

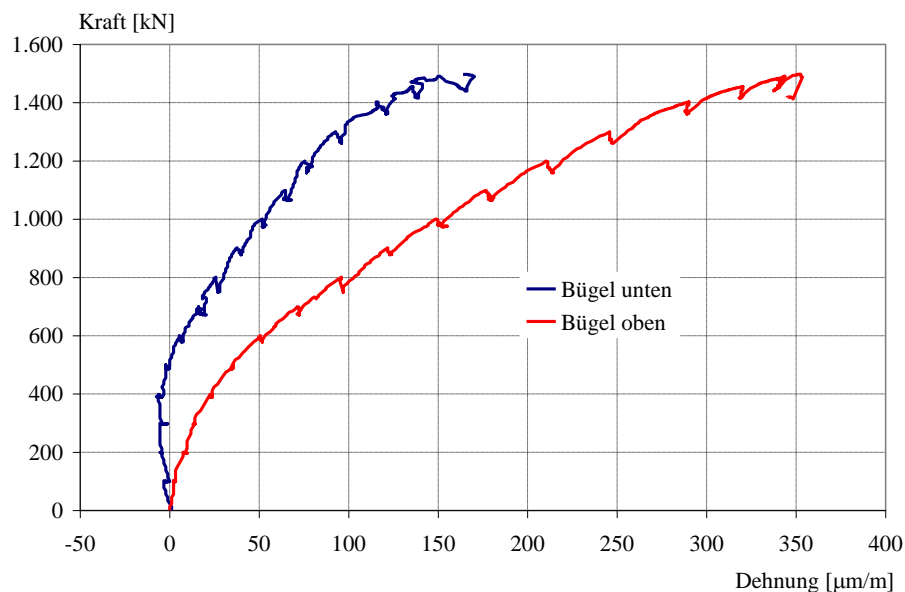


Bild 6.152: Dehnungen der Bügel an den Stellen nach Bild 6.151 am Versuchsträger TR2

Bei den Push-out Versuchen liegt eine große Streuung der Dehnungen an den Bügeln vor, siehe Tabelle 6.17. Daher ist aus dieser Messung kein direkter Vergleich der Schubbeanspruchung ableitbar. Aus der Größenordnung der Messwerte lässt sich jedoch abschätzen, dass sich der Schubfluss des Trägers im Verhältnis zur Tragfähigkeit der Verbundfuge in einem mittleren bis oberen Bereich befunden hat, die maximale Tragfähigkeit der Verbundfuge aber noch nicht erreicht wurde.

#### Kopfbolzen

Aus den Dehnungsmessungen an den Kopfbolzen nahe dem Bolzenkopf ließen sich Normalkräfte und Biegemomente an dieser Stelle ableiten, siehe Bild 6.153 und Bild 6.154. Eine der Messstellen an der Bolzenspalte K4 am Untergurt, Messstelle K4u, war ausgefallen. Daher konnte dort die Normalkraft nur aus der verbleibenden Messstelle an der gegenüberliegenden Schaftseite ermittelt und das Biegemoment an dieser Stelle nicht berechnet werden. Da der Wert der Normalkraft dieses Bolzens nur ungenau ist, wurde der Normalkraftverlauf dieses Bolzens in Bild 6.153 gestrichelt eingezeichnet.

Im Zustand I bis etwa 400 kN ist die Normalkraft bei allen Bolzen sehr gering. Darüber hinaus ist eine stetige Zunahme zu erkennen und bei der Traglast des Trägers werden Zugkräfte mit Werten zwischen 25 und 40 kN erreicht. Lediglich die Bolzennormalkräfte der Spalte K4 weichen von den anderen Spalten signifikant ab. Die geringere Normalkraft des Bolzens K4o kann auf die Lage nahe der Lasteinleitung zurückgeführt werden. Aus der Verträglichkeit ergibt sich,

dass der Schubfluss in der Achse der Lasteinleitung null ist. Die Spalte K4 befand sich noch im Diskontinuitätsbereich.

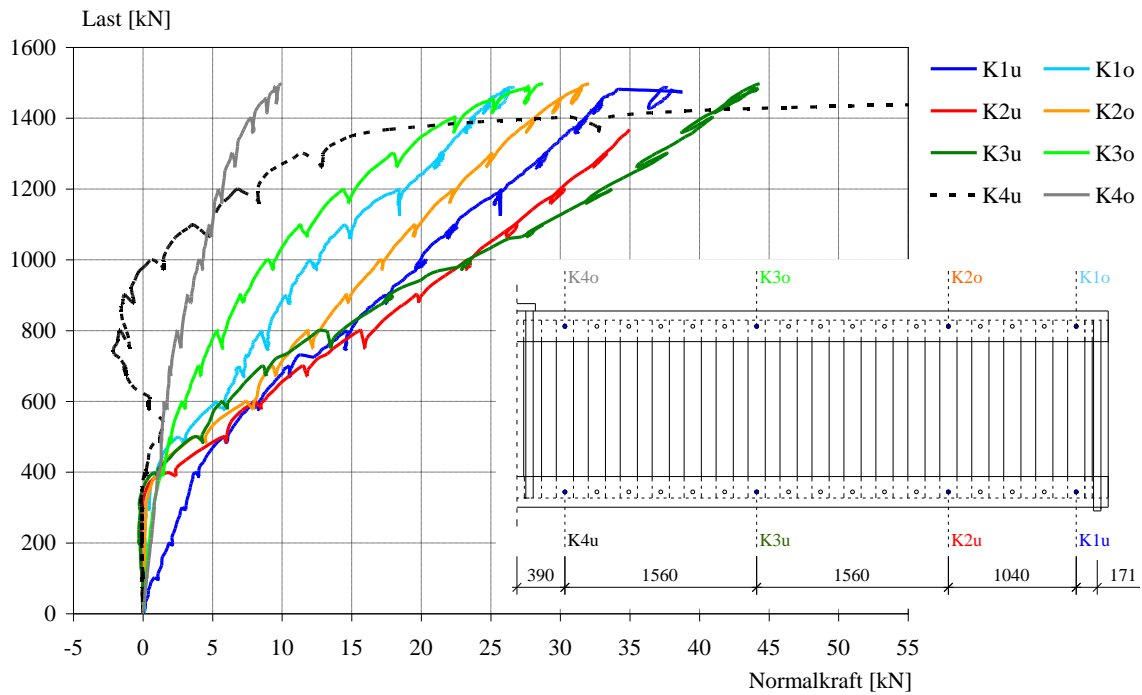


Bild 6.153: Normalkräfte der Kopfbolzen am Versuchsträger TR2

Die Biegebeanspruchung an den Messstellen ist bis etwa 800 kN sehr gering. Erst darüber hinaus zeigen sich bei wenigen Bolzen nennenswerte Biegemomente.

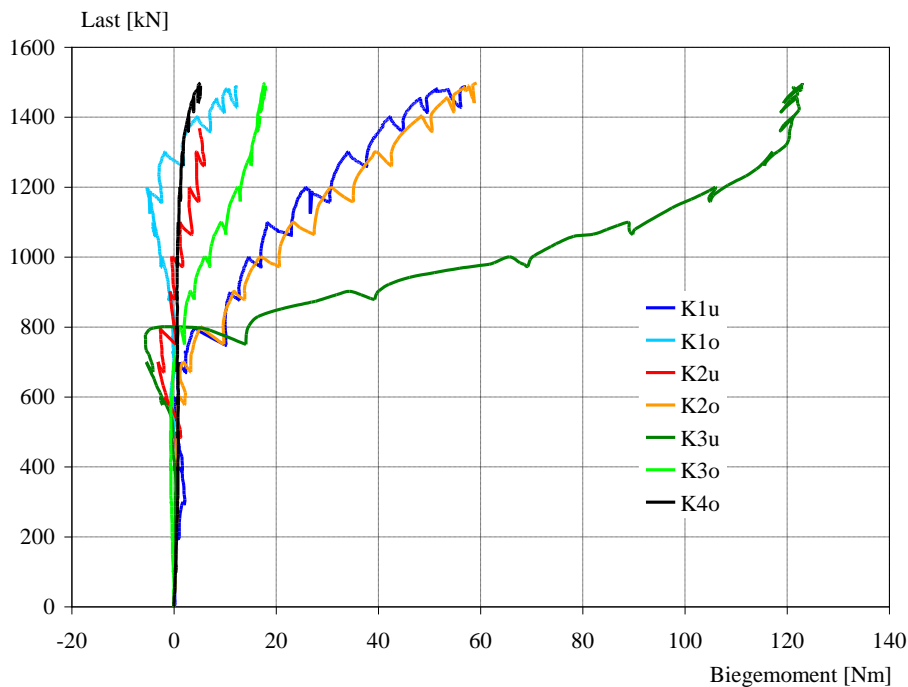


Bild 6.154: Biegemomente der Kopfbolzen am Versuchsträger TR2

Durch die hohe Momentenbeanspruchung des Trägers in Feldmitte lag der untere Bolzen K4u in der Zone mit der größten Rissbildung. Die geringe Normalkraft der Bolzen bis etwa 800 kN kann damit zum einen wieder durch den Diskontinuitätsbereich begründet werden. Zum anderen



kann die hohe gemessene Bolzennormalkraft bei der Beanspruchung über 800 kN durch Effekte in der Risszone oder durch eine nennenswerte Biegebeanspruchung, die durch den Ausfall eines Dehnmessstreifens nicht herausgerechnet werden konnte, zurückgeführt werden. Ein Vergleich der Bolzennormalkäfte des Trägers mit denen der Push-out Versuchskörper, siehe Tabelle 6.18 und Tabelle 6.19, führt zu der Aussage, dass sich die Beanspruchung der Verbundfuge bei der Traglast des Trägers im mittleren bis oberen Tragfähigkeitsbereich befindet. Damit wird die bereits bei der Auswertung der Bügelbewehrung getroffene Aussage bekräftigt.

### Schlupf in der Verbundfuge

Der Schlupf in der Verbundfuge zwischen trapezförmig gekantetem Stegblech und dem Betongurt wurde von Reichert am Untergurt an den vier Stellen S1, S3, S4 und am Trägerende und außerdem an der Stelle S5 am Obergurt, siehe Bild 6.155 gemessen. Im Zustand I bis etwa 400 kN weisen alle Messungen einen nahezu identischen Verlauf auf. Abgesehen von der Messung S1 ist am Untergurt ein gleichmäßiger Kraft-Schlupfverlauf über die gesamte Versuchsdauer zwischen trapezförmig gekantetem Stegblech und dem Zuggurt zu erkennen. Die gegenüber den anderen Messungen größeren Werte von S1 sind dabei auf einen Riss, der im Bereich der Messung verlief, zurückzuführen. Die geringeren Schlupfwerte am Obergurt der Messung S5 können dagegen mit der Nähe zum von Rissen unbeeinflussten Druckbereich nahe der Lasteinleitung, bei dem sich aus Gründen der Verträglichkeit kein Schlupf ergibt, begründet werden.

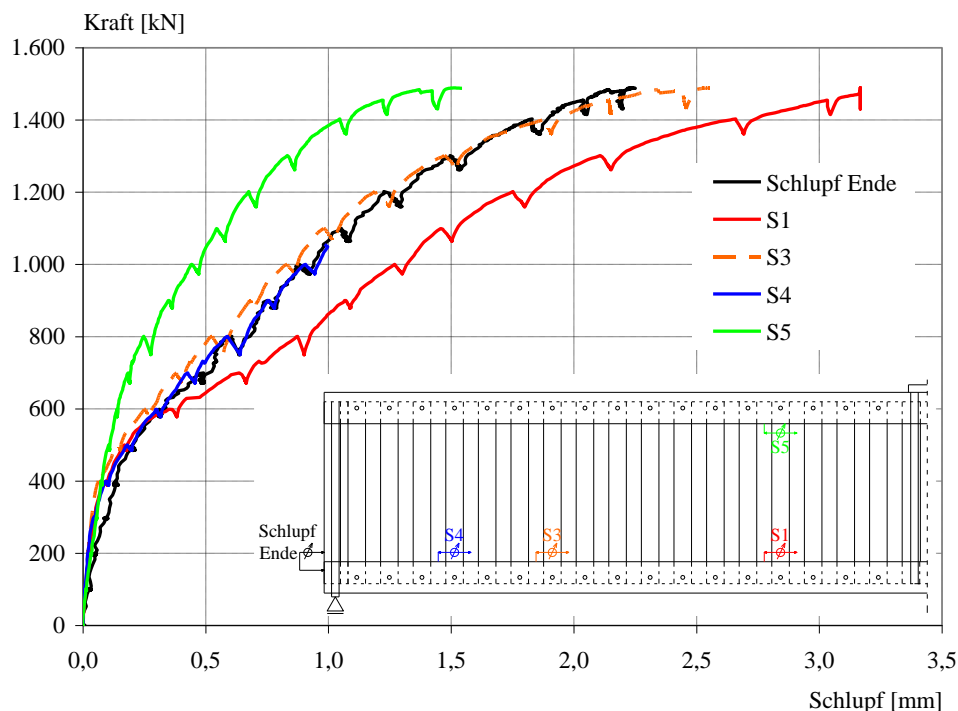


Bild 6.155: Schlupfmessungen in der Verbundfuge

Auf den Seiten 172f wurde die Verbundmittellennlinie der Verbundfuge mit trapezförmig gekanteten Stegen hergeleitet. Durch die Bestimmung des Schubflusses nach Gleichung (6-13) lässt sich der Schubfluss in der Verbundfuge des Trägers bestimmen.

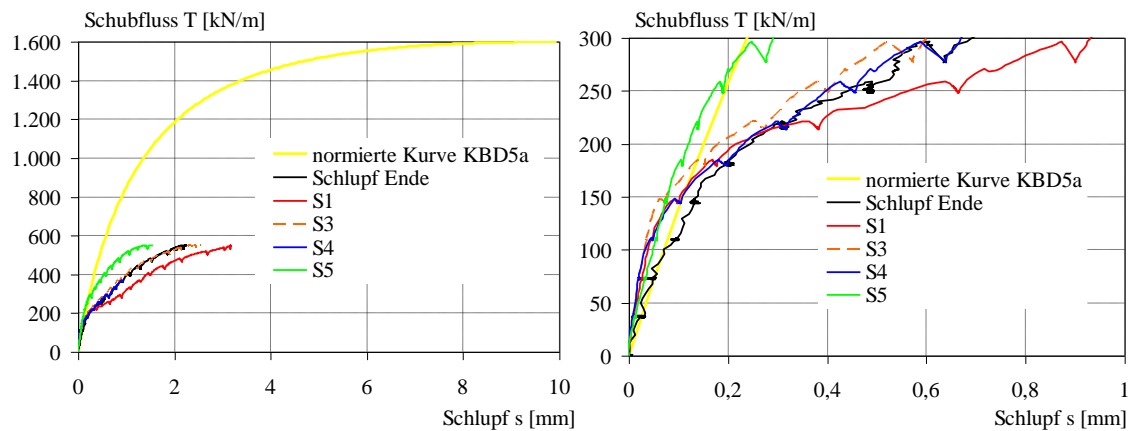
$$T = \frac{V \cdot S}{I} \quad (6-13)$$

- T Schubfluss [kN/m]  
 V Querkraft [kN]  
 S Statisches Moment [m<sup>3</sup>]  
 I Trägheitsmoment [m<sup>4</sup>]

Für den ungerissenen Querschnitt folgt daraus

$$T = \frac{V \cdot 0,10285}{0,13907} = 0,74 \cdot V \quad (6-14)$$

Sobald es zu Rissen im Zuggurt kommt, reduziert sich das Trägheitsmoment und das statische Moment S ändert sich durch den veränderten Hebelarm. Durch den linearen Verlauf des Biegemoments vom Auflager bis zur Feldmitte ändert sich die Steifigkeit des Trägers kontinuierlich. Dadurch, und durch die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen lässt sich das Verhältnis S/I nur sehr aufwändig bestimmen. Auf der anderen Seite wird der gemessene Schlupf auch durch die Rissbildung beeinflusst. Da der tatsächliche Schubfluss im gerissenen Zustand daher nur sehr ungenau bestimmt werden kann, wird darauf verzichtet. Der in Bild 6.156 dargestellte Vergleich der normierten Schubfluss-Schlupf Beziehung, der auf einer rein elastischen Auswertung nach Gleichung (6-14) basiert, ist daher nur für die Beanspruchung bis zum Eintreten von Rissen repräsentativ. Dies ist bis zu einer Pressenlast von etwa 400 kN bzw. einer Querkraft V von 200 kN der Fall. Dies entspricht einem Schubfluss T von etwa 150 kN/m.



a) Gesamter Bereich

b) Ausschnitt aus Teilbild a)

Bild 6.156: Normierte und experimentelle Schubfluss-Schlupf-Beziehung des Trägers

Für diesen Bereich zeigt das Bild 6.156b eine sehr gute Übereinstimmung zwischen der ideellen Last-Schlupf Kennlinie und den Messungen an dem Träger. Daraus folgt, dass die an Push-out Versuchen hergeleitete Kennlinie mindestens auch für Trägerversuche im Zustand I zutreffend ist. Außerdem lässt sich ablesen, dass die Beanspruchung der Verbundfuge bei der Traglast im mittleren Bereich der Verbundfugentragfähigkeit liegt. Damit werden die übrigen Messungen bestätigt.

## 6.4.5 Ergebnisse der Untersuchungen zur Längsschubtragfähigkeit

### 6.4.5.1 Allgemeines

Es wurden 15 Push-out Versuche und ein Trägerversuch zur Ermittlung des Tragverhaltens und der Tragfähigkeit der Verbundfuge mit trapezförmig gekanteten Stegblechen unter einer Längsschubbeanspruchung durchgeführt. Die Versuche und Berechnungen haben gezeigt, dass sowohl die Kopfbolzen als auch die Faltung des Stegs als Verbundmittel anzusehen sind und Einfluss auf das Tragverhalten und die Tragfähigkeit haben.

### 6.4.5.2 Tragverhalten

Das Tragverhalten ist gekennzeichnet durch ein Aufbiegen des Betongurts. Dieses wird zum einen durch die in den Versuchen vorhandene Bügelbewehrung, die rechnerisch erfasste Zulagebewehrung über dem Stegblech und auch durch die Kopfbolzen, die aus der Schubbeanspruchung der Verbundfuge eine Zugbeanspruchung erhalten, behindert. Die in den Versuchen vorhandene Lagerung und die monolithische Stahlbetonverbindung unterhalb der Verbundfuge führt außerdem zu einer Torsionseinspannung der Betongurthäften, die günstig auf die Tragfähigkeit wirkt. Das Vorhandensein dieser Einspannung ist bei auszuführenden Details kritisch zu hinterfragen.

Das trapezförmig gekantete Stegblech stützt sich bei dieser Beanspruchung vor allem an den Faltungskanten an dem Betongurt ab. Die randnahen Kopfbolzen zeigen die bekannte Spaltwirkung in Längsrichtung des Betongurts.

Für das punktuelle Verbindungsmittel der Kopfbolzen ist die Länge der Verbundfuge von untergeordneter Bedeutung. Bei dem linienförmigen Verbindungsmittel des trapezförmig gekanteten Stegblechs zeigen sich dagegen am Anfang und Ende der Verbundfuge Lastein- und Lastausleitungsbereiche, so dass die Länge der Verbundfuge nicht außer Acht gelassen werden kann.

Die Versuche zeigen ausnahmslos ein sehr duktileres Last-Verformungsverhalten. Allerdings kam es bei zwei Versuchen ohne Kopfbolzen durch das Öffnen der Verbundfuge zu einem schlagartigen Rutschen der Verbundfuge, so dass diese Variante für die Ausführung ohne Öffnungsbehinderung der Verbundfuge nicht zu empfehlen ist.

Das Tragverhalten der Versuchskörper, insbesondere die Rissentwicklung des Betongurts, konnte mit dem Programm MASA<sup>®</sup> sehr gut nachvollzogen werden.

### 6.4.5.3 Tragfähigkeit

Anhand der durchgeführten Versuche und der Finite-Elemente Berechnungen konnte eine Bemessungsgleichung für die Verbundfuge unter einer Längsschubbeanspruchung für das trapezförmig gekantete Stegblech für den Fall mit und ohne zusätzliche Kopfbolzen bestimmt werden. Als wesentliche Parameter, die einen großen Einfluss auf die Tragfähigkeit aufweisen, haben sich die Betonfestigkeit, die Reibung in der Verbundfuge und der Widerstand, der ein Öffnen der Verbundfuge behindert, herausgestellt.

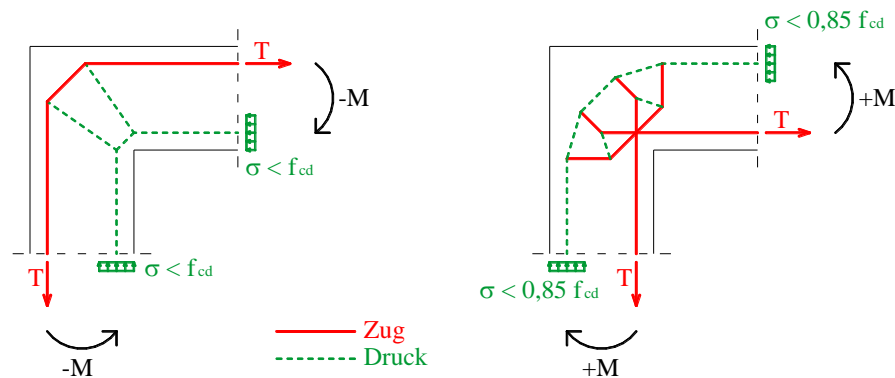
Wird das Aufbiegen des Betongurts behindert, ergeben sich für die untersuchte Verbundfuge sehr hohe Tragfähigkeiten.

Für die Dimensionierung des Stegblechs selbst ist der Nachweis der Beanspruchbarkeit am Anschnitt der Verbundfuge maßgebend und erforderlich.

## 6.5 Untersuchungen zur Querbiegetragfähigkeit

### 6.5.1 Allgemeines

Bei einer Querbiegebeanspruchung sind zum einen ein öffnendes  $M+$  und zum anderen ein schließendes Moment  $M-$  zu unterscheiden. Entsprechend den Stabwerkmodellen einer Stahlbetonrahmenecke, siehe Bild 6.157, sind auch bei der hier untersuchten Einspannung Unterschiede im Tragverhalten zu erwarten.



Neu gezeichnet nach Schlaich, J. & Schäfer, K. (2001), Bild 4.4.2 und 4.4.16a

Bild 6.157: Stabwerkmodelle eines öffnenden ( $+M$ ) und eines schließenden ( $-M$ ) Moments an einer Stahlbetonrahmenecke

Genauso werden sich die Ergebnisse bei einem einseitigen Anschluss, wie er z. B. am Untergurt eines Hohlkastens in Bild 6.1 sinnvoll ist, und bei einer durchgehenden Stahlbetonplatte, wie sie z. B. am Obergurt des Hohlkastens auftritt, unterscheiden, siehe Bild 6.158.

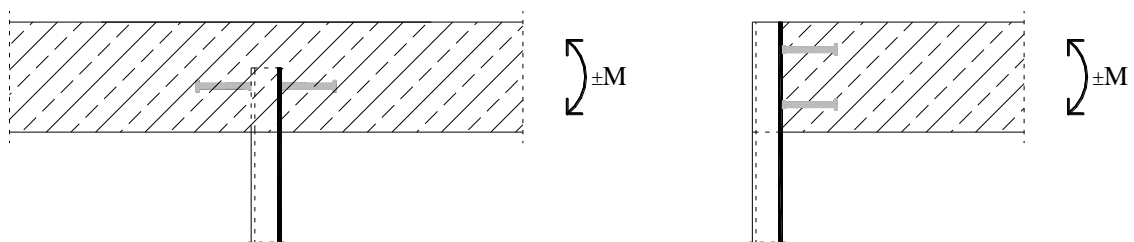


Bild 6.158: Ein- und beidseitiger Anschluss der Stahlbetonplatte

Die folgenden grundlegenden experimentellen Untersuchungen beschränken sich auf ein schließendes Moment  $M-$  mit einer durchgehenden Stahlbetonplatte.

## 6.5.2 Experimentelle Untersuchungen zur Querbiegetragfähigkeit der Verbundfuge

### 6.5.2.1 Versuchsprogramm

Zur Bestimmung der Tragfähigkeit, der Tragmechanismen und des Verformungsverhaltens der Verbundfuge mit Trapezblechstegen unter einer Querbiegebeanspruchung wurden insgesamt neun Versuche durchgeführt. Um die alleinige Wirkungsweise des gefalteten Stegs zu ermitteln, wurden drei Versuchskörper ohne zusätzliche Verbindungsmittel hergestellt. Je drei weitere Versuchskörper wurden mit zusätzlichen Kopfbolzen beziehungsweise mit Betondübeln gefertigt. Neben der Art des Verbindungsmittels diente zum einen die Einbindetiefe des Stegs in den Betongurt und zum anderen eine optionale, direkt über dem Stegblech angeordnete Zulagebewehrung als Parameter, siehe Tabelle 6.31. Die Versuche mit Betondübeln werden ausführlich von Röhms<sup>351,352</sup> betrachtet.

Tabelle 6.31: Versuchsprogramm „Querbiegung“

Bezeichnung	Verbindungsmittel	Einbindetiefe $t_e$ [mm]	Zulagebewehrung
R-Q1	ohne	100	ja
R-Q2	ohne	175	nein
R-Q3	ohne	175	ja
KBD-Q1	Kopfbolzen	125	ja
KBD-Q2	Kopfbolzen	175	nein
KBD-Q3	Kopfbolzen	175	ja

### 6.5.2.2 Versuchsbeschreibung

#### Geometrie

Um eine Einordnung der Versuchsergebnisse mit den Untersuchungen zur Längsschubtragfähigkeit zu erhalten, wurde die Faltungsgeometrie beibehalten. Um ein vorzeitiges Versagen des Trapezblechs zu verhindern, wurde die Blechdicke  $t_w$  gegenüber den Längsschubversuchen jedoch von 8 auf 16 mm erhöht. Der Biegeradius des gekanteten Bleches wurde zu  $2,5 t_w = 40$  mm gewählt, siehe Bild 6.159.

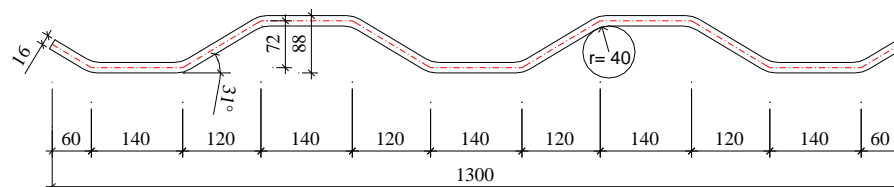


Bild 6.159: Faltungsgeometrie, Maße in [mm]

Da sich bei Vorbetrachtungen gezeigt hatte, dass die Dicke des Betongurts  $h_{cf}$  einen Einfluss auf die Tragfähigkeit haben würde und der innere Hebelarm über dem Stegblech der Versuchskörper der Längsschubbeanspruchung für die Querbiegebeanspruchung gering war, wurde die Di-

<sup>351</sup> Vgl. Röhms, J. (2009), Abschnitt 4.2

<sup>352</sup> Vgl. Röhms, J. & Novák, B. (2010)

cke des Betongurts von 25 auf 30 cm erhöht. Da die Lage der Bügelbewehrung und einer eventuellen Zulage über dem Stegblech und außerdem deren Abstand zueinander von Bedeutung ist, wurde die Betondeckung auf zwei Zentimeter reduziert. Um die exzentrische Beanspruchung einleiten zu können, wurde der Betongurt auf der Lasteinleitungsseite breiter als auf der anderen Seite gewählt, siehe Bild 6.160.

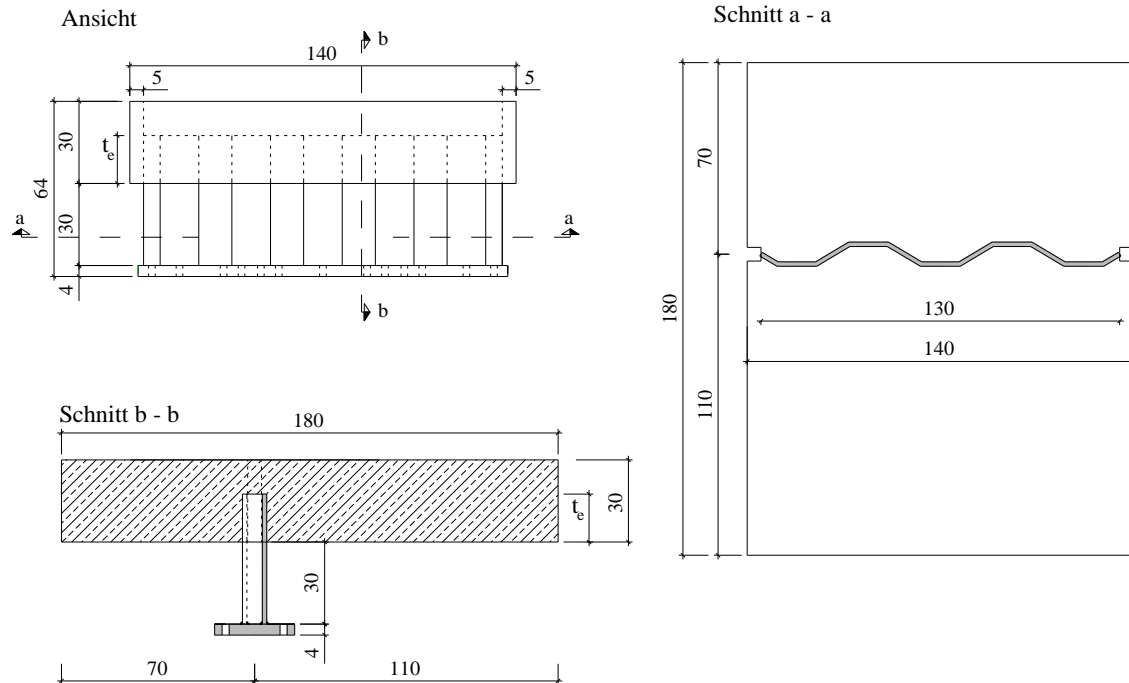


Bild 6.160: Versuchskörper für Querbiegung, Maße in [cm]

Die Anordnung der Kopfbolzen entspricht der Variante KBD2 der Versuche unter Längsschub. Die Kopfbolzen sind dabei an den geraden Flächen des Stegs direkt gegenüber angeordnet, siehe Bild 6.161.

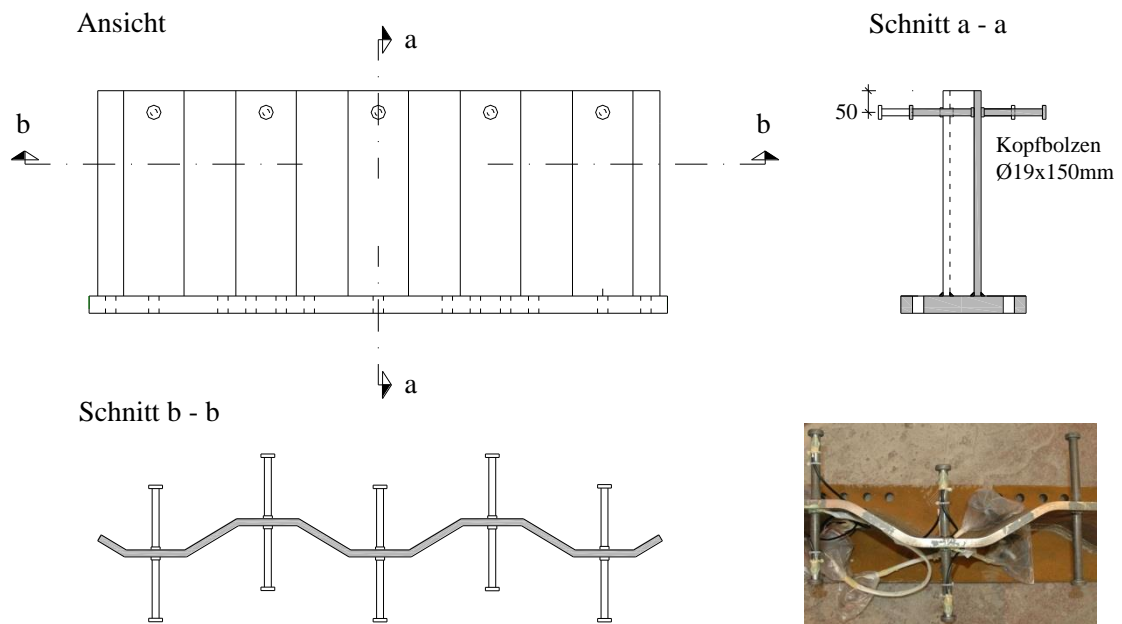


Bild 6.161: Stahlteil mit Kopfbolzen

Das Bild 6.162 zeigt die in die Versuchskörper eingebaute Bewehrung. Außer der Grundbewehrung mit einem Durchmesser von 12 mm, die bei allen Körpern gleich ausgeführt wurde, ist in diesem Fall die Zulagebewehrung ( $\varnothing 12$  mm) über dem Stegblech, die bei vier der sechs Körper eingebaut wurde, zu erkennen.

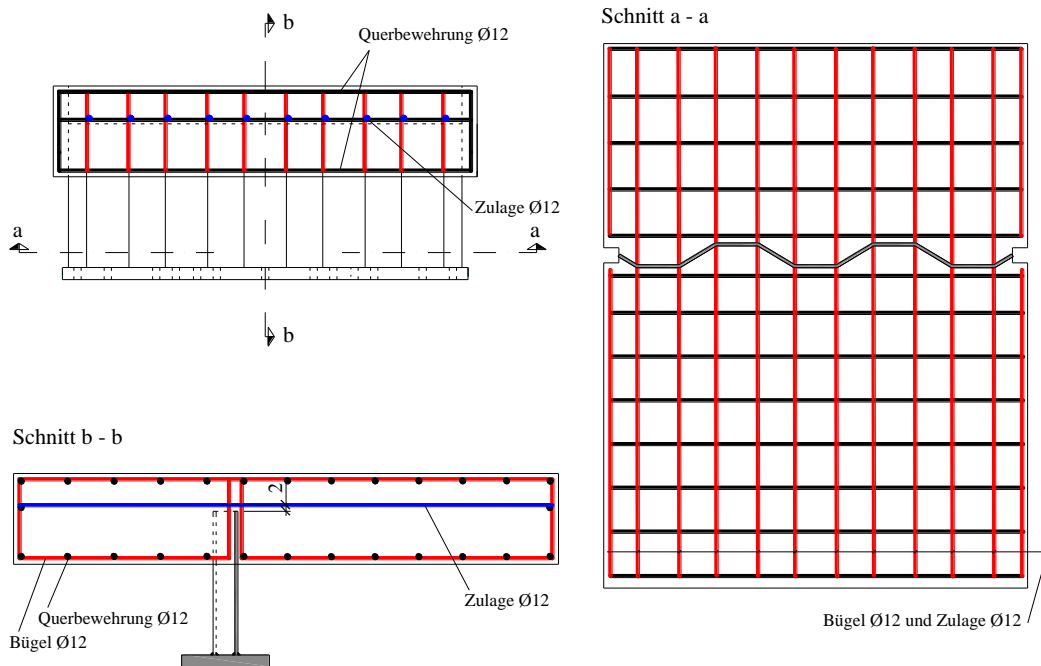


Bild 6.162: Bewehrung der Versuchskörper

### Herstellung

Die Versuchskörper wurden von der Firma Max Bögl hergestellt. Die Stahlteile wurden nicht beschichtet. Die Körper sind gegenüber der späteren Prüflage um  $180^\circ$  gedreht betoniert worden. Damit wurde der geringste Schalenaufwand erreicht, siehe Bild 6.163. Der Beton ist mit einem Flaschen- und Tischrüttler verdichtet worden. Die Versuchskörper wurden nach dem Betonieren trocken gelagert.

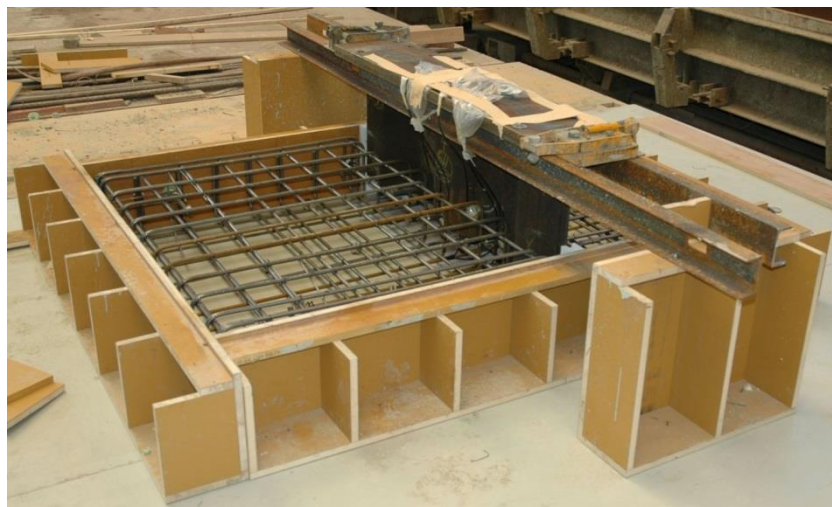


Bild 6.163: Herstellung der Versuchskörper für Querbiegung

### Versuchsaufbau

Die Versuche wurden an der Materialprüfungsanstalt der Universität Stuttgart durchgeführt. Auf dem Spannboden der Versuchshalle wurde eine speziell angefertigte Lasteinleitungsstruktur aus Stahl aufgespannt. Auf die Lasteinleitungsstruktur wurden die Versuchskörper mit Schrauben befestigt. Auf die Versuchskörper wurde ein ausgesteifter Lasteinleitungsträger in einem Abstand von 1,0 m zur Mittelachse der Faltungsgeometrie angebracht. Um eine gleichmäßige Lasteinleitung über die gesamte Versuchskörperlänge zu gewährleisten, wurde der Lasteinleitungsträger in ein Mörtelbett gelegt. Um die erwarteten Verformungen zwängungsfrei aufnehmen zu können, wurde zwischen dem Pressenkolben eine Kalotte zur Aufnahme der Verdrehung und eine Gleitschicht aus Teflon zur Aufnahme der Horizontalverschiebung angeordnet, siehe Bild 6.164 und Bild 6.165.

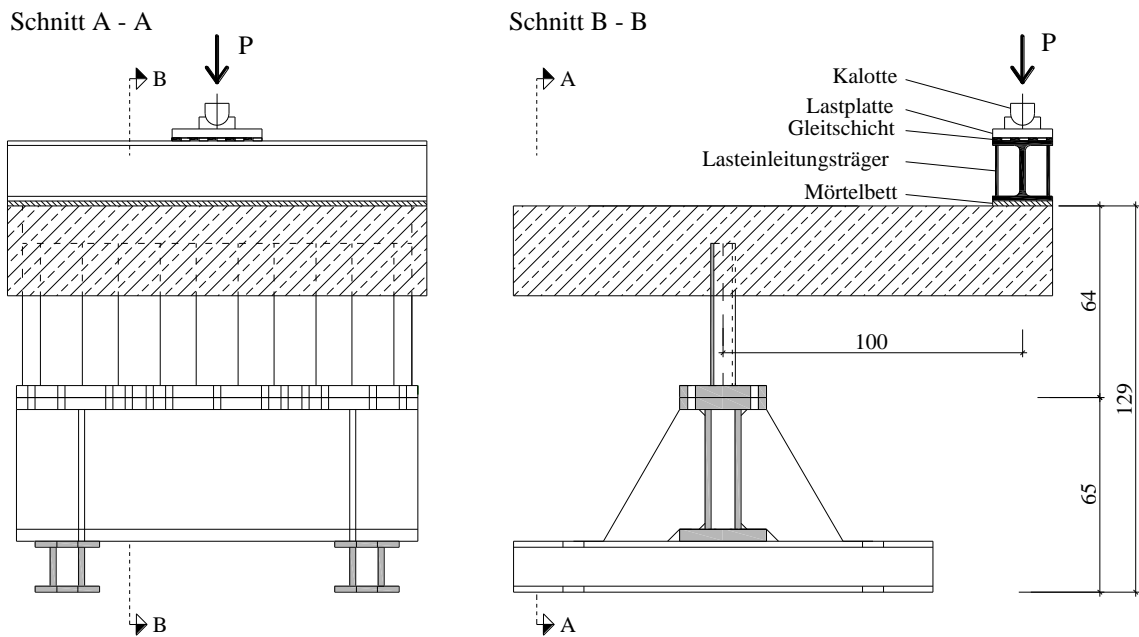


Bild 6.164: Versuchsaufbau der Querbiegeversuche



Bild 6.165: Eingebauter Versuchskörper für Querbiegung



### Messeinrichtung

Die Verschiebungen wurden mit Ohmschen Wegaufnehmern aufgenommen. Die Anordnung der Wegaufnehmer kann Bild 6.166 entnommen werden.

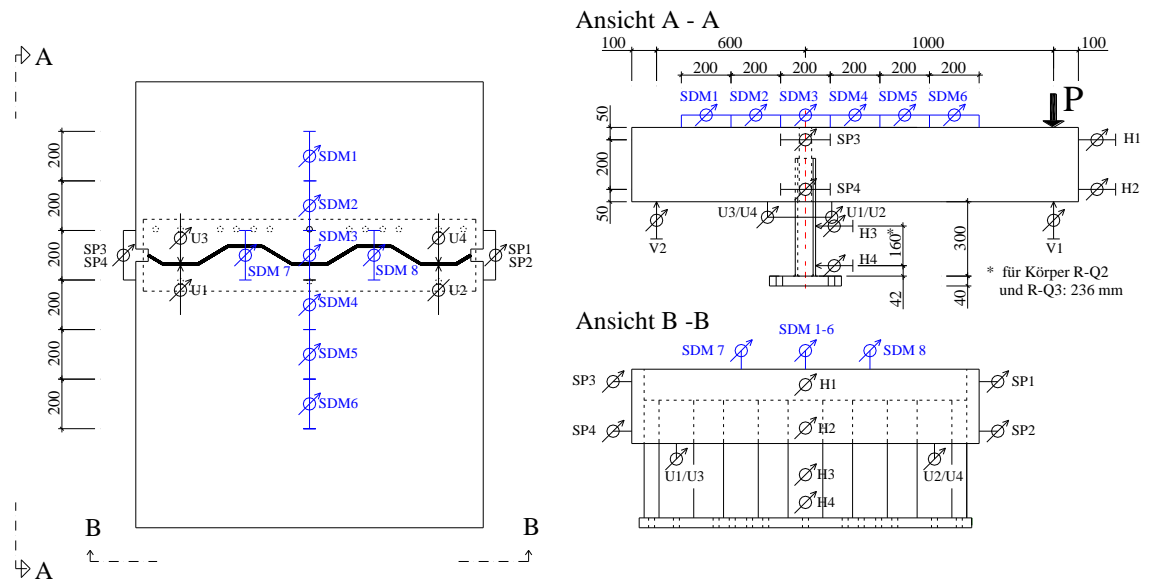


Bild 6.166: Anordnung der Wegmessnehmer am Versuchskörper für Querbiegung

An der Oberseite der Körper wurden in der Mittelachse Wegnehmer mit einer Messlänge von 200 mm angebracht, die die Dehnungen direkt an der Oberfläche des Betons abgreifen (SDM1 bis SDM6). Damit konnte die unterschiedliche Dehnung an dieser Stelle über eine große Breite kontinuierlich gemessen werden. Um eine Information der Betondehnungen an der Oberseite über die Länge der Körper zu erhalten, wurden in einem Abstand von einer halben Faltungslänge zusätzliche Messnehmer angebracht (SDM7 und SDM8). Die Horizontalverschiebung über die Höhe der Versuchskörper, die aus der Rotation des Betongurts und des Stahlstegs resultiert, wurde mit je zwei Wegnehmern am Stahlbetongurt (H1 und H2) und am trapezförmig gefalteten Stegblech (H3 und H4) bestimmt. Auf der lastzugewandten Seite wurde das Andrücken des Betons auf der Unterseite durch die horizontal angeordneten Wegnehmer U1 und U2 gemessen. Auf der lastabgewandten Seite lieferten die Wegmesser U3 und U4 Informationen über die Ablösung des Stahlbetongurts vom Steg. Die Vertikalverformungen wurden zum einen direkt unter der Lasteinleitung (V1) und auf der lastabgewandten Seite (V2) abgegriffen. Durch das Spalten des Stahlbetongurts im Bereich der Verbundfuge lieferte V2 nicht nur durch einen anderen Hebelarm abweichende Werte von V1. Zur Ermittlung der Öffnung des Stahlbetongurts konnten die Messungen am Rand (SP1 bis SP4) herangezogen werden. Über die Wegmessungen hinaus wurden Dehnungsmessungen durchgeführt. Rosetten, die horizontal, vertikal und diagonal die Dehnungen ermittelten und so Informationen über den gesamten Spannungstensor lieferten, wurden an einigen Stellen des Stegblechs eingesetzt. Bei allen Körpern wurden auf das Blech im Bereich des Stahlbetongurts drei Rosetten appliziert, siehe Bild 6.167. Zwei der Rosetten wurden dicht unterhalb der Blechoberkante an der geraden Seite der Wellengeometrie angebracht (R1 und R3). Die dritte wurde etwa in Höhe der halben Einbindetiefe an der schrägen Seite befestigt (R2). Um Angaben über die Beanspruchungen außerhalb des Betongurts zu erhalten, wurde eine weitere Rosette (R4) angebracht. Außerdem wurde ein ausschließlich in vertikaler Richtung messender Dehnmessstreifen (D1) außerhalb des Betongurts angeklebt.

Bei den Körpern mit Kopfbolzen wurden zusätzlich Dehnmessstreifen (DMS) an den Kopfbolzen angeordnet (K1 bis K4). Die DMS wurden 20 mm unterhalb des Bolzenkopfs angebracht. Um die unterschiedliche Dehnung auf der Ober- und Unterseite zu bestimmen, wurde je ein DMS gegenüberliegend oben und unten angeordnet.

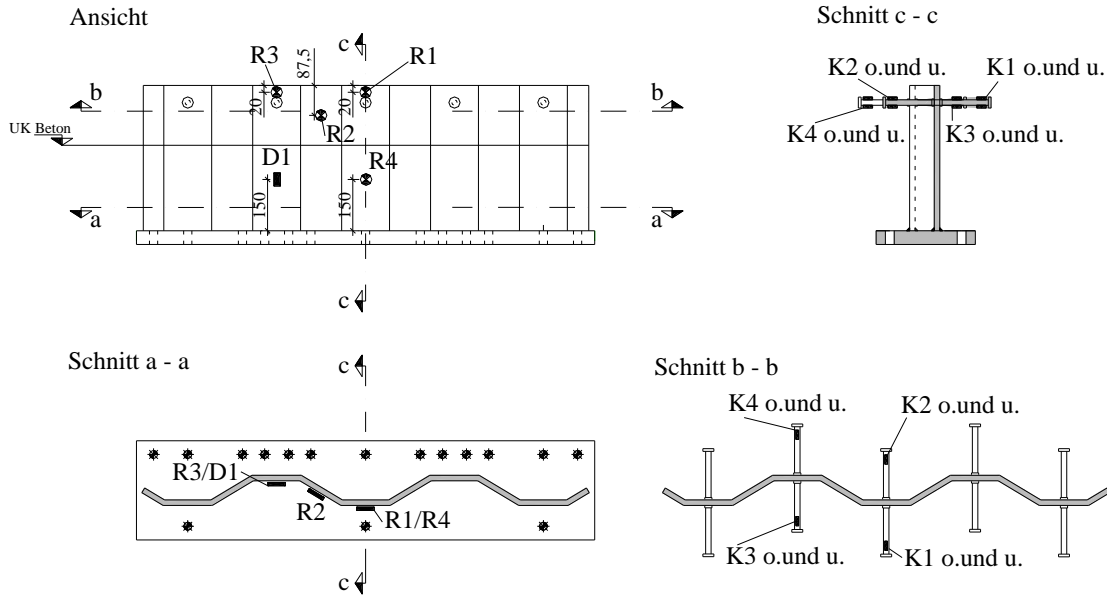


Bild 6.167: Anordnung der Dehnungsmessungen (1)

Die Dehnungsmessungen wurden um Messungen an der Bewehrung ergänzt, siehe Bild 6.168.

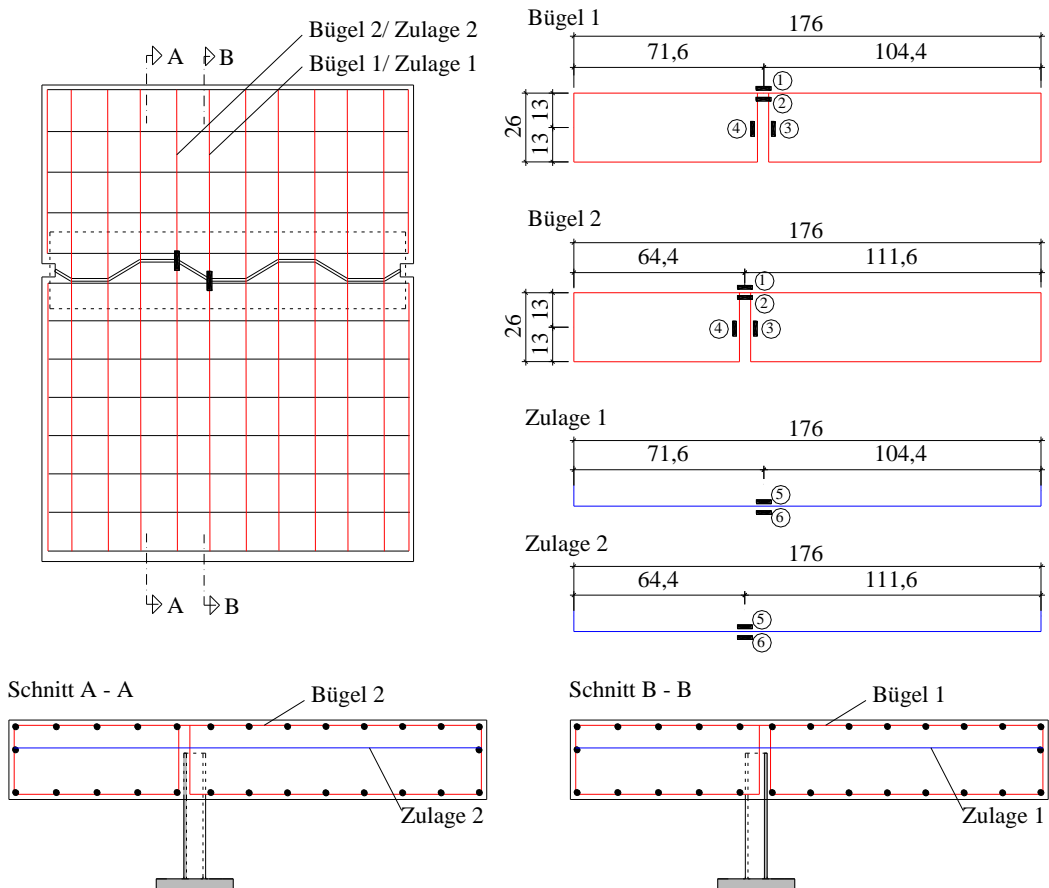


Bild 6.168: Anordnung der Dehnungsmessungen (2)

An je zwei versetzt angeordneten Bügeln wurden bei allen Körpern die Messstellen ① und ② direkt über dem Stegblech angebracht. Die Körper R-Q3 und KBD-Q3 erhielten zusätzlich die Messstellen ③ und ④ an den vertikalen Schenkeln der Bügel. An zwei Stäben der Körper mit Zulagebewehrung über dem Stegblech wurden direkt über dem Stegblech die Dehnungen an den Stellen ⑤ und ⑥ gemessen.

### Versuchsablauf

Die Versuche wurden weggeregelt mit einem servohydraulisch geregelten Prüfzylinder mit einer maximalen Pressenkraft von 250 kN durchgeführt. Zuerst wurde eine Vorbelastung, je nach Versuchskörper zwischen 16 und 30 kN, aufgebracht. Danach wurde wieder komplett entlastet und anschließend wieder belastet. Die Vorschubgeschwindigkeit betrug bis zum Erreichen der Traglast zwischen 0,01-0,15 mm/s. Nach Überschreiten der Traglast wurde die Geschwindigkeit mit zunehmender Schädigung in Stufen gesteigert.

An den Versuchen mit kleiner Einbindetiefe (R-Q1 und KBD-Q1) wurden anfangs 50 Lastzyklen zwischen 15 und 40 kN aufgebracht. Damit sollte der Einfluss einer wechselnden Beanspruchung auf die Ablösung des Betongurts von Stahlsteg beobachtet werden. Diese Zyklen wurden kraftgesteuert durchgeführt.

Bei einigen Versuchen war es im Laufe der Versuchsdurchführung wegen großer Verformungen erforderlich einen Keil zwischen Lasteinleitungsträger und Kalotte einzubauen. Um den Keil einbauen zu können, wurde eine komplette Entlastung erforderlich. Zum Zeitpunkt des Einbaus war die Traglast bei allen Versuchen bereits überschritten. Die weitere Belastung nach dem Einbau diente daher lediglich zur Beobachtung des Verhaltens auf dem abfallenden Ast der Traglastkurve und damit auch der Duktilität der Verbundfuge für diese Beanspruchung.

### 6.5.2.3 Materialkennwerte

#### Beton

Um einen unteren Grenzwert der Tragfähigkeit zu ermitteln, wurde Beton der Festigkeitsklasse C20/25 bestellt. Von den insgesamt fünf Chargen wurde an je drei Würfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm die Betondruckfestigkeit überprüft. Zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit wurden außerdem je drei Prismen mit den Abmessungen Länge · Breite · Höhe von 50 · 100 · 100 mm geprüft. Die mittleren geprüften Würfeldruckfestigkeiten  $f_{cm,cube}$  und Biegezugfestigkeiten  $f_{ct,fl}$  sind in Tabelle 6.32 aufgeführt.

Tabelle 6.32: Betonkennwerte der Versuchskörper für Querbiegung

Serie		Betonalter bei Prüfung [t]	Versuchskörper	$f_{cm,cube}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{ct,fl}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
Nr.	Datum				
1	11.04.07	55	R-Q2, R-Q3	30,3	3,5
2	16.04.07	50	KBD-Q2, KBDQ3	31,7	3,2
4	18.04.07	56	R-Q1	28,7	3,2
5	20.04.07	54	KBD-Q1	27,1	3,2

### Baustahl

Für das gekantete Stegblech aus Stahl der Güte P460NL1 nach DIN EN 10028-3 lag ein Abnahmeprüfzeugnis 3.1 nach DIN EN 10204 vor. Die Sollwerte wurden erreicht, siehe Tabelle 6.33. Die Proben wurden quer zur Walzrichtung hergestellt. Die Faltkanten des Blechs wurden orthogonal zur Walzrichtung erzeugt.

Tabelle 6.33: Kennwerte des gekanteten Stegblechs der Versuchskörper für Querbiegung

	Dicke $t_w$ [mm]	Dehngrenze $R_{eH}$ [MPa]	Zugfestigkeit $R_m$ [MPa]	Dehnung A [%]
Ist	16,4	491	680	21
Soll	16,0	460	570	17

### Bewehrung

Die Bewehrung hatte einen Durchmesser von 12 mm. Von den Bewehrungsstäben mit applizierten Dehnmessstreifen wurden je Durchmesser drei Zugproben nach DIN EN 10002 durchgeführt. Die Ergebnisse der Prüfung sind in Tabelle 6.34 angegeben.

Tabelle 6.34: Kennwerte der Bewehrung der Versuchskörper für Querbiegung

Durchmesser [mm]	Dehngrenze $R_{p0,2}$ [MPa]	Zugfestigkeit $R_m$ [MPa]	Dehnung $A_{11,3}$ [%]	E-Modul [MPa]
12	546	626	15	200.000

### Kopfbolzen

Die Kopfbolzen haben die Abmessungen Länge · Durchmesser von 150 · 19 mm. Für die verwendeten Kopfbolzen der Stahlgüte S235J2+C450 lag ein Abnahmeprüfzeugnis 3.1 nach DIN EN 10204 vor, siehe Tabelle 6.35. Die Sollwerte wurden erreicht.

Tabelle 6.35: Kennwerte der Kopfbolzen der Versuchskörper für Querbiegung

	Dehngrenze $R_{p0,2}$ [MPa]	Zugfestigkeit $R_m$ [MPa]	Dehnung A [%]
Ist	509	530	22
Soll	350	450	15

## 6.5.2.4 Versuchsergebnisse

### Allgemeines

Dieses Kapitel stellt die Ergebnisse der Versuche dar und gibt Auskunft über das beobachtete Trag- und Verformungsverhalten sowie über das Versagen der Körper.

### Überblick

Je nach Einbindetiefe und dem Vorhandensein einer Zulagebewehrung direkt über dem trapezförmig gefalteten Stegblech bzw. von Kopfbolzen sind unterschiedliche Versagensmodi aufgetreten. In Tabelle 6.36 sind die in den Versuchen erreichten Querbiegetragfähigkeiten und die unterschiedlichen Versagensarten aufgeführt.

Tabelle 6.36: Betonfestigkeit, Versuchslasten und Versagensart

Körper	Einbinde- tiefe $t_c$ [mm]	Druck- festigkeit $f_c$ [MPa]	Maximales Moment $M_u$ [kNm]	Verdrehung beim maximalen Moment $\Phi$ [mrad]	Versagensart
R-Q1	100	23,0	65,1	49,5	Betondruckzone unten; Betonausbruch lastabgewandte Seite
R-Q2	175	23,9	21,5	43,7	Aufbiegen → Versagen der Betondruckzone
R-Q3	175	24,0	120,9	59,9	Fließen der Zulagebewehrung → Aufbiegen → Versagen der Betondruckzone oben
KBD-Q1	125	21,7	114,4	45,9	Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite unten und Betondruckzone unten; Eingebundenes Blech plastiziert in horizontaler Richtung
KBD-Q2	175	25,4	158,2	68,3	Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite (Kopfbolzen an Hochsicke); Betondruckzone unten, Aufbiegen erst nach Tragfähigkeitsreduzierung der Kopfbolzen; Eingebundenes Blech plastiziert in horizontaler Richtung
KBD-Q3	175	25,6	219,8	72,9	Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite (Kopfbolzen an Hochsicke); Betondruckzone unten, geringeres Aufbiegen nach Tragfähigkeitsreduzierung der Kopfbolzen als bei KBD-Q2; Eingebundenes Blech plastiziert in horizontaler Richtung

### Trag- und Verformungsverhalten

Aus der Tabelle 6.36 konnte bereits entnommen werden, dass bei den Versuchen sehr unterschiedliche Tragfähigkeiten aufgetreten sind. Die Last-Rotationsbeziehung der durchgeführten Versuche, siehe Bild 6.169, macht diesen Sachverhalt noch einmal deutlich.

Allgemein zeigt sich bereits:

- Die direkt über dem Trapezblech angeordnete Zulagebewehrung hat einen sehr günstigen Einfluss auf die erreichte Tragfähigkeit. Beim Körper R-Q2 ohne Zulagebewehrung und ohne zusätzliches Verbindungsmittel kam es beim Auftreten des ersten Risses zu einem Lastabfall. Danach konnte die Last nur sehr langsam wieder gesteigert werden. Durch eine sinnvolle Anordnung der Bewehrung kann damit das Tragverhalten als auch die Tragfähigkeit positiv beeinflusst werden.
- Das Versagen kann im Allgemeinen als duktil bezeichnet werden. Der einzige Körper bei dem diese Aussage eingeschränkt werden muss, ist Körper R-Q2 durch den bereits erwähnten Abfall der Tragfähigkeit nach dem ersten Riss.
- Dem Bild 6.169 ist zu entnehmen, dass sich die Steifigkeit zum einen mit einer Vergrößerung der Einbindetiefe, mit dem Einbau der Zulagebewehrung über dem Trapezblech als auch mit der Anordnung von zusätzlichen Verbindungsmitteln erhöht. Die größte Steifigkeit konnte bei den Körpern mit Kopfbolzen als zusätzliche Verbindungsmittel festgestellt werden. Dies kann durch die direkte Verbindung des Bolzenfußes mit dem Trapezblech und der Verankerung der Kopfbolzen im Beton erklärt werden.

Einen grafischen Überblick über die Versagensarten der Versuchskörper vermittelt Bild 6.170.

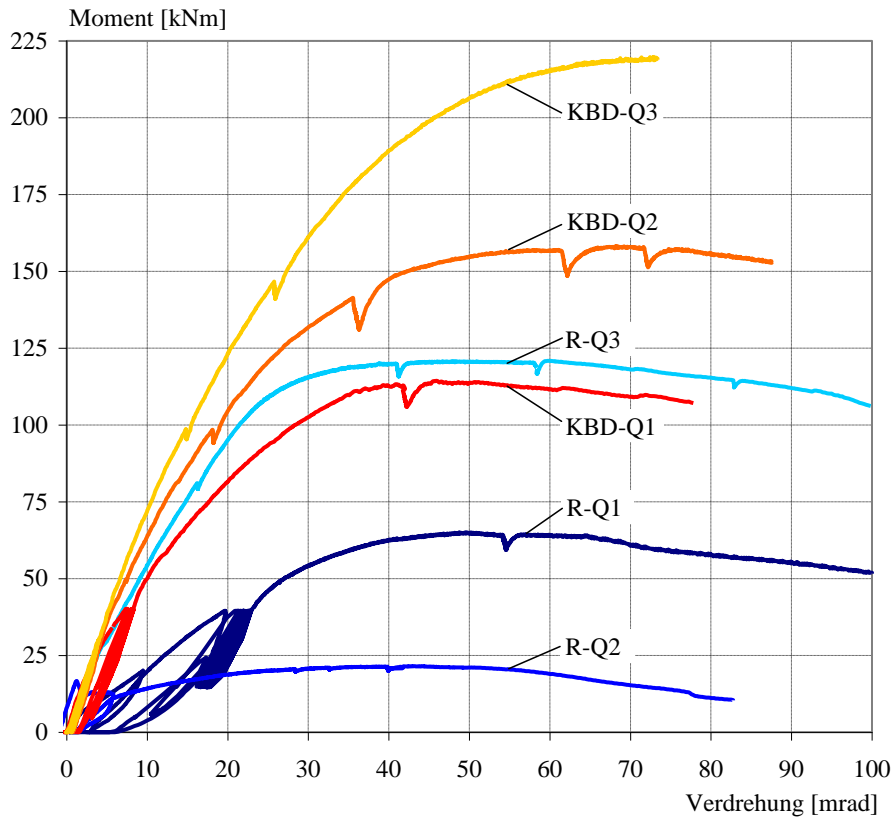


Bild 6.169: Last-Rotationskurven

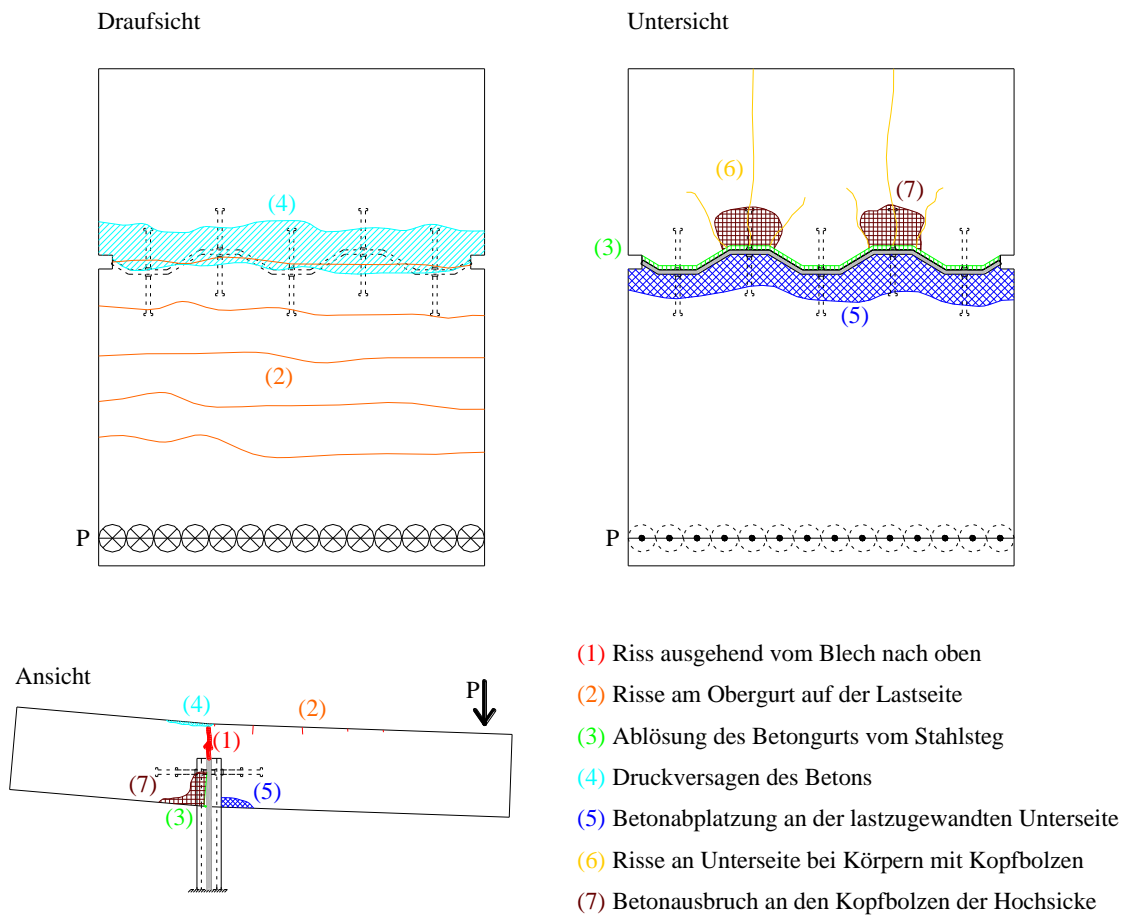


Bild 6.170: Versagen der Versuchskörper

Als erstes Zeichen der vorhandenen Beanspruchung konnte bei allen Körpern ein vertikaler Riss beginnend vom Trapezblech senkrecht nach oben (1) beobachtet werden, siehe Bild 6.171. Dieser wurde je nach Körper bei ca. 15-45 kNm erstmals sichtbar. Er ist bei Körpern ohne Zulagebewehrung früher aufgetreten als bei Körpern mit Zulagebewehrung und zusätzlichen Verbindungsmitteln.

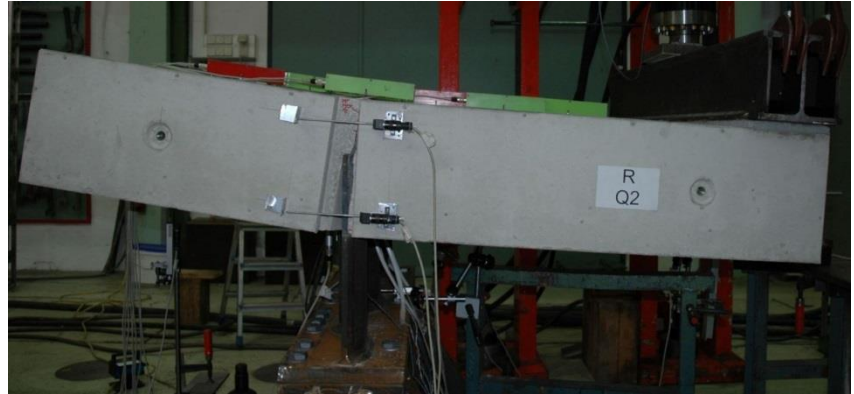


Bild 6.171: Typischer erster Riss (R-Q1)      Bild 6.172: Aufbiegen des Stahlbetongurts bei Körper R-Q2

Besonders bei Körpern mit geringerer Tragfähigkeit konnte ein Aufbiegen des Stahlbetongurts festgestellt werden, siehe Bild 6.172. Bei allen Körpern legt sich das eingebundene Trapezblech auf der lastabgewandten Seite im oberen Bereich und an der lastzugewandten Seite im unteren Bereich an den Stahlbetongurt an. Im unteren Bereich auf der lastabgewandten Seite ist eine mit steigender Beanspruchung zunehmende Ablösung (3) aufgetreten.

Bei Körpern mit geringerer Tragfähigkeit kam es zu einem Betondruckversagen auf der Oberseite der Versuchskörper (4), siehe Bild 6.173. Bei dem in diesem Bild dargestellten Körper R-Q2 trat das Betonversagen direkt über dem Trapezblech auf. Bei den anderen Körpern mit einer höheren Beanspruchbarkeit trat das Versagen der Betondruckzone in diesem Bereich nicht mehr direkt über dem Blech, sondern versetzt auf der lastabgewandten Seite ein, siehe Bild 6.174.

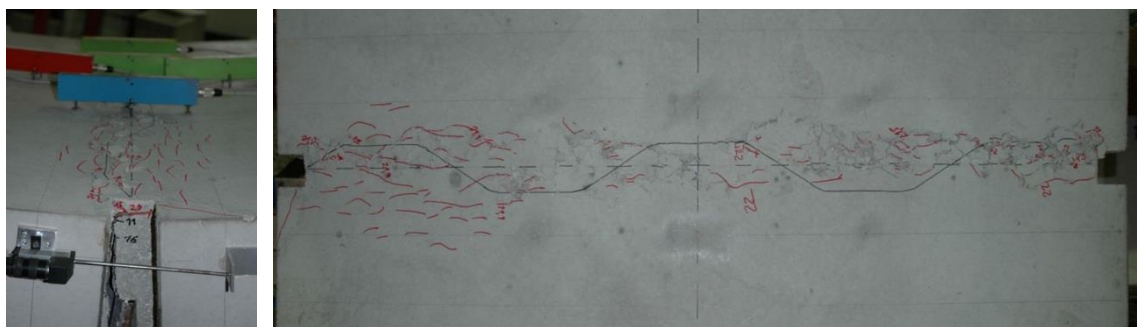


Bild 6.173: Versagen der Betondruckzone oben bei Körper R-Q2; Ansicht und Grundriss im Bereich des Trapezblechs



Bild 6.174: Versagen der Betondruckzone auf der Oberseite von Körper R-Q3

Bei Körpern mit einer höheren Tragfähigkeit wurden zuerst oberflächliche Betonabplatzungen und später tiefergehende Betonausbrüche auf der lastzugewandten Unterseite am Trapezblech festgestellt (5). Dabei konnten erste Abplatzungen im Bereich der Kanten des Stahlstegs beobachtet werden. Im Weiteren traten die Abplatzungen stets entlang einer gedachten Linie von Hochsicke zu Hochsicke auf, siehe Bild 6.175.



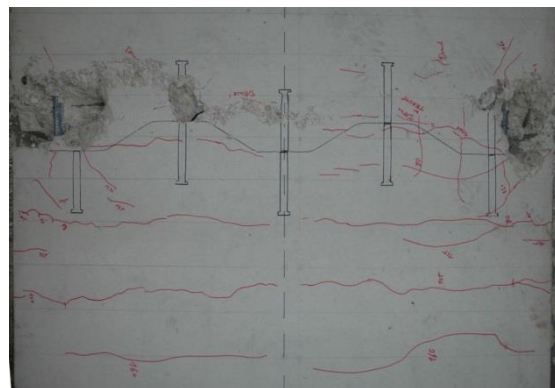
Bild 6.175: Betonausbruch auf der lastzugewandten Seite des Betongurts an Körper R-Q3

Bei den Körpern mit Kopfbolzen sowie den Körpern mit einer geringeren Einbindetiefe sind auch Risse (6) und Betonausbrüche (7) auf der lastabgewandten Unterseite aufgetreten, siehe Bild 6.176a. Bei diesen Körpern fand der Ausbruch im Bereich der Hochsicke statt.

Mit zunehmender Beanspruchung sind auf der lastzugewandten Oberseite des Betongurts Risse (2) entstanden. In der Draufsicht von Körper KBD-Q3, siehe Bild 6.176b, ist ein abgeschlossenes Rissbild zu erkennen. Die Risse traten im Abstand der Querbewehrung auf. Auf der lastabgewandten Seite trat auch hier ein Druckversagen des Betons auf. Über die Gesamtabmessung des Körpers gesehen, fand somit ein Vorzeichenwechsel der Spannungen im oberen Bereich des Betongurts statt.



a) Untersicht lastabgewandte Seite



b) Draufsicht

Bild 6.176: Betonausbruch an Körper KBD-Q2



Bei den Kopfbolzen kam es zum Plastizieren der Schäfte. Der lastzugewandte Bolzen wurde nach unten und der lastabgewandte Bolzenschaft nach oben gebogen, siehe Bild 6.177.

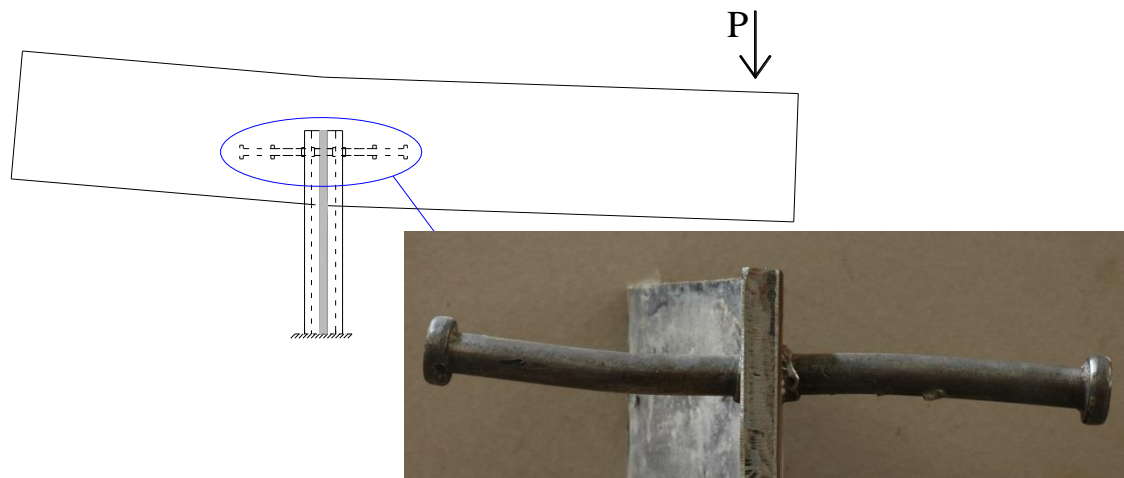


Bild 6.177: Verformung der Kopfbolzen an Körper KBD-Q3

Die Verbundfuge wird neben dem Biegemoment aus der exzentrischen Lasteinleitung auch durch eine Querkraft beansprucht. Durch die geringe Kontaktfläche zwischen Stegoberkante und Betongurt entstehen dort lokal hohe Beanspruchungen durch diese Schneidenlagerung, die die Versagensart Durchstanzen nicht ausschließen lässt. Durchstanzen konnte jedoch bei keinem Körper festgestellt werden. Bei den Körpern mit Kopfbolzen kann die Querkraft außerdem über dieses Verbindungsmittel in den Steg eingeleitet werden. Auf der lastzugewandten Seite, an der der Betongurt an das Stegblech gedrückt wurde, kann die Querkraft auch über Reibung vom Betongurt in das Stegblech übertragen werden.

### Auswertung der Wegmessungen

#### *Wegmessungen auf der Oberseite des Betongurts (SDM1 bis SDM8)*

Die Wegmessungen SDM1 bis SDM8 gaben Aufschluss über den Verlauf der Betondehnungen auf der Oberseite der Versuchskörper. Aus diesen Messungen wurde die unterschiedliche Lage des Betondruckversagens auf der Oberseite nachvollziehbar. Die folgenden Bilder zeigen für unterschiedliche Laststufen ausgehend von 30 % der Tragfähigkeit über die Traglast (100 %) bis zu 90 % der aufnehmbaren Last nach dem Überschreiten der Tragfähigkeit (90 % n. T.) die Gemeinsamkeiten und Unterschiede bei den Körpern mit bzw. ohne Kopfbolzen an drei ausgewählten Körpern. Die in den Bildern nicht dargestellten Messstellen SDM7 und SDM8, die neben SDM3 angeordnet wurden, zeigten vergleichbare Dehnungen zur Messstelle SDM3. Über die gesamte Gurtbreite kann damit von einem annähernd gleichen Dehnungsverlauf ausgegangen werden.

Mit zunehmendem Abstand zur Last zeigten die Setzdehnungsmesser auf der lastzugewandten Seite (SDM4 bis SDM6) durch das sich vergrößern Kragmoment zunehmende Zugdehnungen. Bei den Körpern mit Kopfbolzen, siehe Bild 6.178, bildete sich eine Druckzone auf der lastabgewandten Seite aus. Direkt über dem Stegblech waren die Dehnungen über einen weiten Teil der Versuche gering. Erst im Bereich der Traglast traten auch dort Druckdehnungen auf. Die Druckzone vergrößerte sich mit zunehmender Beanspruchung.

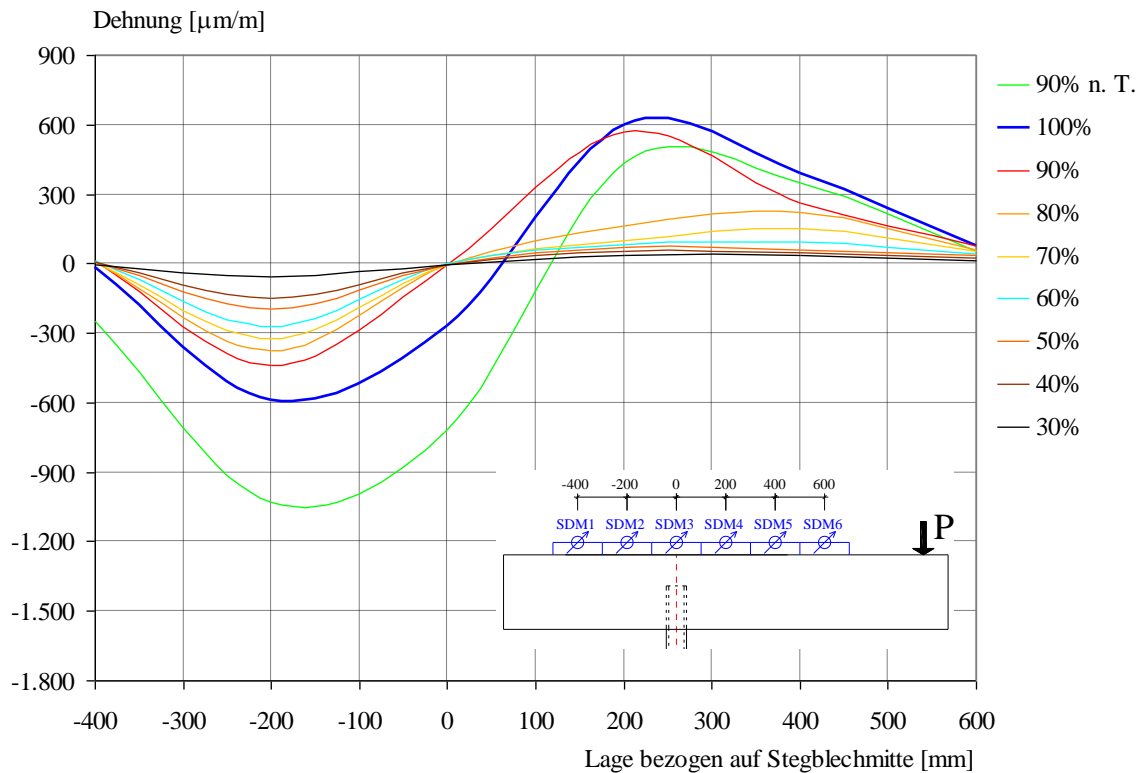


Bild 6.178: Dehnungen auf der Oberseite des Betongurts bei Körper KBD-Q1

Bei den Körpern ohne Kopfbolzen, siehe Bild 6.179, bildete sich die Druckzone dagegen direkt über dem Stegblech aus. Die relativ geringen Zugdehnungen auf der lastzugewandten Seite sind auf die im Vergleich zu den Körpern mit Kopfbolzen geringere absolute Traglast und das Fehlen von Rissen in diesem Bereich zurückzuführen.

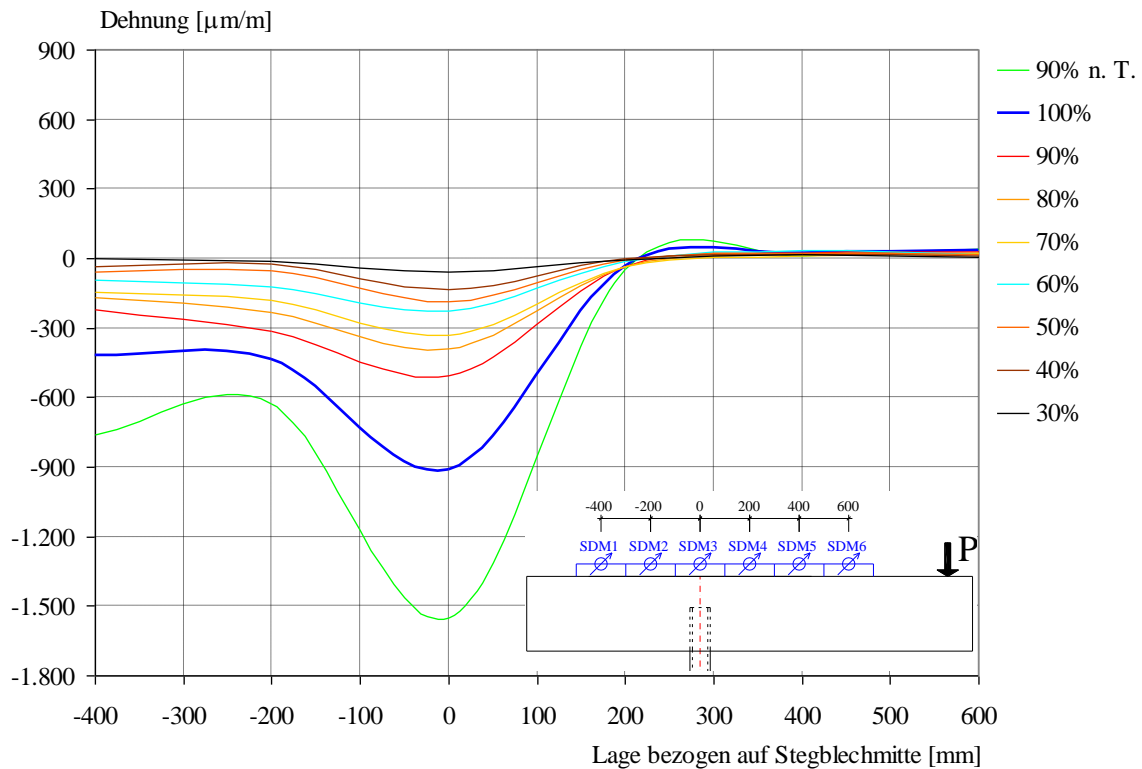


Bild 6.179: Dehnungen auf der Oberseite des Betongurts bei Körper R-Q1

An der Stelle direkt über dem Stegblech überlagern sich zwei Effekte. Aus der exzentrischen Krafteinleitung führt das Kragmoment zu Zugdehnungen an der Oberseite. Das Aufbiegen der Verbundfuge führt im Gegensatz dazu zu einer Druckdehnung in diesem Bereich.

Bei den Körpern KBD-Q2 und KBD-Q3 ist es direkt über dem Stegblech sogar zu einer Umkehr des Vorzeichens der Dehnungen während der Versuchsdurchführung gekommen, siehe beispielhaft Körper KBD-Q3 in Bild 6.180.

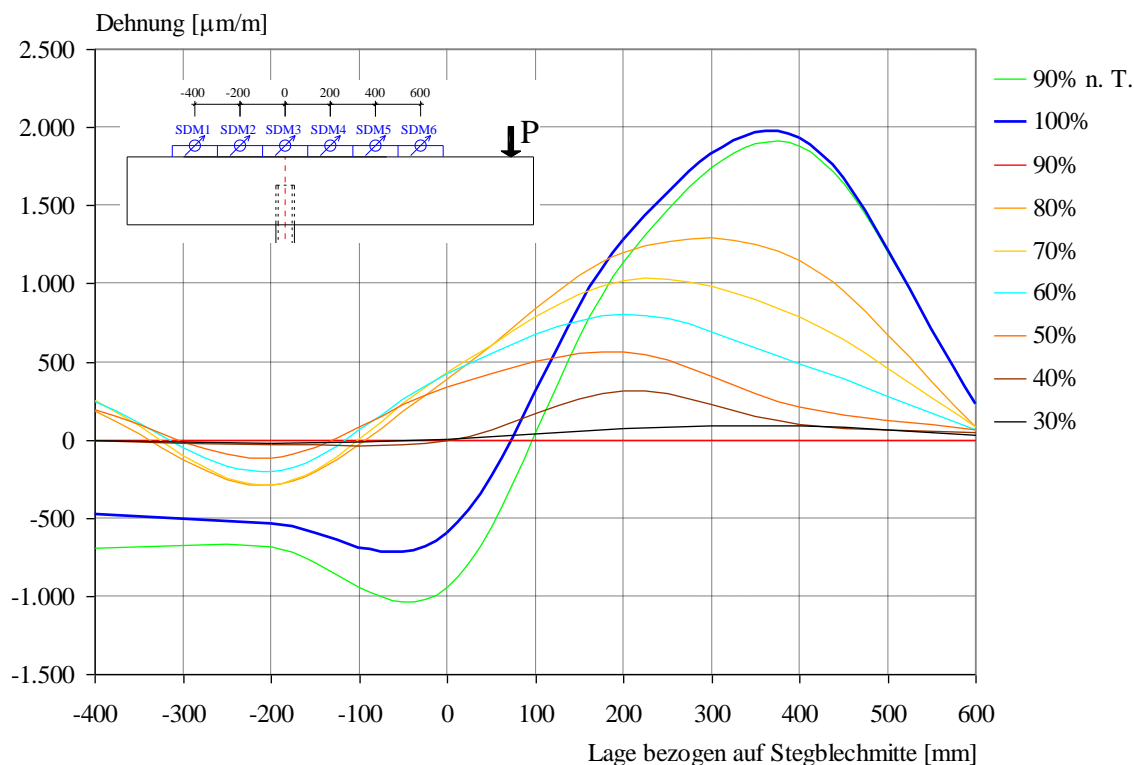


Bild 6.180: Dehnungen auf der Oberseite des Betongurts Bei Körper KBD-Q3

#### Ablösung des Betongurts (U1 bis U4)

Da sich die Verformungen an den Stellen U1 und U2 bzw. U3 und U4 an der Unterseite des betongurts, siehe Bild 6.166, nur geringfügig unterscheiden, kann daraus geschlossen werden, dass sich über die gesamte Verbundfugenlänge die Körper gleich verhalten haben. Für die Darstellung in Bild 6.181 wurde daher der Mittelwert von U1 und U2 bzw. U3 und U4 herangezogen. Ein negativer Wert bedeutet in diesem Bild ein Andrücken des Stahlbetongurts an das Blech und ein positiver Wert ein Ablösen. Die Wegnehmer konnten nicht direkt unterhalb des Betongurts angebracht werden, sondern hatten einen Achsabstand zur Unterkante des Betongurts von 25 mm. Die tatsächlichen Werte direkt an der Unterseite des Betongurts sind daher durch den Hebelarm real etwas geringer. Beim Körper R-Q2 wurde keine Messung dieser Art durchgeführt.

Auf der lastzugewandten Seite zeigen die Messungen U1/U2, dass der Beton an das Stahlblech angedrückt wird. Ab ca. 90% der Tragfähigkeit ist eine stärkere Zunahme der Andrückung zu beobachten als davor. Auf der lastabgewandten Unterseite, siehe Messung U3/U4, löst sich der Beton vom Steg von Beginn an. Bei ca. 50% der Tragfähigkeit wird bereits eine Ablösung von 1 mm gemessen. Bezogen auf die Ausnutzung zeigen alle Kurven eine gute Übereinstimmung.

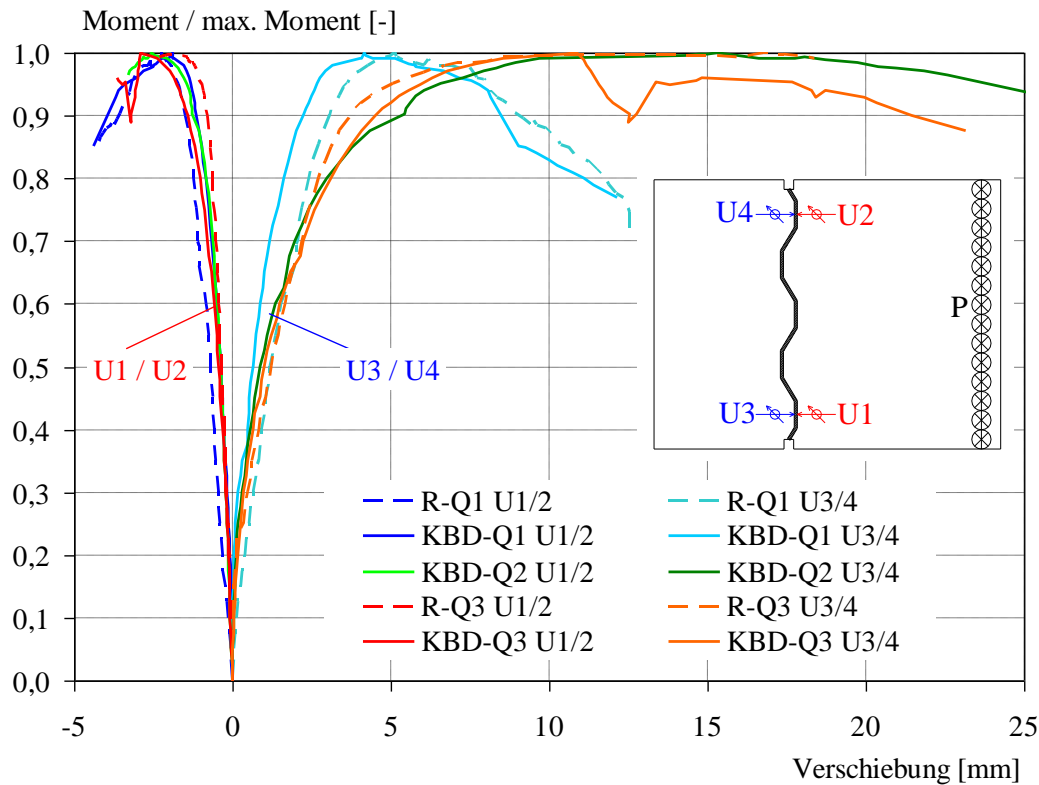
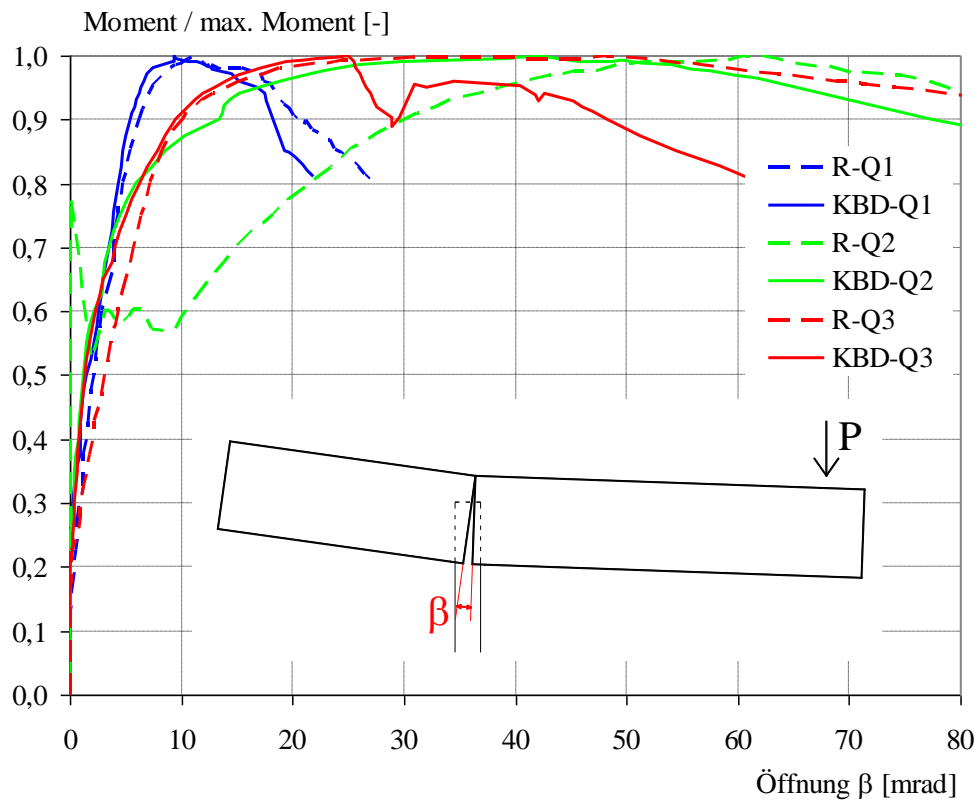


Bild 6.181: Verschiebung des Betongurts vom bzw. an das Stegblech

#### Öffnung des Stahlbetongurts (SP1 bis SP4)

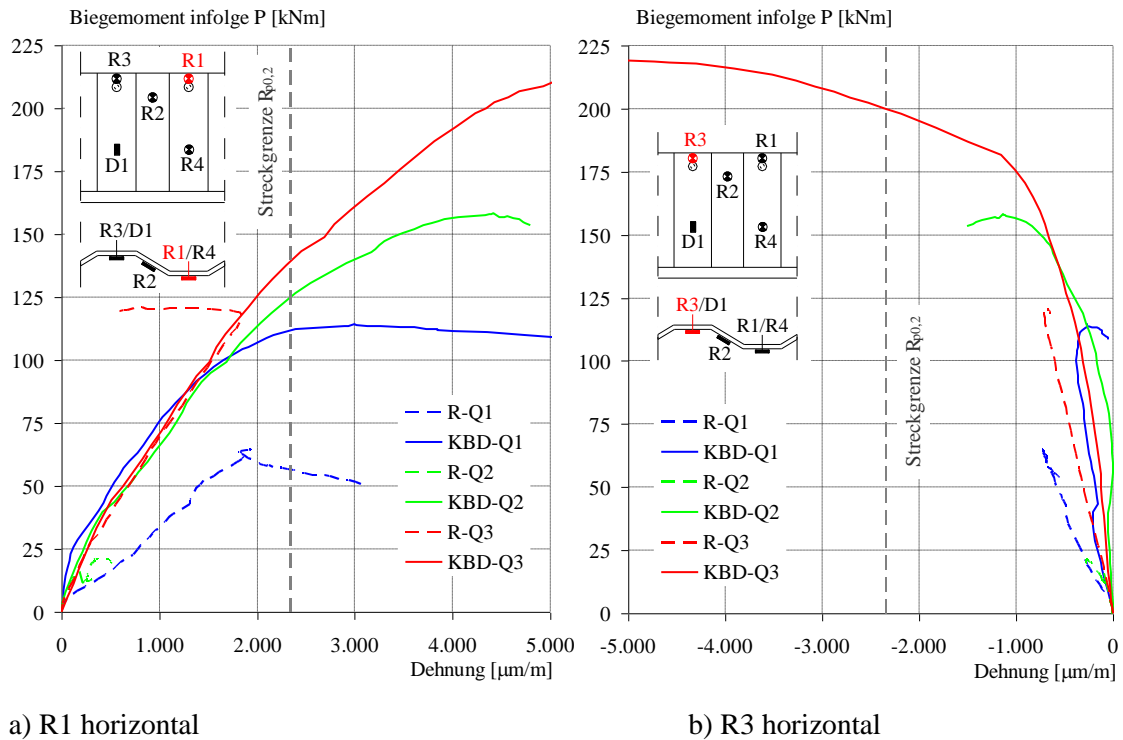
Mit Hilfe der Messungen SP1 bis SP4, siehe Bild 6.166, konnte der Öffnungswinkel  $\beta$  der Verbundfuge bestimmt werden. Außer dem sehr spröde versagten Versuchskörper R-Q2 zeigen alle Kurven bis etwa 80 % der Ausnutzung eine gute Übereinstimmung, siehe Bild 6.182. Während bis zu diesem Punkt der Öffnungswinkel noch sehr gering war, trat bei einer höheren Beanspruchung eine deutliche Zunahme des Öffnungswinkels ein. Eine weitere Gemeinsamkeit der Kurven ist, dass abgesehen vom Vorhandensein der Kopfbolzen sonst geometrisch identische Körper bei der Traglast ungefähr den gleichen Öffnungswinkel aufweisen. So ist z.B. den Körpern mit der geringen Einbindetiefe von 125 mm, Körper R-Q1 und KBD-Q1, ein Öffnungswinkel  $\beta$  von etwa 10 mrad bei der Traglast gemeinsam.

Bild 6.182: Öffnungswinkel  $\beta$  des Betongurts

### Auswertung der Dehnungsmessungen

#### *Dehnungsmessungen am Stegblech (R1 bis R4 und D1)*

An den Messstellen R1 und R3, siehe Bild 6.167, konnten große horizontale Dehnungen gemessen werden, die insbesondere an der Rosette R1 an den meisten Körpern ein Stahlfließen zeigen, siehe Bild 6.183. Da die vertikalen Normalspannungen und die Schubspannungen im Vergleich zu der horizontalen Normalspannung gering sind, wird auf deren Darstellung in diesem Bild verzichtet. Die Ergebnisse der Dehnungsmessungen an diesen Stellen zeigen ein unterschiedliches Vorzeichen. Während auf der lastzugewandten Seite, der Stelle R1, Zugdehnungen aufgezeichnet wurden, sind auf der lastabgewandten Seite, der Stelle R3, Druckdehnungen gemessen worden. Die Kurven aller Körper zeigen im Anfangsbereich eine gute Übereinstimmung. Erst wenn es zum Versagen des Betongurts kommt, erhöht sich die Dehnung überproportional. Die große Dehnung auf der Lastseite (Rosette R1) deutet auf ein Plastizieren des Stegs in horizontaler Richtung hin. Da aber die Kurven ab der Proportionalitätsgrenze ihren Verlauf nicht ändern, kann es nicht zu einem großflächigen Fließen, das traglastbegrenzend wirkt, an dieser Stelle gekommen sein. Die hohen Dehnungen resultieren eventuell aus Zusatzeffekten des nahen Kopfbolzens.

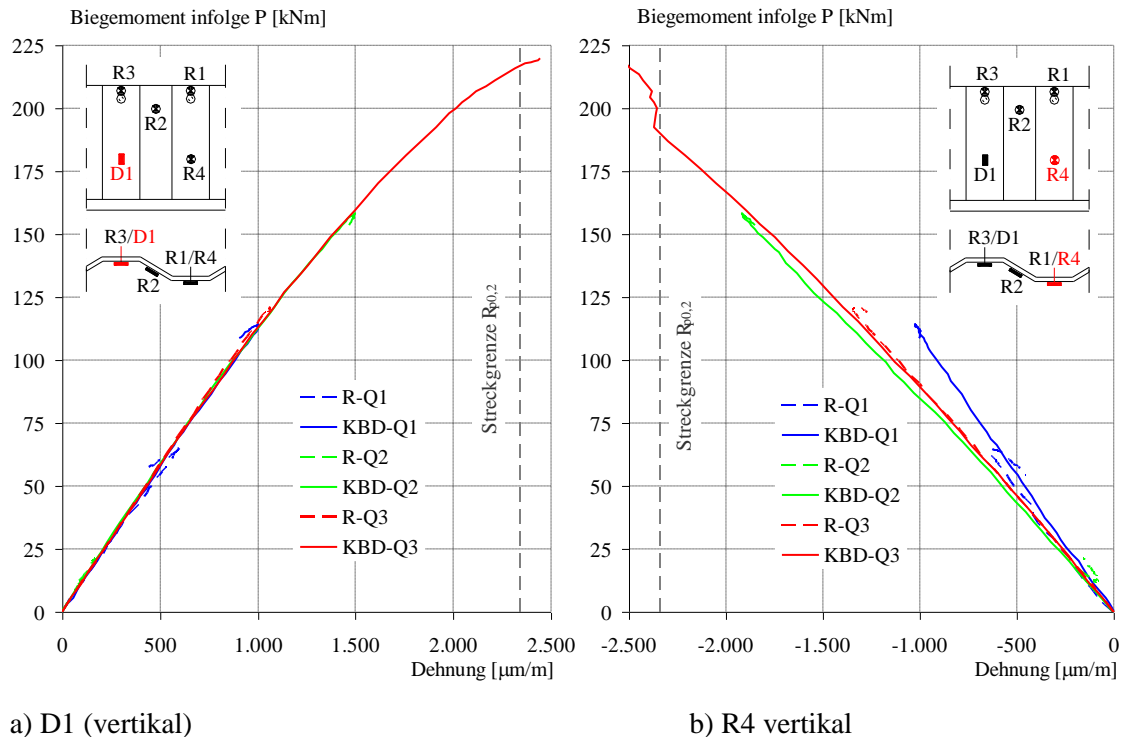


a) R1 horizontal

b) R3 horizontal

Bild 6.183: Gemessene horizontale Dehnungen am Stahlsteg

Während bei den Messstellen R1 und R3 nur kleine Dehnungen in vertikaler Richtung gemessen wurden, sind die vertikalen Dehnungen an den Messstellen D1 und R4 sehr ausgeprägt, siehe Bild 6.184. Alle Kurven der Messstellen D1 bzw. R4 sind deckungsgleich. Abgesehen vom Körper KBD-Q3 bleibt das Stegblech außerhalb des Betongurts bei allen anderen Körpern über die gesamte Versuchsdurchführung im linearen Bereich. Die gemessenen Dehnungen führen zu den gleichen Spannungen, die sich auch aus einer linear-elastischen Spannungsermittlung ergeben. Die im Vergleich zur Stelle R4 geringeren Dehnungen der Stelle D1 resultieren aus dem unsymmetrischen Querschnitt, der drei Druck-, aber nur zwei Zugsicken aufweist, siehe Bild 6.159. Die großen Dehnungen beim Körper KBD-Q3 zeigen, dass ohne das Versagen des Betongurts keine große Laststeigerung mehr möglich gewesen wäre.



a) D1 (vertikal)

b) R4 vertikal

Bild 6.184: Gemessene vertikale Dehnungen am Stahlsteg

#### Dehnungsmessungen an der Bewehrung (① bis ⑥)

In Bild 6.185 sind beispielhaft die Mittelwerte der Dehnungen des Bügels 2 der sechs Versuchskörper im Bereich über dem Stegblech, Messstellen ① und ②, aufgezeichnet. Die Messungen des Bügels 1 zeigen qualitativ dieselben Verläufe. Fließen der Bügelbewehrung, das etwa bei  $2.700 \mu\text{m/m}$  zu erwarten wäre, ist nur bei den Bügeln bei Körpern ohne Zulagebewehrung aufgetreten. Alle Messungen zeigen eine Zugbeanspruchung der Bügel in diesem Bereich. Da der Abstand dieses Bügelschenkels zur Oberseite des in diesem Bereich auf Druck beanspruchten Stahlbetongurts klein ist, lässt sich schließen, dass die Höhe der Betondruckzone sehr gering ist. Ein Vorzeichenwechsel der Dehnungen während der Versuchsdurchführung wie bei den Setzdehnungsmessern SDM3, SDM7 und SDM8 ist hier nicht aufgetreten.

Charakteristisch ist, dass die Dehnungen am horizontalen Schenkel erst nach der Entstehung des vertikalen Risses aufgetreten sind. Bei einer Beanspruchung, die geringer ist, wird die vorhandene Zugbeanspruchung offenbar durch die Zugbeanspruchbarkeit des Betons aufgenommen. Besonders deutlich wird dies beim Körper R-Q2. Da bei diesem Körper weder Zulagebewehrung noch Kopfbolzen vorhanden sind, bietet die Bügelbewehrung nach dem Erreichen der Betonzugfestigkeit die einzige Möglichkeit eine Zugbeanspruchung in horizontaler Richtung aufzunehmen. Da hier der Abstand zur druckbeanspruchten Oberseite des Betongurts und damit auch der Hebelarm zwischen Druck- und Zugzone gering ist, lässt sich der Lastabfall nach dem Reißen des Betons nachvollziehen. Bei diesem Versuchskörper war aufgrund des ungünstigen Hebelarms anschließend nur noch eine geringe Laststeigerung möglich.

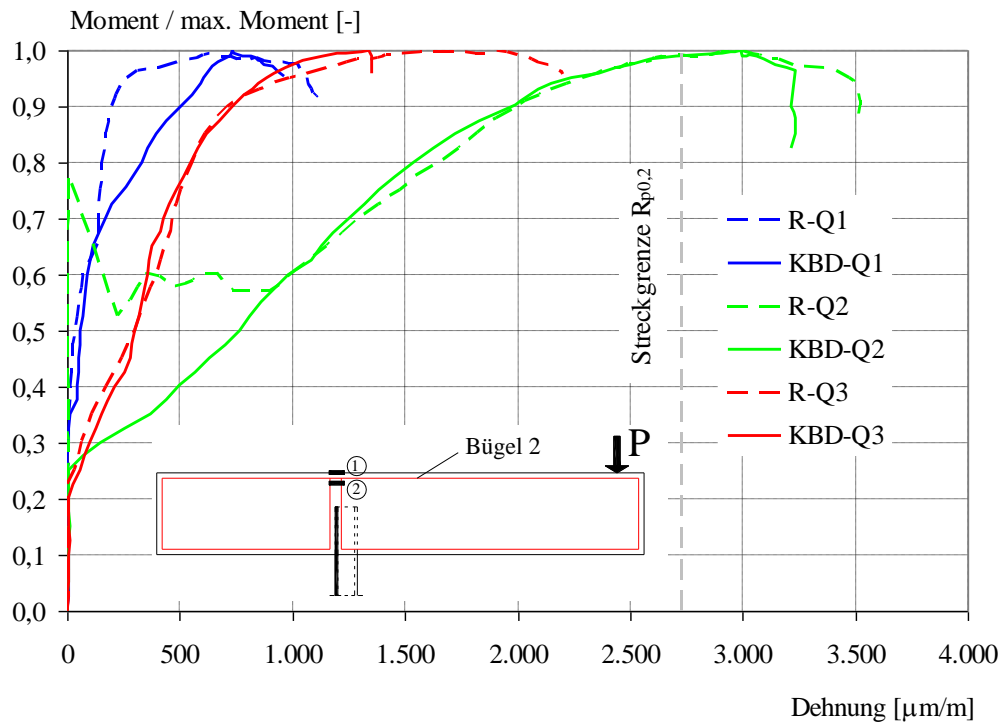
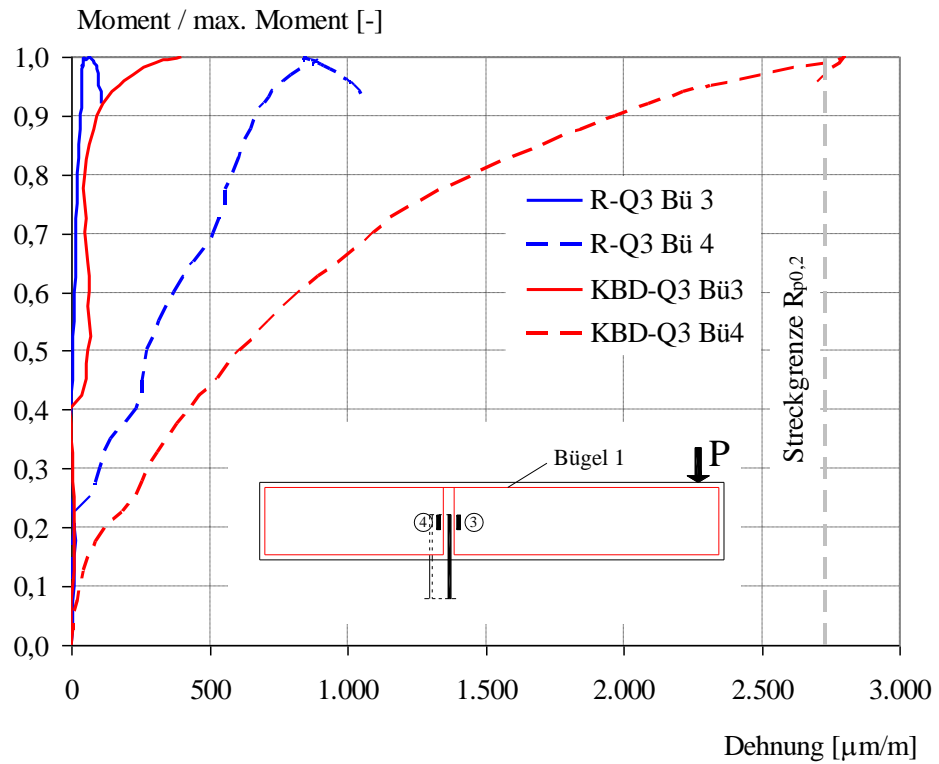


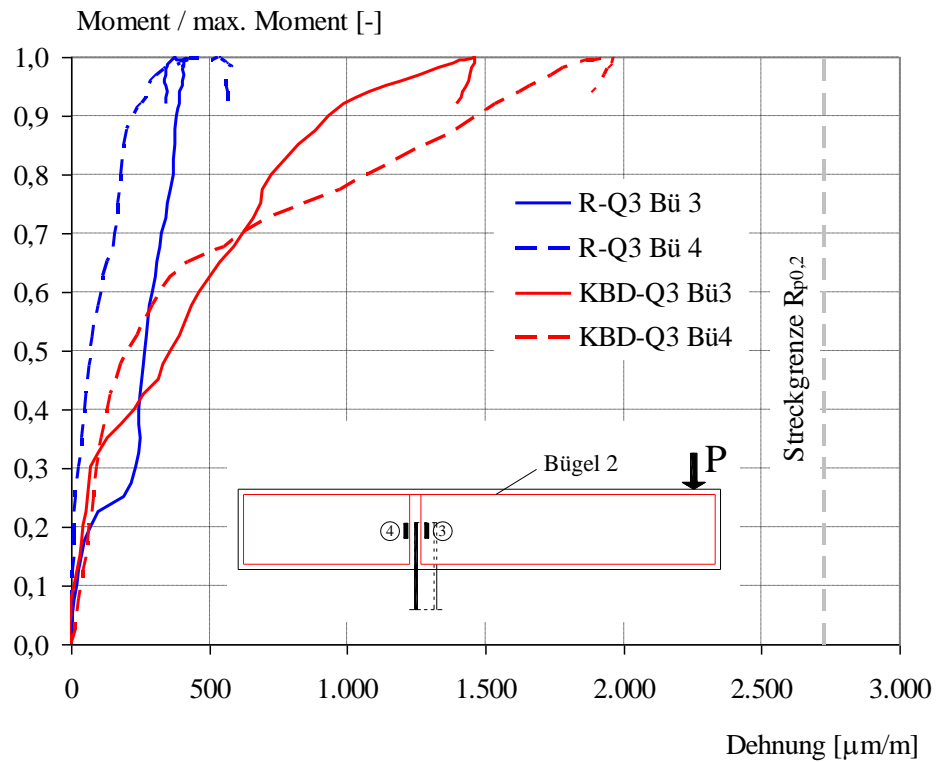
Bild 6.185: Gemessene Dehnung am Biegel 2, Messung ① und ②

Am vertikalen Schenkel der Biegelbewehrung auf der lastzugewandten Seite, Messstelle ③, und der lastabgewandten Seite, Messstelle ④, siehe Bild 6.168, traten ganz unterschiedliche Beanspruchungen auf. Allen Messungen gemeinsam sind Zugdehnungen, die sich noch unterhalb der Fließgrenze befinden. Zu unterscheiden sind die Beanspruchungen dieser Bügelchenkel am Biegel 1 und Biegel 2, siehe Bild 6.186. Der Biegel 1 befindet sich an einem Blechabschnitt der näher zur Last angeordnet ist. Hier sind an der Messstelle ③, die sich auf der lastzugewandten Seite befindet, sehr geringen Zugdehnungen gemessen worden. Auf der lastabgewandten Seite, der Messstelle ④ ist es jedoch zu größeren Zugdehnungen gekommen. Der Biegel 2 befindet sich an einem Blechabschnitt der weiter weg von der Last angeordnet ist. Je betrachtetem Körper, R-Q3 bzw. KBD-Q3, ähneln sich dagegen die gemessenen Dehnungen der Stellen ③ und ④. Zieht man in Betracht, dass der Körper R-Q3 nur etwa 55 % der Maximallast des Körpers KBD-Q3 erreicht hat, so ist es nicht verwunderlich, dass auch die Dehnungen sich entsprechend verhalten. Aus den Messungen ③ und ④ lässt sich insgesamt ableiten, dass nennenswerte Dehnungen auftreten und somit eine Anordnung von Bewehrung hier sinnvoll ist.





a) Messungen am Bügel 1



b) Messungen am Bügel 2

Bild 6.186: Gemessene Dehnung der Messstellen ③ und ④ der Körper R-Q3 und KBD-Q3

An der horizontalen Zulagebewehrung direkt über dem Stegblech sind sehr große Dehnungen aufgetreten. Bereits vor dem Erreichen der Tragfähigkeit ist es an allen Messstellen zum Fließen dieser Bewehrung gekommen. Dabei unterscheiden sich die Dehnungen zwischen der Zulage 1

und Zulage 2 nur geringfügig. Im Bild 6.187 ist der Mittelwert der Dehnungen der Messstellen ⑤ und ⑥ der Zulage 2 in Abhängigkeit des auf das maximale Biegemoment bezogenen Moments für die vier Körper mit Zulagebewehrung dargestellt. Die verschiedenen Körper weisen zwar ganz unterschiedliche Tragfähigkeiten auf, die Kurven unterscheiden sich aber nur wenig. Beim Fließbeginn werden alle Kurven deutlich flacher. Dieses Verhalten lässt den Schluss zu, dass die Zulagebewehrung sehr bedeutend für die Höhe der erreichten Traglast ist.

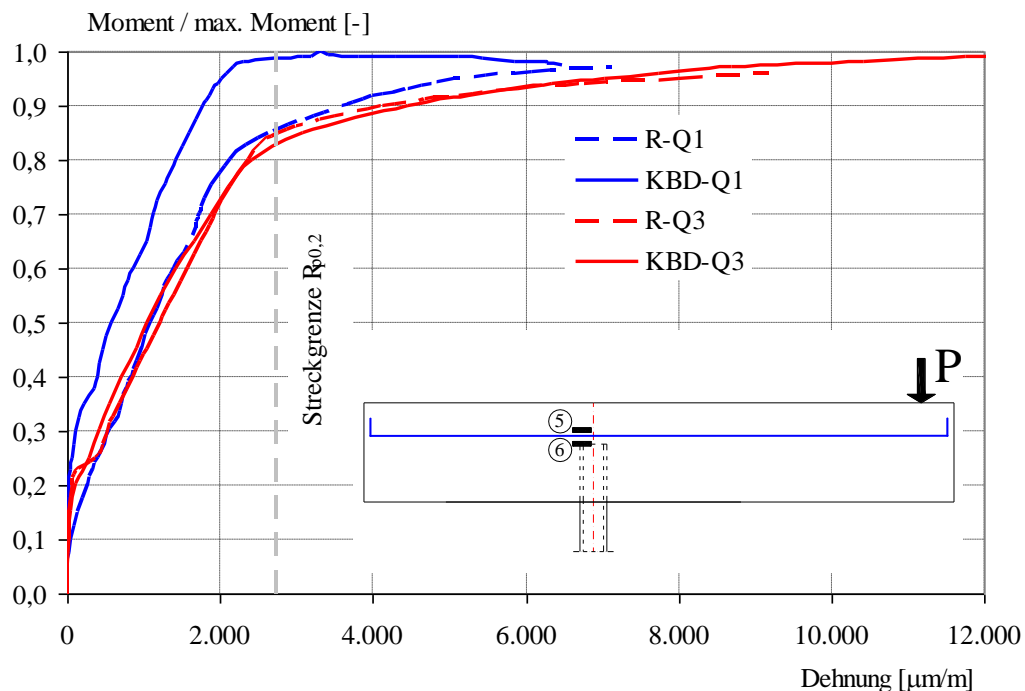
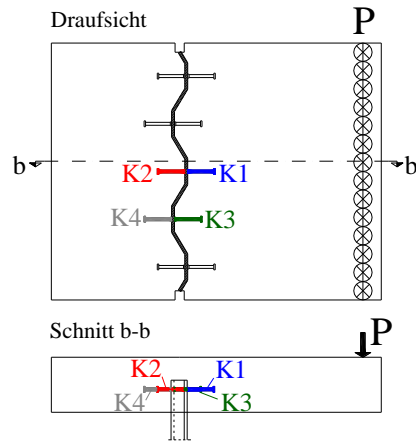


Bild 6.187: Gemessene Dehnungen an der Zulage 2

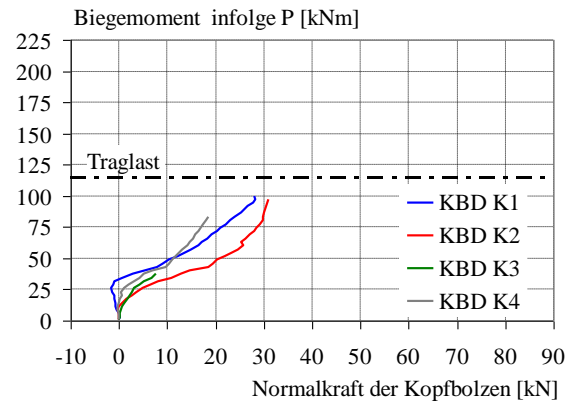
#### Dehnungsmessungen an den Kopfbolzen (K1 bis K4)

Die Auswertung der Dehnungsmessungen an den Kopfbolzen zeigt, dass diese auf Zug beansprucht werden. Das Bild 6.188 stellt die Normalkraft der Kopfbolzen in Abhängigkeit der aufgebracht Last  $P$  dar. Da aus den Messungen mit steigender Beanspruchung  $P$  auch eine stark zunehmende Biegebeanspruchung der Kopfbolzen abzulesen ist und einige Messstellen außerdem bereits vor Erreichen der Traglast ein Fließen an den Messstellen aufzeigen, werden die berechneten Normalkräfte ab diesem Punkt ungenau. Daher sind in dem Bild nicht alle Messungen bis zur Traglast dargestellt.

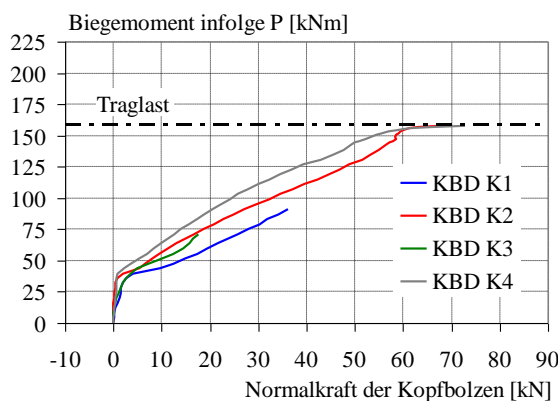
Den Kurven ist gemeinsam, dass alle Kopfbolzen ähnliche Zugnormalkräfte aufweisen. Daraus lässt sich folgern, dass die Kopfbolzen auf ähnliche Weise wie die Zulagebewehrung wirken und effektiv das Aufbiegen des Stahlbetongurts verhindern. Im Unterschied zur Zulagebewehrung gleichen sich die Kurven jedoch nicht bei einer Darstellung mit der Ausnutzung, d. h. der relativen Beanspruchung, sondern bei einer Darstellung mit der absoluten Beanspruchung. Durch die gerippte Ausführung und die lange Einbindelänge der Bewehrung in den Beton ist das Zugversagen der Zulagebewehrung allein auf das Fließen der Bewehrung zurückzuführen. Die Zugverankerung der Kopfbolzen erfolgt dagegen durch eine Abstützung des Bolzenkopfs auf den Beton. Dadurch ist die maximale Zugkraft der Kopfbolzen neben dem Materialversagen des Bolzens auch durch ein Ausreißen des Betons begrenzt. Die Entstehung von Rissen im Beton erklärt die plötzlichen Dehnungsänderungen, die an den Kopfbolzen nur einseitig oben oder unten aufgetreten sind.



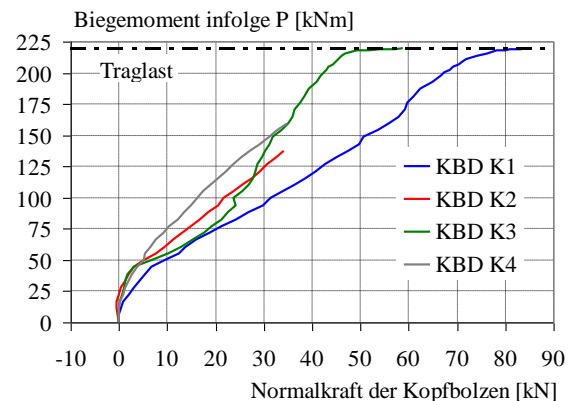
a) Lage der Messungen



b) Körper KBD-Q1



c) Körper KBD-Q2



d) Körper KBD-Q3

Bild 6.188: Gemessene Dehnungen an den Kopfbolzen

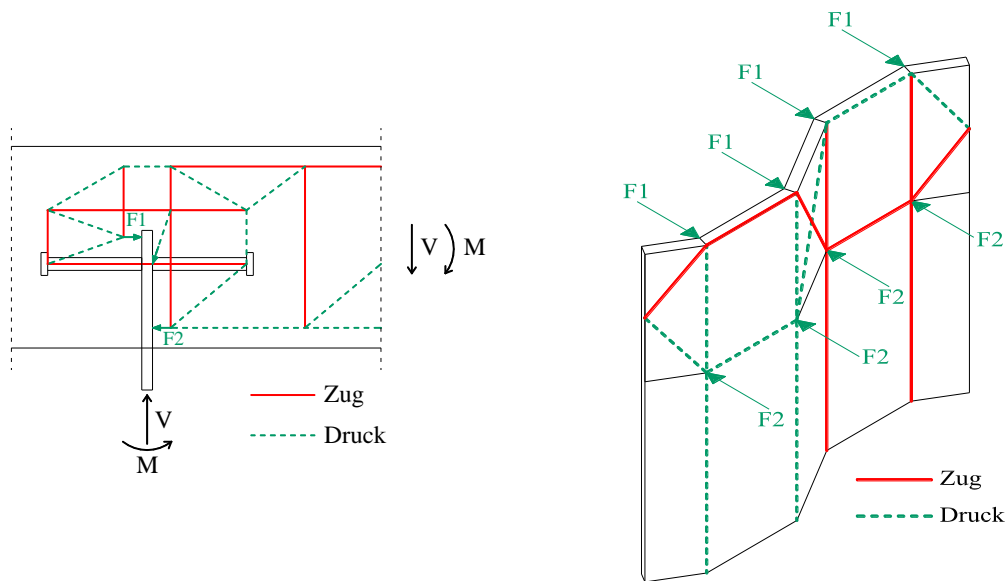
### Interpretation der Messungen

Das Tragverhalten und die Messungen zeigen, dass sowohl die Zulagebewehrung über dem Stegblech als auch die Kopfbolzen zur Steigerung der Traglast beitragen und eine hohe Duktilität ermöglichen. Nennenswerte Dehnungen wurden auch an den vertikalen Schenkeln der Bügelbewehrung am Stegblech gemessen. Auch wenn der Stahl dieser Bewehrung nicht ins Fließen gekommen ist, machen die Messungen deutlich, dass die Anordnung an dieser Stelle sehr sinnvoll ist. An der Betonoberseite wurden auf der lastzugewandten Seite Zugdehnungen gemessen. Direkt über dem Stegblech findet eine Umkehr der Dehnungen statt, so dass auf der lastabgewandten Seite Druckdehnungen gemessen wurden. Die geraden Abschnitte des Stegblechs im Betongurt zeigen vorwiegend horizontale Druck- bzw. Zugdehnungen. Das Stegblech außerhalb des Betongurts weist dagegen hauptsächlich vertikale Dehnungen auf.

Von Röhm wurde bereits im Forschungsbericht<sup>353</sup> ein Stabwerkmodell, das die Lastabtragung der Referenzkörper verdeutlicht, entwickelt und in seiner Dissertation für die Variante mit Betondübeln erweitert<sup>354</sup>. Zur Verdeutlichung der Lastabtragung bei den Körpern mit Kopfbolzen und als Erweiterung der bestehenden Modelle wurde ein ebenes Stabwerkmodell für den Fall mit Kopfbolzen gezeichnet, siehe Bild 6.189 a).

<sup>353</sup> Vgl. Novák, B.; Kuhlmann, U. et al. (2008), Abschnitt 2.9.1

<sup>354</sup> Vgl. Röhm, J. (2009), Bild 3.26 und 5.26



a) Ebenes Modell des Stahlbetongurts

b) Dreidimensionales Modell des Stegs

Bild 6.189: Ebenes Stabwerkmodell für ein negatives Biegemoment mit Kopfbolzen, in Anlehnung an Röhms<sup>355</sup>

Wie die Messungen zeigen, zeigt dieses ebene Stabwerkmodell noch einmal, dass sowohl die Zulagebewehrung als auch die Kopfbolzen auf Zug beansprucht werden und dem Aufbiegen des Stahlbetongurts maßgebend entgegenwirken. Außerdem wird ersichtlich, dass das Biegemoment aus der äußeren Beanspruchung über ein Kräftepaar aus Druckstreben am oberen Ende und auf der Stahlbetongurtunterseite in den trapezförmig gekanteten Steg übertragen wird (F1 bzw. F2). Bei dem hier dargestellten ebenen Modell wurde das Stegblech eben dargestellt. Die Querkraft  $V$  kann einerseits über die Kopfbolzen übertragen werden. Andererseits ist die Einleitung der Querkraft auch über die Schneidenlagerung an der Oberseite des Stegblechs möglich (F3). Je nach Ausprägung von F1 bis F3 ergibt sich an der Oberseite des Betongurts direkt über dem Stegblech eine Zug- oder Druckstrebe.

Im trapezförmig gekanteten Stegblech lässt sich die Lastabtragung nur an einem dreidimensionalen Modell verdeutlichen, siehe Bild 6.189 b). Die Druckstreben F1 und F2 stützen sich vor allem in den Kanten im oberen Bereich der lastabgewandten Seite und im unteren Bereich der lastzugewandten Seite ab. Durch die Umsetzung des Biegemoments aus dem Stahlbetongurt in den Stahlsteg bilden sich in diesem ein Zug- und eine Druckgurt in vertikaler Richtung aus. Die geraden Blechabschnitte erhalten dadurch außerdem eine Normalbeanspruchung in Längsrichtung der Versuchskörper. Das Vorzeichen variiert von Ober- und Unterseite sowie von Zug- und Druckgurt. Die schrägen Blechabschnitte dienen vorwiegend zur Schubübertragung.

Die Normierung der Last-Verdrehungskurven auf das maximal im Versuch erreichte Moment zeigt für nahezu aller Körper einen ähnlichen Verlauf der Kurven, siehe Bild 6.190. Lediglich der Körper R-Q2 weicht durch den spröden Verlauf wesentlich vom Mittelwert ab. Die in diesem Bild zusätzlich dargestellte Näherung für eine mittlere Last-Verdrehungskurve, die Gleichung (6-15) folgt, schließt daher den Körper R-Q2 nicht ein.

<sup>355</sup> Röhms, J. (2009), Abb. 3.26 und Abb. 3.29

$$P(\varphi) = (-8,2534 \cdot 10^{-9} \varphi^4 + 3,992 \cdot 10^{-6} \varphi^3 - 6,7967 \cdot 10^{-4} \varphi^2 + 4,4892 \cdot 10^{-2} \varphi) \cdot P_t \quad (6-15)$$

$P(\varphi)$  = Beanspruchung des Versuchskörpers (als Funktion der Verdrehung)

$P_t$  = Tragfähigkeit des Versuchskörpers

$\varphi$  = Verdrehung [mrad]

Die mittlere, aus den fünf ausgewerteten Versuchen ermittelte Verdrehung bei der Traglast  $\varphi_{m,t}$  beträgt 59,3 mrad.

Tendenziell ist auch hier zu erkennen, dass die Zulagebewehrung und die Kopfbolzen nicht nur zu einer Traglaststeigerung, sondern auch zur Erhöhung der Duktilität beitragen.

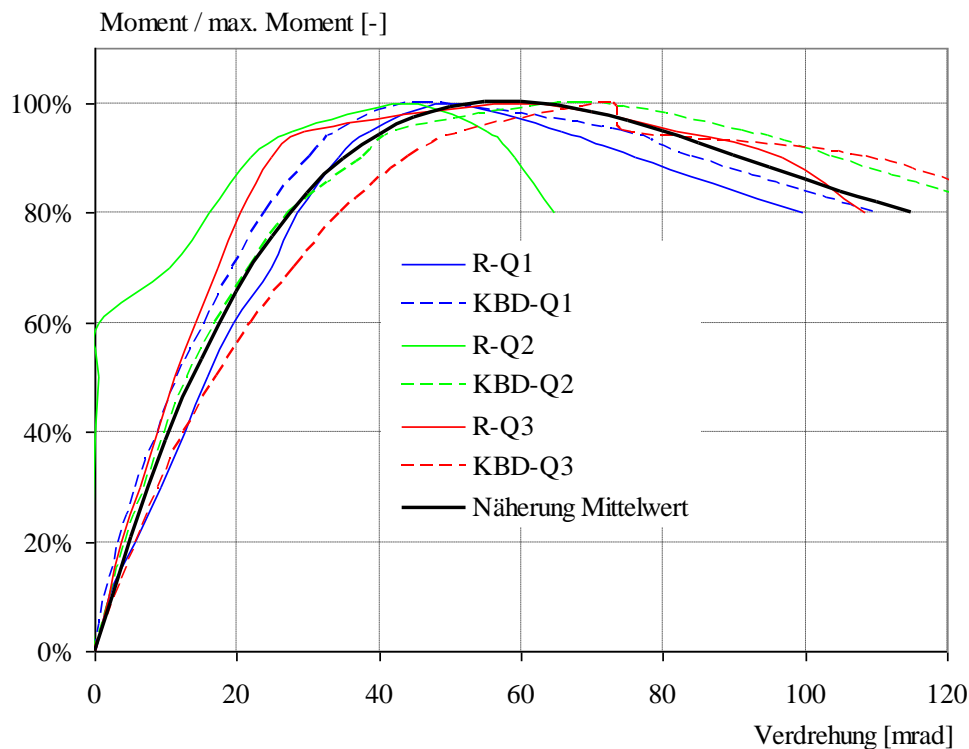


Bild 6.190: Normierte Last-Verdrehungskurven

## 6.5.3 Numerische Untersuchungen zur Querbiegetragfähigkeit

### 6.5.3.1 Allgemeines

Dieses Kapitel stellt die Verifikation der Finite-Elemente Modelle für Querbiegung anhand von Vergleichen mit den durchgeführten Versuchen dar. Darauf aufbauend werden die Erkenntnisse, die mit Finite-Elemente Berechnungen durch Variation unterschiedlicher Parameter gewonnen wurden, veröffentlicht.

### 6.5.3.2 Modellierung

Genauso wie bei den Untersuchungen zur Längsschubtragfähigkeit werden die Programme MASA<sup>®</sup> und FEMAP<sup>®</sup> zur Eingabe, Berechnung und Darstellung der Berechnungsergebnisse verwendet, siehe Abschnitt 6.4.3.2. Die Modellierung der Verbundfuge ist identisch zur Modellierung der Versuchskörper für die Ermittlung der Längsschubtragfähigkeit, siehe Abschnitt

6.4.3.3. Die Breite und Dicke des Stahlbetongurts sowie die Betondeckung wurde auf die Abmessungen der Versuchskörper für die Querbiegebeanspruchung angepasst. Für die Untersuchungen zur Querbiegebeanspruchbarkeit wurden für die Parameterstudie Körper mit einer halben Periodenlänge ( $1/5$ -Modell) und für die Nachrechnung der Versuche auch halbe Versuchskörper ( $1/2$ -Modell) betrachtet und die Randbedingungen entsprechend gewählt, siehe Bild 6.191 und Bild 6.192.

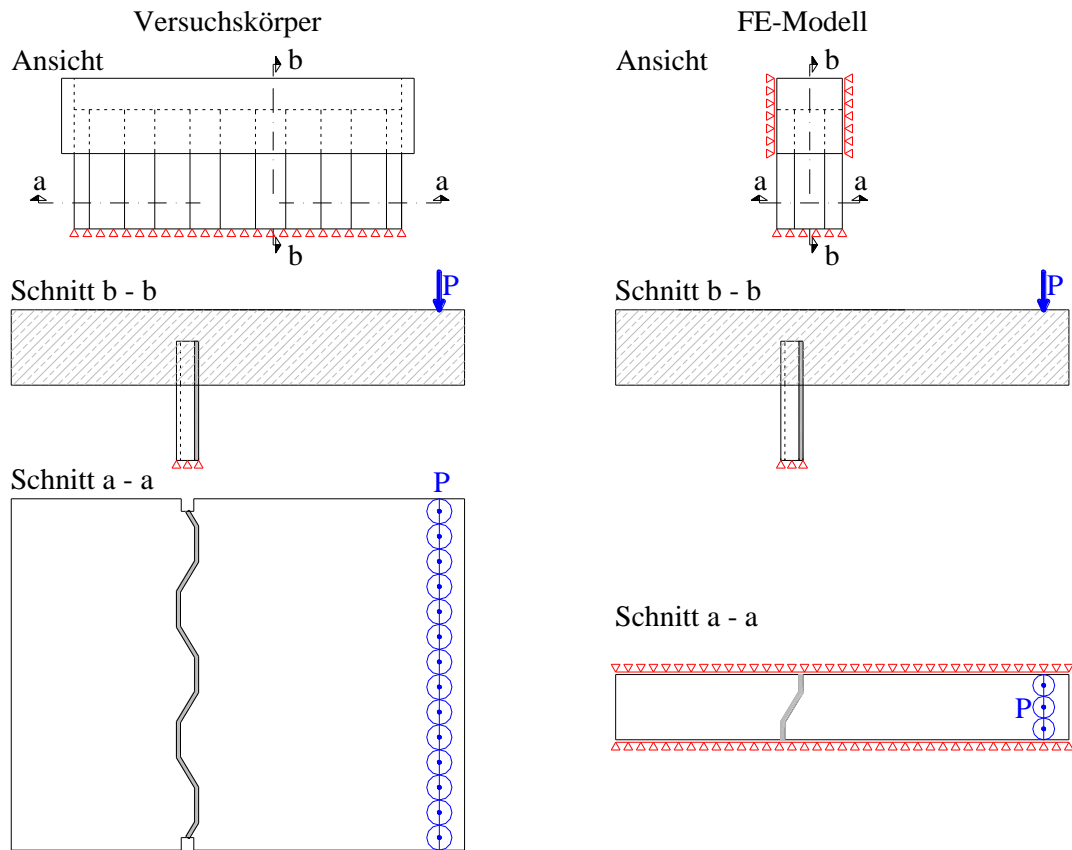
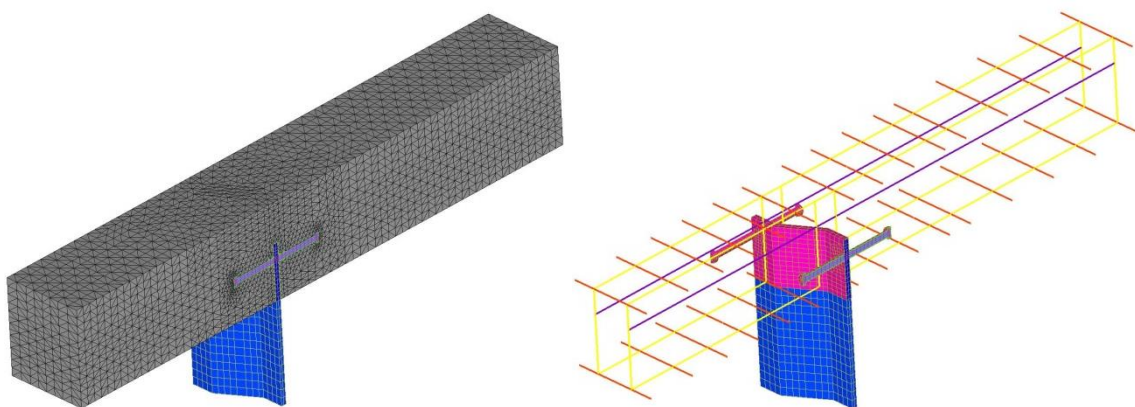


Bild 6.191: Vereinfachung des FE-Modells gegenüber den Versuchskörpern



a) mit Darstellung des Betongurts

b) ohne Darstellung des Betongurts

Bild 6.192: Modell der Querbiegeversuche am Beispiel von Körper KBD-Q3

### 6.5.3.3 Nachrechnung der durchgeführten Versuche

Viele der durchgeführten Versuche wurden mit dem Programm MASA<sup>®</sup> nachgerechnet. Um einen Überblick über den Einfluss der Modellierung als  $1/5$ - oder  $1/2$ -Modell zu erhalten, wurden

fast alle Körper für beide Modellvarianten berechnet. Einen Überblick über die im Versuch und in der Nachrechnung erreichten Querbiegebeanspruchbarkeiten liefert Tabelle 6.37.

Tabelle 6.37: Vergleich der Querbiegebeanspruchbarkeiten von Versuchen und Finite-Elemente Berechnungen

Körper	Querbiegebeanspruchbarkeit [kNm] bezogen auf den Versuchskörper			Abweichung [%] Modell zu Versuch beim	
	Versuch	$1/5$ -Modell	$1/2$ -Modell	$1/5$ -Modell	$1/2$ -Modell
KBD-Q1	114,4	118,1	109,6	+3,2	-4,2
KBD-Q2	158,2	158,6	126,8	+0,3	-19,8
KBD-Q3	219,8	191,0	164,0	-13,1	-25,4
R-Q2	21,5	18,5	17,5	-14,0	-18,8
R-Q3	120,9	119,7	119,4	-1,0	-1,2

Insbesondere für die  $1/5$ -Modelle zeigt sich, abgesehen von den Körpern KBD-Q3 und R-Q2 eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den Traglasten der Finite-Elemente Berechnungen und der Versuche. Die Abweichung beim Körper R-Q2 ist nur beim relativen Vergleich auffällig. In absoluten Zahlen ist eine Abweichung von drei bis vier kNm und auch noch im Hinblick darauf, dass bei diesem Versuch ohne Zulagebewehrung die Zugtragfähigkeit des Betons sehr bedeutend ist, noch immer als sehr gut zu bezeichnen. Lediglich die Nachrechnung des Körpers KBD-Q3 liefert daher eine nennenswert zu geringe Traglast. Die Berechnungen am  $1/2$ -Modell liefern Traglasten in der gleichen Größenordnung wie die  $1/5$ -Modelle oder noch geringer. Da bei nennenswerten Abweichungen die Ergebnisse der Nachrechnungen stets geringer sind als die Beanspruchbarkeiten bei den durchgeführten Versuche, können die Finite-Elemente Berechnungen als sicher gelten.

Die Versuchsnachrechnungen weisen mit den Versuchskörpern qualitativ übereinstimmende Beanspruchungen und Versagensmodi, siehe Seite 271ff und Bild 6.170 auf. Beispielhaft sind in Bild 6.193 die Dehnungen  $\varepsilon_x$  sowie die Verformung des Versuchskörpers R-Q3 ohne Kopfbolzen bei der Traglast abgebildet. Die Druckkontaktflächen des Betongurts an das trapezförmig gekantete Stegblech sowie die Ablösung des Betongurts vom Stegblech sind klar erkennbar. Außerdem sind große Zugdehnungen direkt über dem Stegblech sowie die Umkehr der Beanspruchung direkt an der Betongurtoberseite auszumachen. Die Betondruckzone an der Oberfläche beginnt wie bei den Versuchskörpern über der Schwerlinie des Stags und reicht bis zur lastabgewandten Seite.

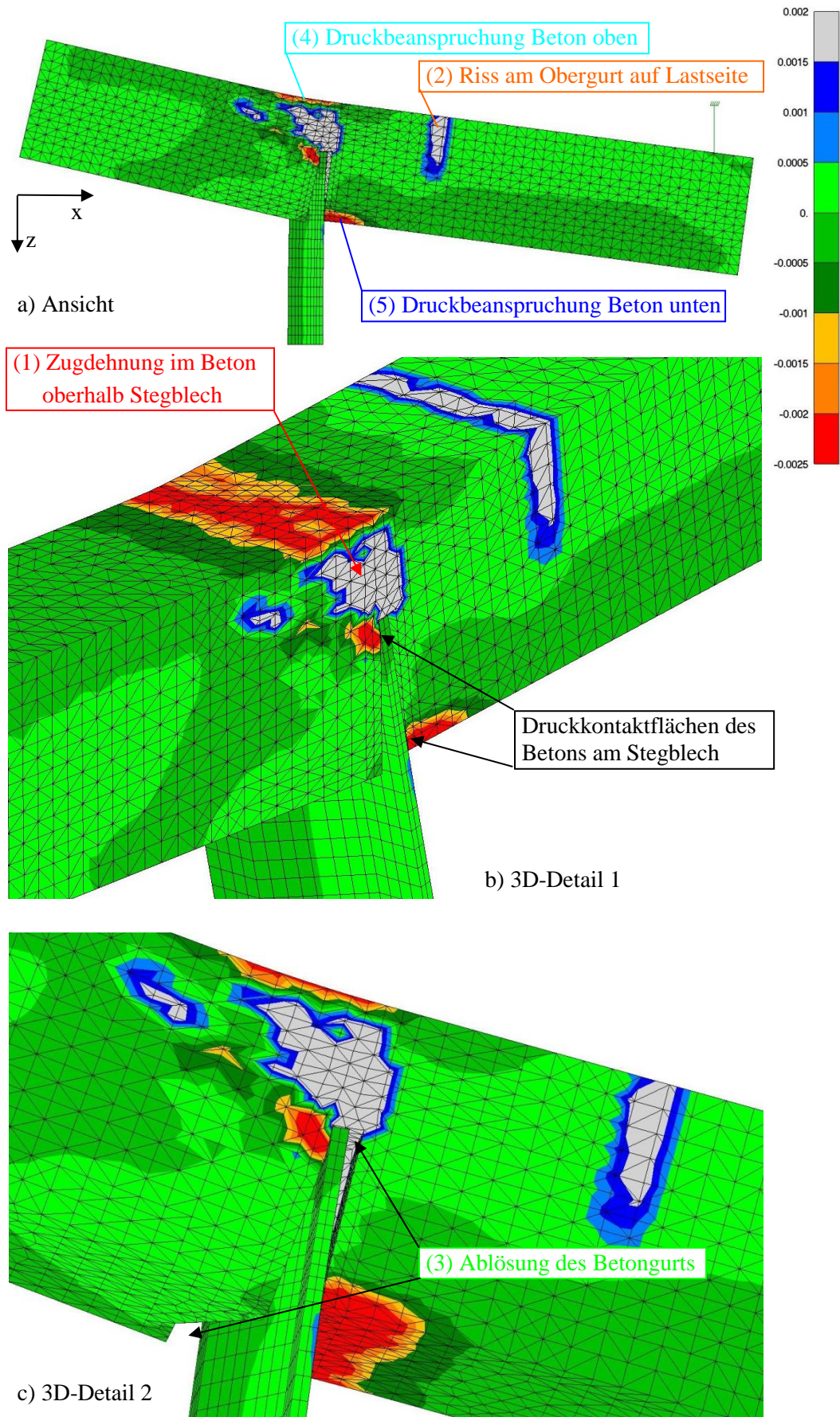


Bild 6.193: Verformungen (5-fach überhöht) und Dehnungen  $\epsilon_x$  am Körper R-Q3 bei der Traglast



Durch die im Vergleich zu Körper R-Q3 höhere Beanspruchbarkeit des Körpers KBD-Q2 ist an der Oberseite des Betongurts auf der Lastseite bereits ein abgeschlossenes Rissbild zu erkennen, siehe Bild 6.194. Direkt unterhalb der Bolzenköpfe sind Betondruckzonen und am Ende der Bolzen sind Zugzonen zu erkennen. Die Bolzenschäfte weisen überwiegend Zugdehnungen auf. Die Kopfbolzen erhalten durch die Verankerung der Bolzenköpfe bei dieser Beanspruchung daher Zugbeanspruchungen.

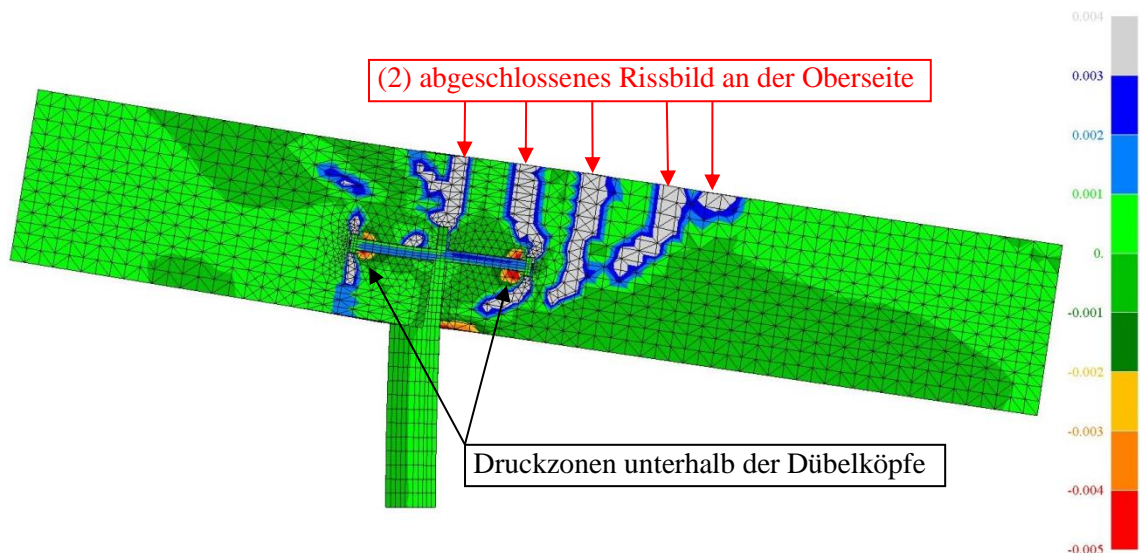


Bild 6.194: Verformungen (5-fach überhöht) und Dehnungen  $\varepsilon_x$  am Körper KBD-Q2 bei der Traglast

Die Druckzone an der lastabgewandten Oberseite ist bei der Traglast noch nicht vorhanden. Erst bei weiteren Verformungen und abnehmender Beanspruchbarkeit kommt es zum Aufbiegen des Betongurts und damit zu der Betondruckzone auf der Oberseite, siehe Bild 6.195. Unterhalb der Bolzen sind ausgeprägte Zugzonen im Beton, die sich durch die Verankerung der Bolzen einstellen, zu erkennen.

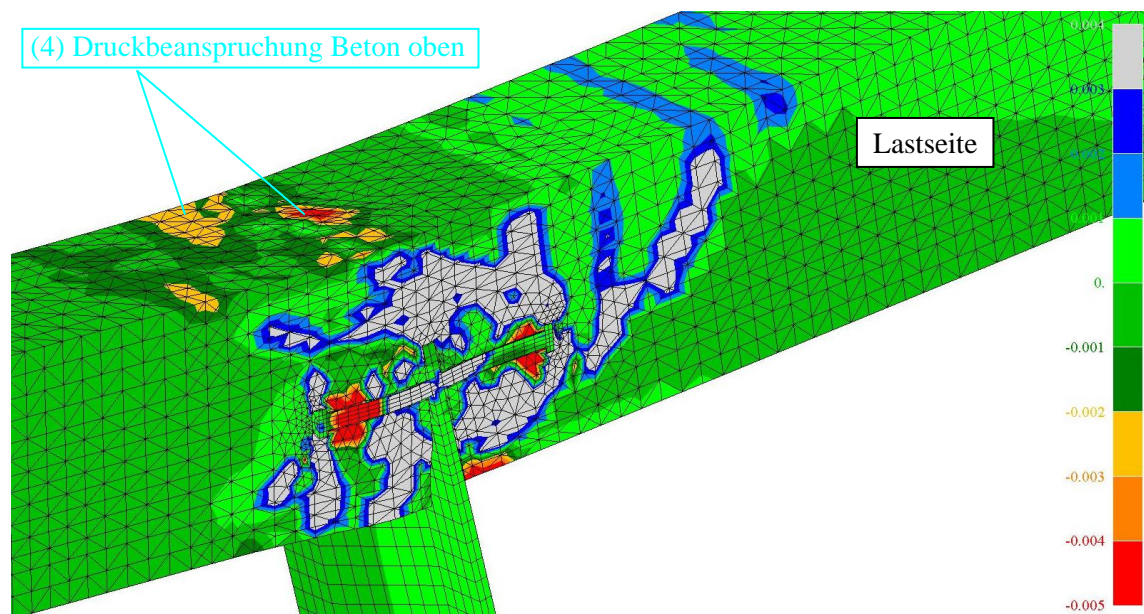


Bild 6.195: Verformungen (5-fach überhöht) und Dehnungen  $\varepsilon_x$  am Körper KBD-Q2 nach Überschreiten der Traglast

Die Auswertung der Spannungen der Stahlkonstruktion offenbart sowohl bei den Kopfbolzen auf der lastzugewandten als auch auf der lastabgewandten Seite große Zugspannungen, siehe Bild 6.196. Neben dieser ausgeprägten Zugbeanspruchung ist anhand der vorliegenden Spannungen über den Querschnitt ein Biegemoment an der Einspannstelle und mit geändertem Vorzeichen über die Schaftlänge ersichtlich.

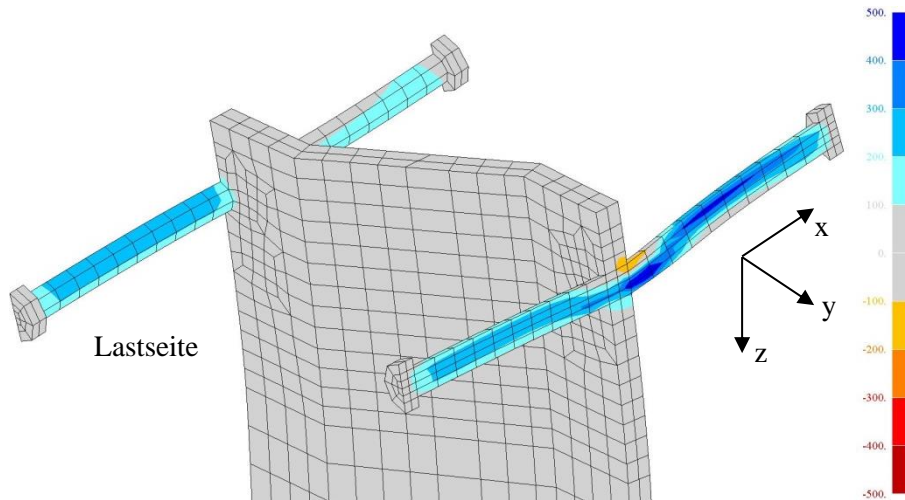


Bild 6.196: Spannungen  $\sigma_x$  [MPa] in den Bolzen

Die Darstellung der horizontalen Spannung  $\sigma_y$  in Bild 6.197 a) zeigt für den Bereich des Stahlstegs innerhalb der Verbundfuge unterschiedliche Vorzeichen sowohl für die lastzu- und lastabgewandte Sicke als auch für den Bereich an der Unterkante des Betongurts und am oberen Abschluss unterschiedliche Vorzeichen. Außerhalb der Verbundfuge zeigt sich, abgesehen von der lagerungsbedingten Beanspruchung unten, keine Beanspruchung in y-Richtung. Durch die unterschiedliche Beanspruchung in y-Richtung in der Verbundfuge kann die Schubspannung in den schrägen Abschnitten, siehe Bild 6.197 b) nachvollzogen werden. Daneben zeigen die Kopfbolzen einerseits am Fußpunkt und andererseits durch die Verankerung am Kopf eine nennenswerte Schubbeanspruchung. Die Normalspannungen  $\sigma_z$  im Stegblech stimmen mit einem auf Biegung beanspruchten Träger überein, siehe Bild 6.197 c). Innerhalb der Verbundfuge baut sich die Spannung auf und bleibt wegen des gleichbleibenden Biegemoments außerhalb der Verbundfuge konstant. Die soeben beschriebene grundsätzliche unterschiedliche Lastabtragung innerhalb und außerhalb der Verbundfuge wird auch an der Darstellung der Vergleichsspannung  $\sigma_v$  in Bild 6.197 d) deutlich. An diesem Teilbild wird sichtbar, dass das Beanspruchungsniveau außerhalb der Verbundfuge höher ist als innerhalb der Verbundfuge. Daraus kann die Schlussfolgerung gezogen werden, dass für die Dimensionierung des Stegblechs bei dieser Beanspruchung die Verbundfuge nicht maßgebend wird, sondern dass der Nachweis des Stegblechs mit dem Biegemoment dicht unterhalb des Betongurts zu erfolgen hat.

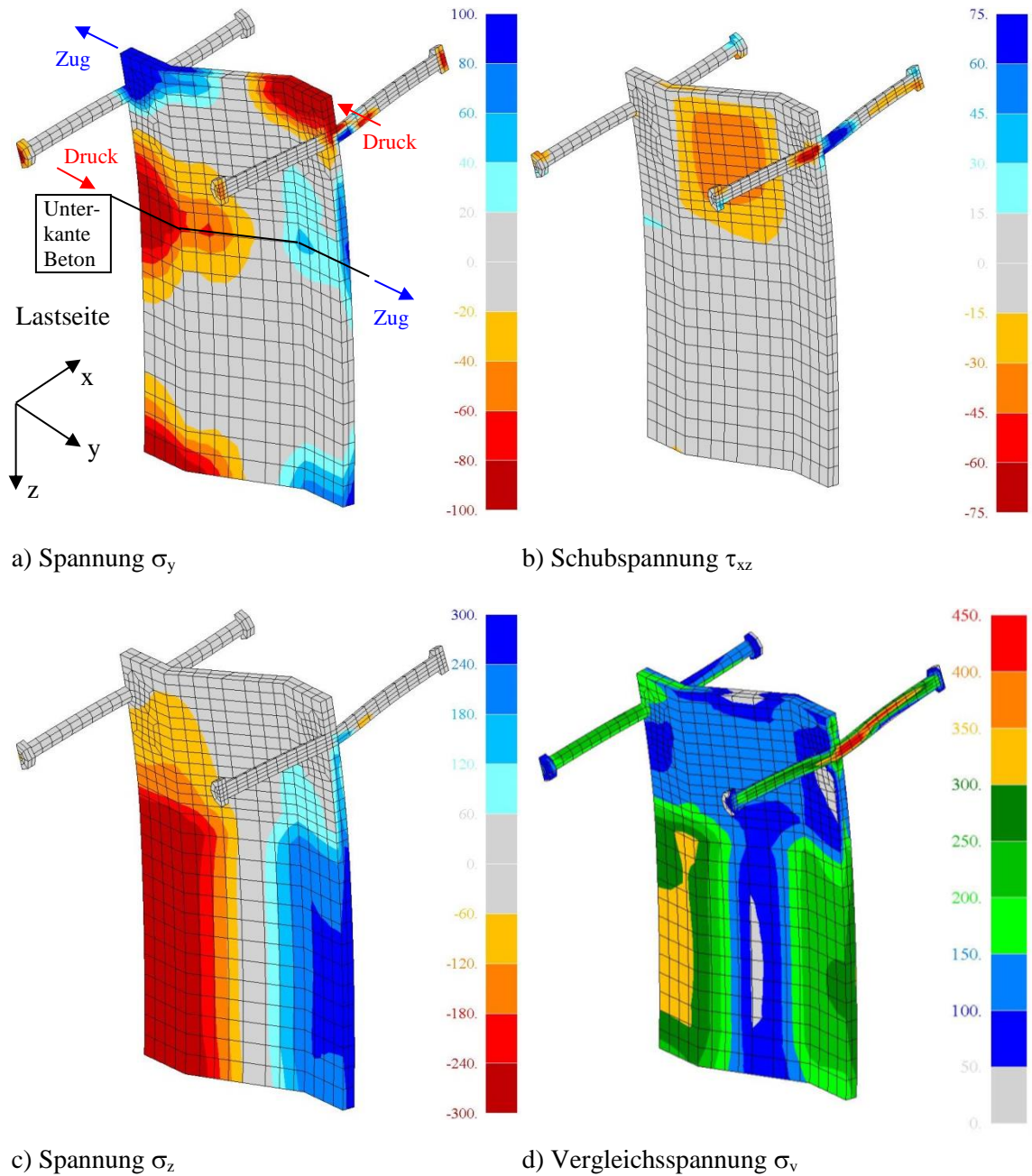


Bild 6.197: Spannungen  $\sigma_y$ ,  $\sigma_z$ ,  $\tau_{xz}$  und  $\sigma_v$  [MPa] in den Bolzen und dem Stegblech bei der Traglast

Die Ergebnisse der Finite-Elemente Nachrechnungen der Versuchskörper decken sich qualitativ mit den Auswertungen der Versuche. Im Gegensatz zu den Messungen der horizontalen Dehnungen an der Rosette R1, siehe Bild 6.183, zeigt die Finite-Elemente Berechnung hier geringere Spannungen und damit auch Dehnungen in horizontaler Richtung. Das Modell zur Lastabtragung in Bild 6.189 wird durch die Finite-Elemente Berechnungen bestätigt. Auch für die Querbiegebeanspruchung erweist sich MASA<sup>®</sup> damit als geeignetes Hilfsmittel um die Parameterstudie durchzuführen.

### 6.5.3.4 Parameterstudie

Der Parameterbereich ist ähnlich umfangreich wie bei den Betrachtungen zur Längsschubtragfähigkeit und lehnt sich daran, siehe Bild 6.198. Da bei diesen Versuchskörpern kein Einfluss

der Lagerung besteht, erübrigen sich dagegen alle Betrachtungen dazu. Die Ausgangswerte der einzelnen Parameter und die zugrunde liegenden Werkstoffkennwerte entsprechen ebenfalls den Längsschubuntersuchungen, siehe Abschnitt 6.4.3.5. Im Gegensatz zur Längsschubbeanspruchung ist die Traglast voraussichtlich nicht unabhängig von der Beanspruchungsrichtung. Daher werden zusätzlich zu einem negativen Biegemoment  $M^-$  auch einzelne Rechenergebnisse zu einem positiven Biegemoment  $M^+$  diskutiert.

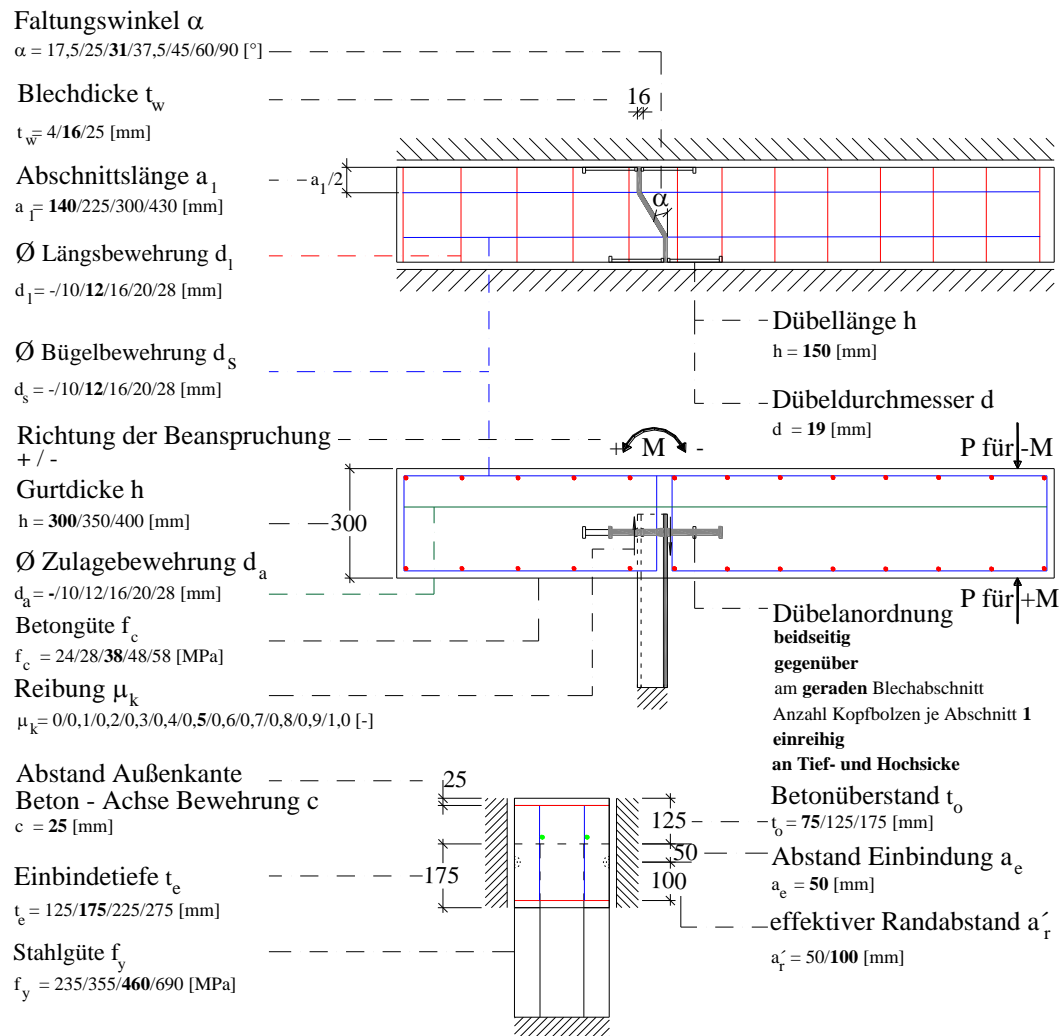


Bild 6.198: Betrachtete Parameter für die numerische Untersuchungen zur Querbiegung

### Einfluss der Betonfestigkeitsklasse $f_c$

Bei den Untersuchungen zur Betondruckfestigkeit  $f_c$  wurde ein nichtlineares Materialverhalten des Stegblechs berücksichtigt. Dadurch wird die Tragfähigkeit der Modelle bei dünnen Blechen durch den Steg begrenzt. Dies ist in Bild 6.199 an der geringeren Tragfähigkeit bei einer Stegblechedicke  $t_w = 4$  mm gegenüber den anderen untersuchten Dicken  $t_w = 16$  und  $25$  mm zu beobachten. Ebenfalls zeigt dieses Bild, dass eine geringere Einbindetiefe (KBD-Q1) und der Verzicht auf Kopfbolzen (R-Q3) zu reduzierten Traglasten führen.

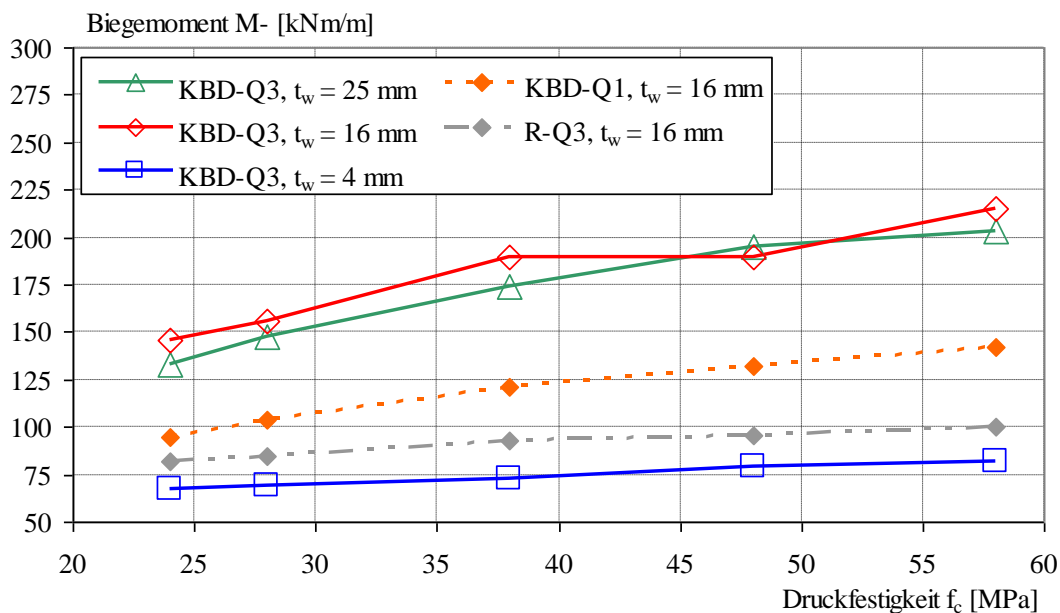


Bild 6.199: Biegetragfähigkeit  $M$ - der Verbundfuge in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit  $f_c$

Die Normierung der Rechenergebnisse auf die Tragfähigkeit bei einer Betondruckfestigkeit  $f_c$  von 38 MPa liefert für den Fall mit Kopfbolzen, unabhängig von der Einbindetiefe  $t_e$ , einen Exponenten von  $(f_c)^{0,4}$ , siehe Bild 6.200. Für diese Näherung fallen die Ergebnisse für die Stegblechdicke  $t_w$  von 4 mm aus dem Rahmen. Dies kann jedoch, wie bereits geschildert, auf die Tragfähigkeitsbegrenzung durch das Stegblech zurückgeführt werden. Für den Fall der Referenzkörper kann jedoch ein geringerer Einfluss der Betonfestigkeit beobachtet werden. Hier liefert der Exponent  $(f_c)^{0,25}$  eine gute Näherung.

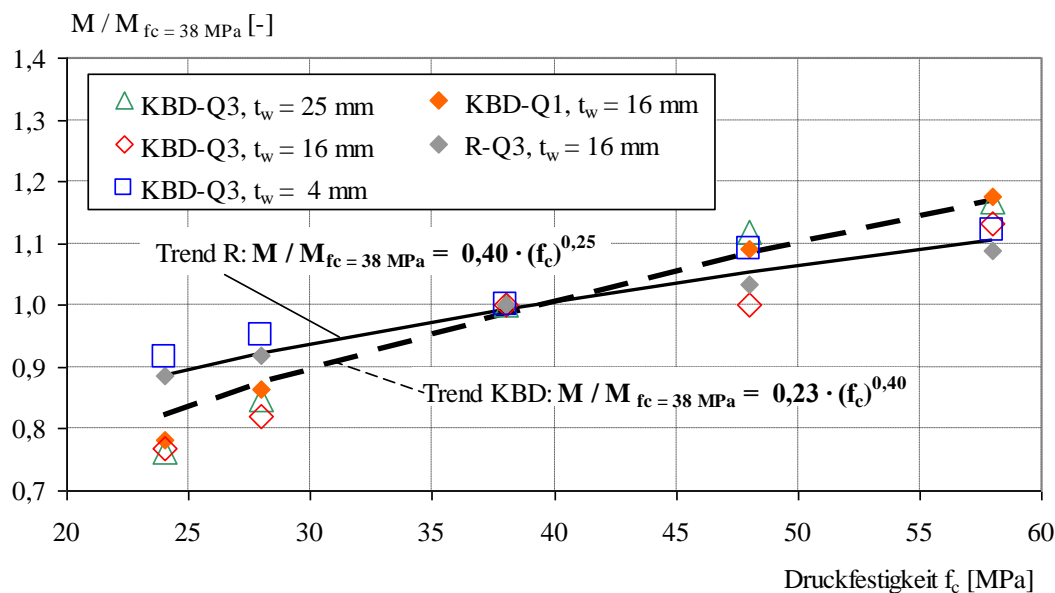


Bild 6.200: Einfluss der Betonfestigkeit  $f_c$  auf die Querbiegetragfähigkeit  $M$ -

### Einfluss der Stegblechdicke $t_w$

Die Auswertung zur Betondruckfestigkeit  $f_c$  hat bereits gezeigt, dass bei einer geringen Stegblechdicke  $t_w$  das trapezförmig gekantete Stegblech traglastbegrenzend wirkt. Die konkrete

Auswertung nach der Stegblechdicke  $t_w$  in Bild 6.201 macht deutlich, dass eine Erhöhung der Blechdicke von 16 auf 25 mm zu keiner Traglaststeigerung führt.

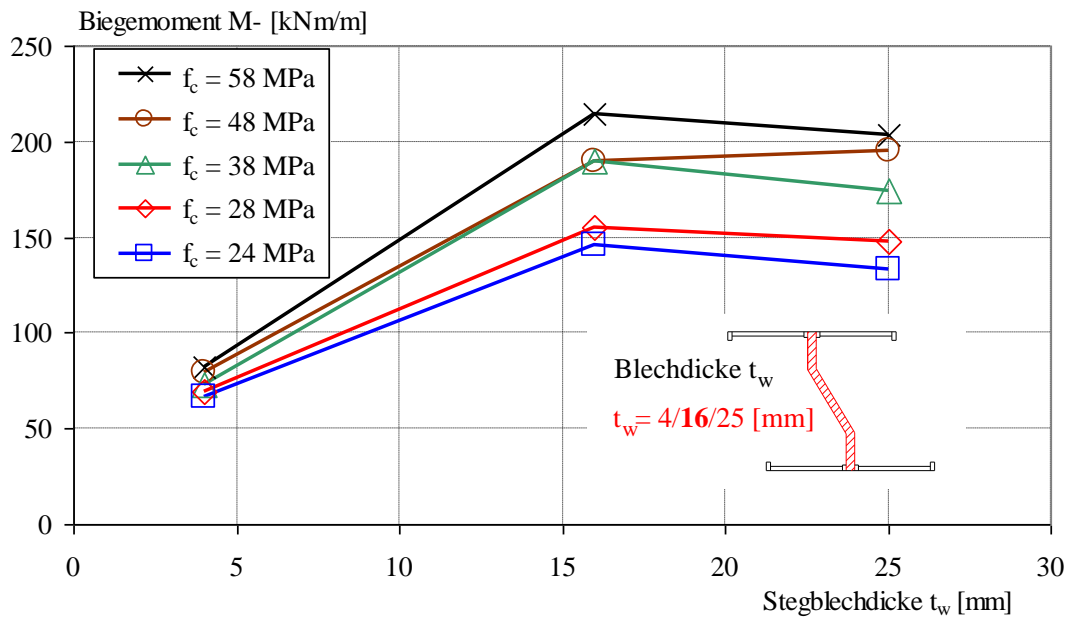


Bild 6.201: Biegetragfähigkeit M- der Verbundfuge in Abhängigkeit der Stegblechdicke  $t_w$

Die gleiche Erkenntnis offenbart die Normierung der Rechenergebnisse für die unterschiedlichen Betondruckfestigkeiten auf die Traglast bei einer Blechdicke  $t_w$  von 16 mm, siehe Bild 6.202.

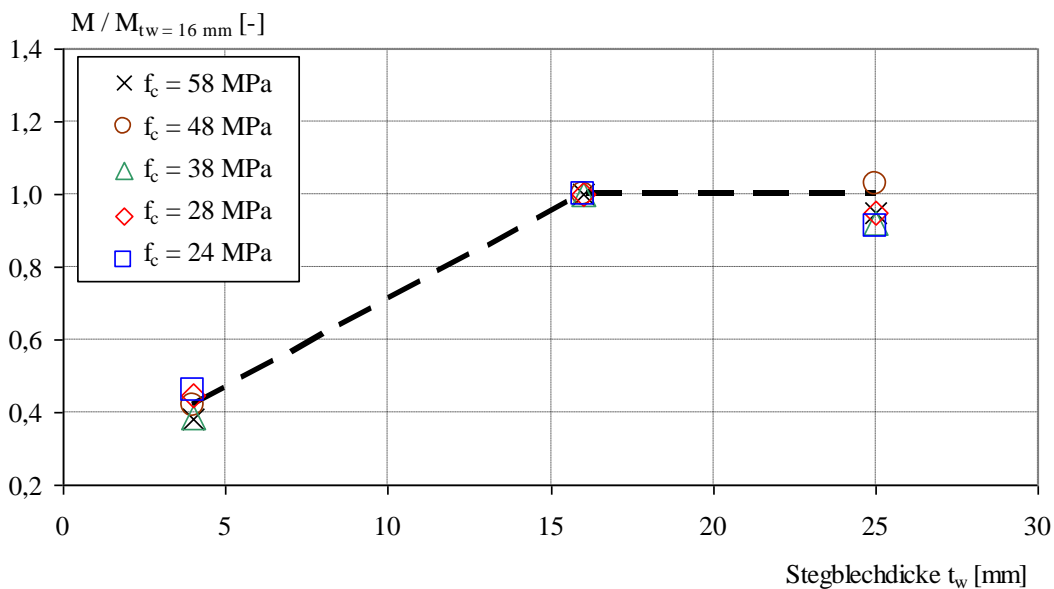


Bild 6.202: Einfluss der Stegblechdicke  $t_w$  auf die Querbiegetragfähigkeit M-

Bereits die Verifizierung der Finite-Elemente Berechnung zeigte eine geringere Beanspruchung des Stegblechs in der Verbundfuge als außerhalb. Die Schlussfolgerung daraus ist, dass die Stegblechdicke  $t_w$  nicht in einer Bemessungsgleichung für die Querbiegetragfähigkeit berücksichtigt werden muss. Es ist vielmehr sinnvoll, die Biegebeanspruchung des Stegblechs direkt über einen Spannungsnachweis am Anschluss des Betongurts außerhalb der Verbundfuge zu kontrollieren.

### Einfluss der Festigkeit des Stahls $f_y$

Die Finite-Elemente Berechnung zum Einfluss der Stahlfestigkeit  $f_y$  des Stegblechs wurden mit einer Einbindetiefe von 175 mm (KBD-Q3) und 125 mm (KBD-Q1) durchgeführt. Diese Berechnungen zeigen ebenso wie die Untersuchungen zur Stegblechdicke  $t_w$ , dass sich bei einer ausreichenden Dimensionierung des Stegblechs außerhalb der Verbundfuge die berechneten Traglasten nur geringfügig unterscheiden, siehe Bild 6.203.

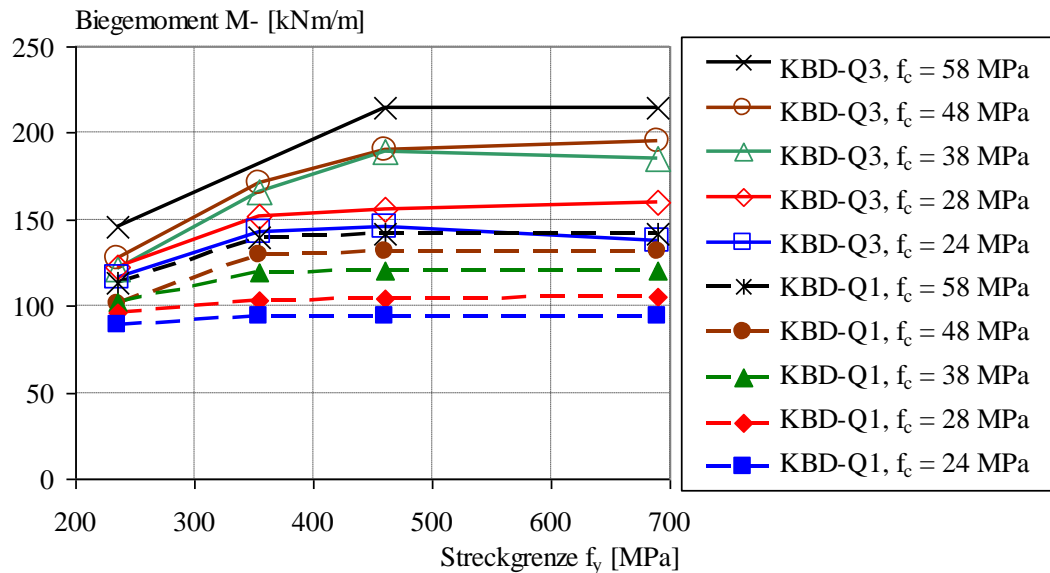


Bild 6.203: Biegetragfähigkeit  $M_-$  der Verbundfuge in Abhängigkeit der Festigkeit des Stags  $f_y$

Die Normierung auf die Tragfähigkeit bei einer Streckgrenze von 460 MPa in Bild 6.204 macht klar, dass ab einer Streckgrenze von 355 MPa keine Steigerung der Tragfähigkeit durch eine Erhöhung der Streckgrenze möglich ist. Bei den für die Streckgrenze  $f_y = 355$  MPa nennenswerten vom Wert 1,0 abweichenden Werten handelt es sich um Varianten, die durch ihre hohe Betonfestigkeit hohe Tragfähigkeiten erwarten ließen, die aber durch die vorhandene Streckgrenze des Stegblechs nicht realisiert werden konnten. Bei der Variante KBD-Q3, einer Streckgrenze  $f_y = 355$  MPa und einer Betonfestigkeit  $f_c = 58$  MPa kam es bereits vor dem Erreichen der Traglast zu numerischen Unzulänglichkeiten, so dass dieses Ergebnis gar nicht in das Bild aufgenommen werden konnte. Die in relativer Sicht großen Abweichungen bei einer Streckgrenze von 235 MPa sind wegen dem eintretenden Blechversagen dem Bezug auf die Tragfähigkeit von 460 MPa geschuldet.

Insgesamt zeigt sich, wie bei den Betrachtungen zur Stegblechdicke  $t_w$ , dass eine Berücksichtigung der Streckgrenze für eine Bemessungsgleichung nicht notwendig ist. Sinnvoller ist die Überprüfung der Tragfähigkeit des Stags außerhalb der Verbundfuge.

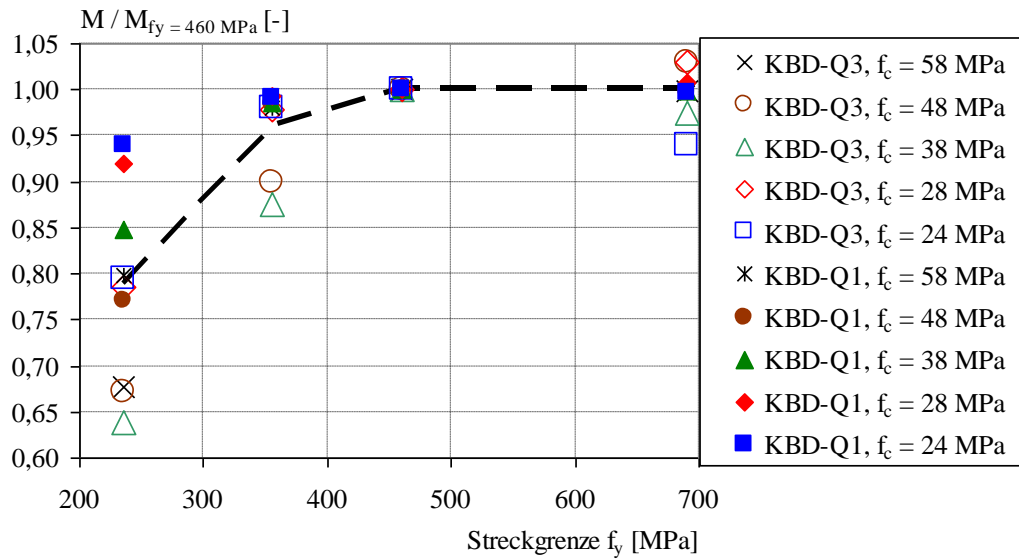


Bild 6.204: Einfluss der Festigkeit des Stags  $f_y$  auf die Querbiegetragfähigkeit  $M$ -

**Einfluss der Bügelbewehrung  $d_s$**

Die zahlreichen durchgeführten Finite-Elemente Berechnungen an Körpern mit und ohne Kopfbolzen weisen darauf hin, dass es notwendig ist, eine Grundbewehrung in Form von Bügeln einzulegen. Es zeigt sich aber auch, dass eine Steigerung des Bewehrungsgehalts der Bügel keine weitere Steigerung der Traglast ermöglicht, siehe Bild 6.205.

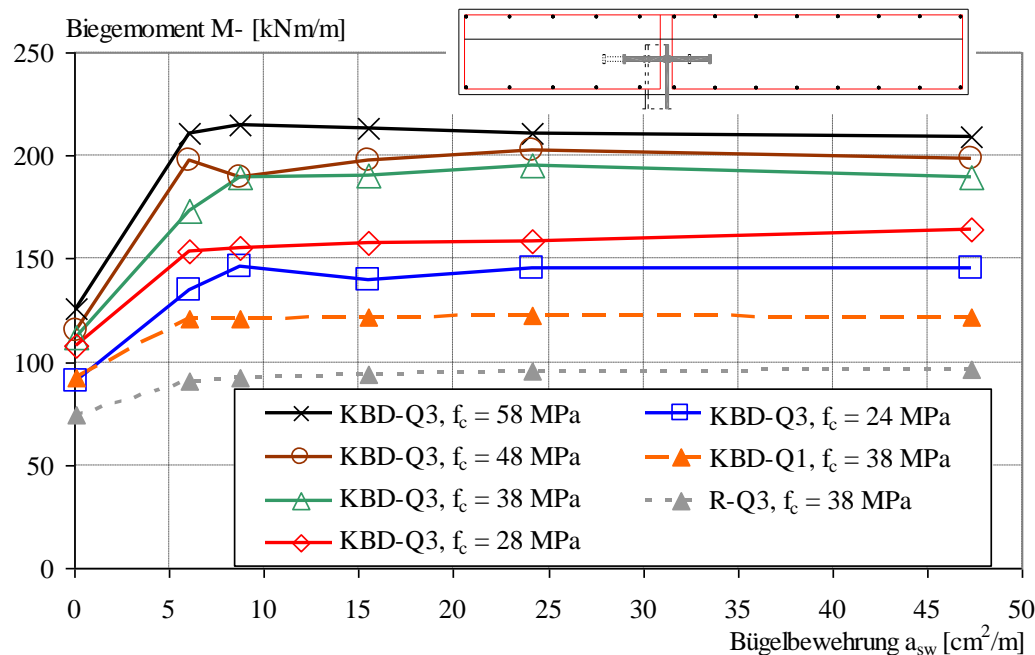


Bild 6.205: Biegetragfähigkeit  $M$ - der Verbundfuge in Abhängigkeit der Bügelbewehrung  $d_s$

Die Normierung auf die Tragfähigkeit bei einer Bügelbewehrungsmenge  $a_{sw}$  von  $8,7 \text{ cm}^2/\text{m}$  zeigt, dass bereits ab einer Bewehrungsmenge von ca.  $6 \text{ cm}^2/\text{m}$  durch die Erhöhung der Bewehrungsmenge keine Traglaststeigerung mehr möglich ist. Der völlige Verzicht auf die Bügelbewehrung verringert die Traglast jedoch durchschnittlich um ca. 35%.



Die Auswertung der Dehnungen bei den Versuchen deutet aber darauf hin, dass die Bügelbewehrung eine in einem Nachweis zu berücksichtigende Beanspruchung erhält. Da die Traglast ab einer Mindestbügelbewehrungsmenge nicht mehr steigerbar ist, ist die Dimensionierung der erforderlichen Bügelbewehrung in einem separaten Nachweis sinnvoll.

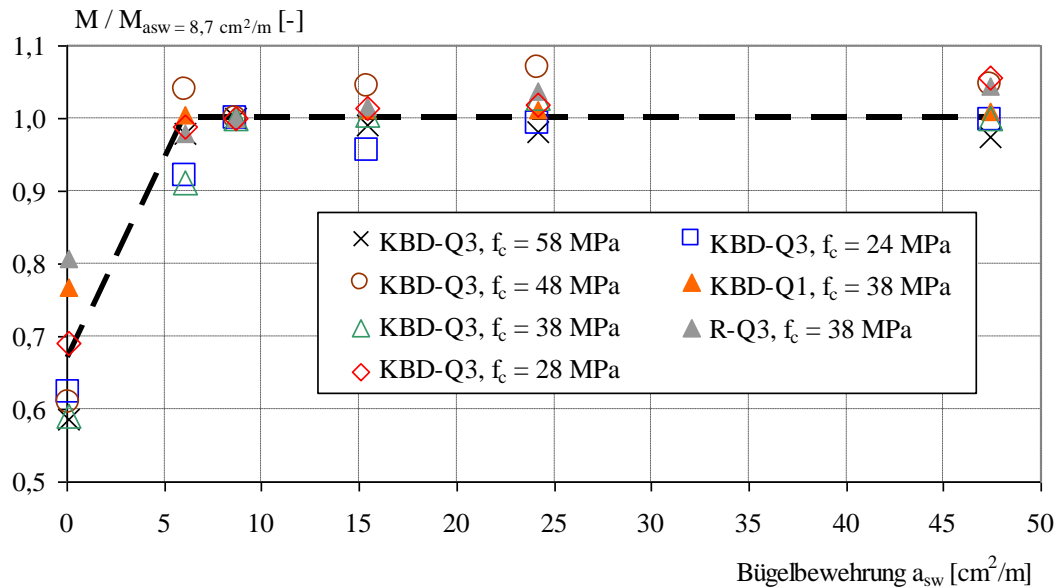


Bild 6.206: Einfluss der Bügelbewehrung  $d_s$  auf die Querbiegetragfähigkeit  $M$ -

### Einfluss der Längsbewehrung $d_l$

Die Parameterstudie zeigt keinen Einfluss der Längsbewehrung  $d_l$  auf die Querbiegetragfähigkeit  $M$ -, siehe Bild 6.207.

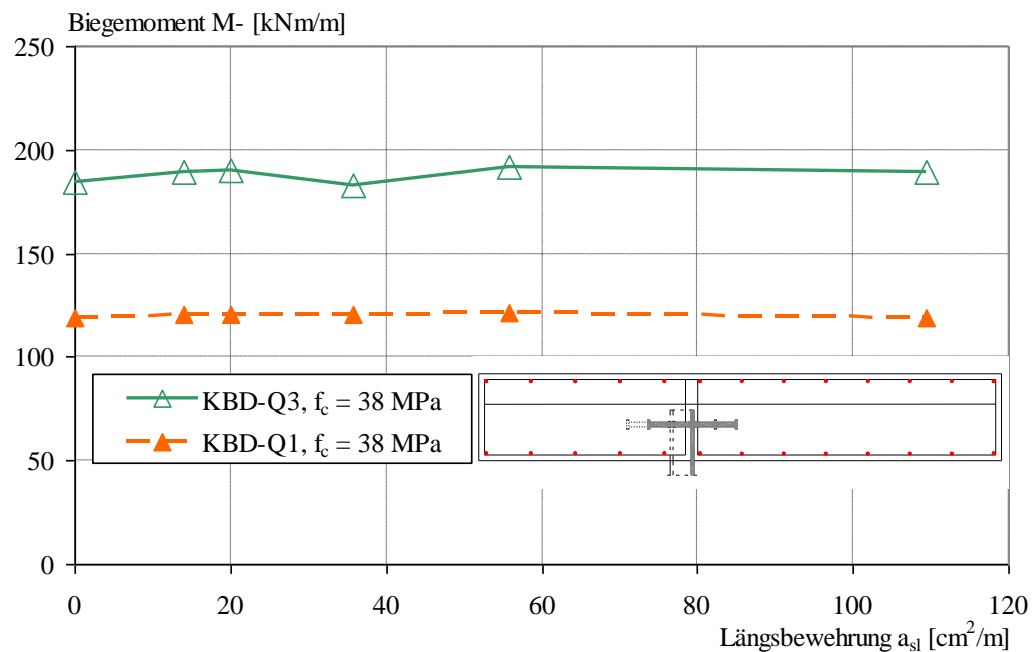


Bild 6.207: Biegetragfähigkeit  $M$ - der Verbundfuge in Abhängigkeit der Längsbewehrung  $a_{sl}$

Dies könnte auf das Finite-Elemente Modell, das in Längsrichtung gelagert ist, zurückzuführen sein. Ein Stabwerkmodell, das die dreidimensionale Lastausbreitung durch die Faltung des Stegs berücksichtigt, ist in Bild 6.208 gezeigt. In Längsrichtung der Verbundfuge ist es möglich

ohne Zugstreben auszukommen. Lediglich am Anfang und Ende der Verbindung bzw. des Betongurts sind zur Herstellung des Gleichgewichts Zugstreben erforderlich. Damit spielt die Längsbewehrung im Regelfall eine vernachlässigbare Rolle und die Bewehrung für die Zugstreben ist lediglich an den Rändern erforderlich.

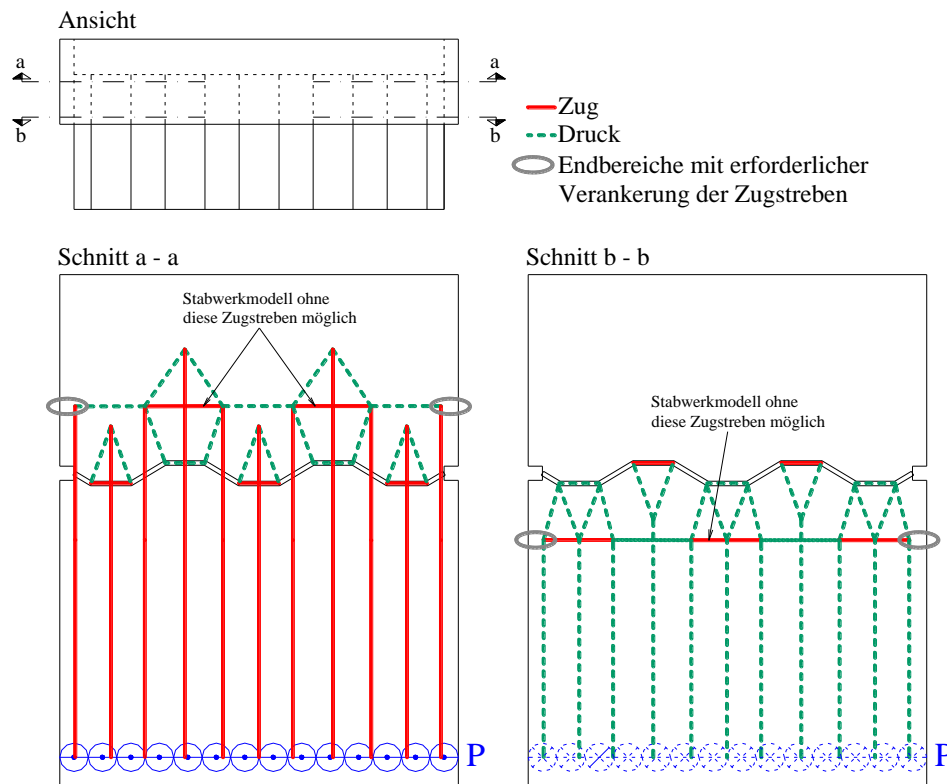


Bild 6.208: Stabwerkmodell zum Einfluss der Längsbewehrung  $d_l$  auf die Querbiegetragfähigkeit  $M$ -

### Einfluss der Reibung $\mu$

Die Berechnungen mit unterschiedlichen Reibbeiwerten  $\mu$  zeigen gegenüber einer Längsschubbeanspruchung einen deutlich geringeren Einfluss, siehe Bild 6.209. Ab einem Reibbeiwert  $\mu$  von 0,4 ist durch einen höheren Beiwert nur eine sehr geringe Laststeigerung möglich. Unter dem Wert 0,4 ergibt sich für alle untersuchten Betondruckfestigkeiten, Einbindetiefen und auch für die Referenzkörper ohne zusätzliche Verbindungsmittel jedoch eine nennenswerte Reduzierung der Tragfähigkeit.

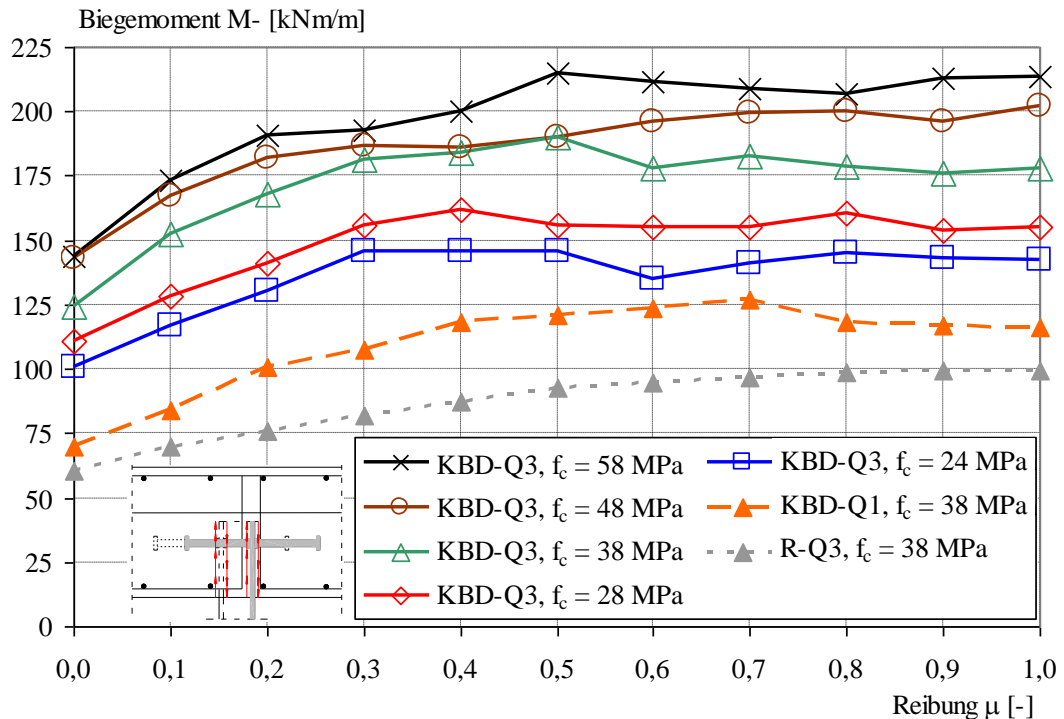


Bild 6.209: Biegetragfähigkeit M- der Verbundfuge in Abhängigkeit der Reibung  $\mu$

Die Normierung auf die Tragfähigkeit bei einem Reibbeiwert  $\mu = 0,4$  in Bild 6.210 verdeutlicht diesen Sachverhalt. Ein bei der Parameterstudie zur Längsschubtragfähigkeit oft zielführender Ansatz für eine Näherung in der Form  $a \cdot (x)^b$  ist in diesem Fall nicht sinnvoll. Gerade in den praxisrelevanten Bereichen zwischen  $0,1 < \mu < 0,3$  würde die Tragfähigkeit durch im Mittel zu-treffende Beiwerte  $a$  und  $b$  über- und im Bereich von etwa  $0,4$  unterschätzt werden.

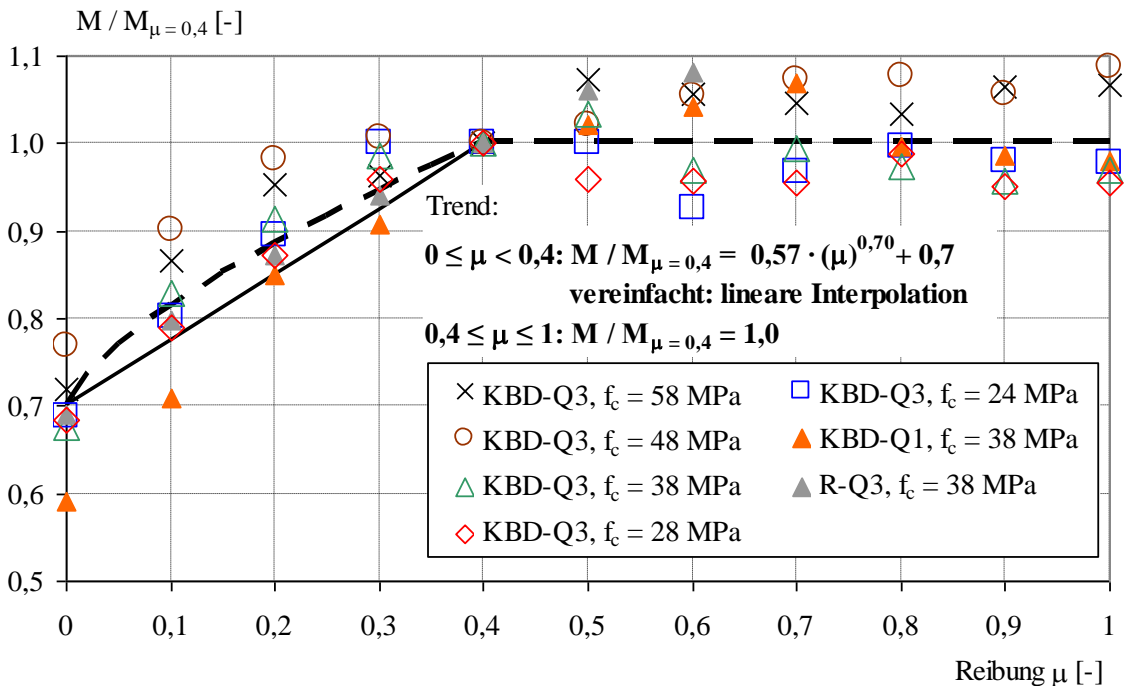


Bild 6.210: Einfluss der Reibung  $\mu$  auf die Querbiegetragfähigkeit M-

Sinnvoller ist daher ein sequentieller Ansatz. Bei einem Reibbeiwert  $\mu$  von  $0,4$  und größer stellt der Faktor  $1,0$  eine treffende Annahme dar. Bei Reibbeiwerten  $\mu$  zwischen  $0$  und  $0,4$  liefern

zwei Möglichkeiten zufriedenstellende Faktoren. Zum einen kann hier der Einfluss durch den Term  $0,57 (\mu)^{0,7} + 0,7$  berücksichtigt werden. Zum anderen ist die lineare Interpolation zwischen 0,7 und 1,0 ein praktikabler Ansatz.

### **Einfluss der Zulagebewehrung $a_{sa}$**

Im Bereich eines geringen Zulagebewehrungsgrads ist ein großer Einfluss erkennbar der mit zunehmendem Bewehrungsgrad stetig abnimmt, siehe Bild 6.211. Während für die unterschiedlichen Einbindetiefen  $t_c$  ein affiner Verlauf erkennbar ist, weicht der Verlauf für den Fall der Referenzkörper ohne Kopfbolzen signifikant ab. Dies kann darauf zurückgeführt werden, dass im Falle von Kopfbolzen ein Teil der Zugstrebenkraft im Stabwerkmodell von den Kopfbolzen aufgenommen wird.

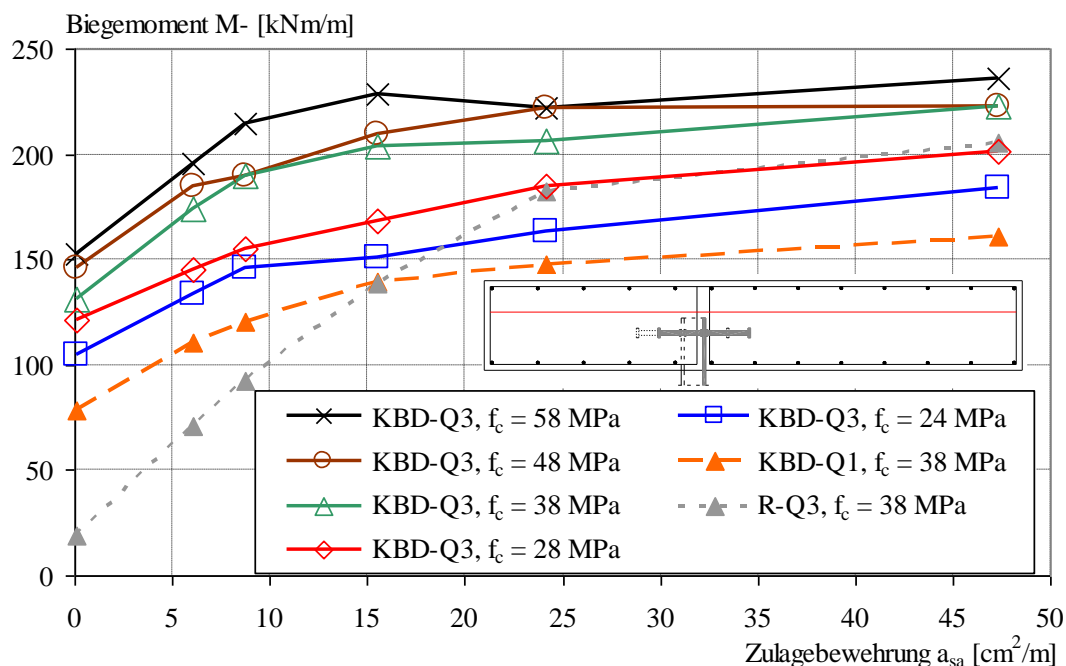


Bild 6.211: Biegetragfähigkeit M- der Verbundfuge in Abhängigkeit der Zulagebewehrung  $a_{sa}$

Bei den Referenzkörpern muss diese Zugkomponente komplett von der Zulagebewehrung aufgenommen werden. Bei der Normierung auf die Tragfähigkeit bei einem Zulagebewehrungsmenge von  $8,7 \text{ cm}^2/\text{m}$  und der Herleitung des Beitrags der Zulagebewehrung zur Tragfähigkeit kann dies durch unterschiedliche Exponenten für die Anordnung mit bzw. ohne Kopfbolzen berücksichtigt werden, siehe Bild 6.212. Dabei kann man mit dem Exponenten  $(0,1 + a_{sa})^{0,1}$  für den Fall mit Kopfbolzen einen geringeren Einfluss und für den Fall ohne Kopfbolzen mit  $(0,5 + a_{sa})^{0,55}$  einen sehr großen Einfluss ausmachen. Um auch die Variante ohne Zulagebewehrung in der Bemessungsgleichung erfassen zu können, sind für diesen Parameter zusätzlich die Konstanten 0,1 bzw. 0,5 erforderlich.

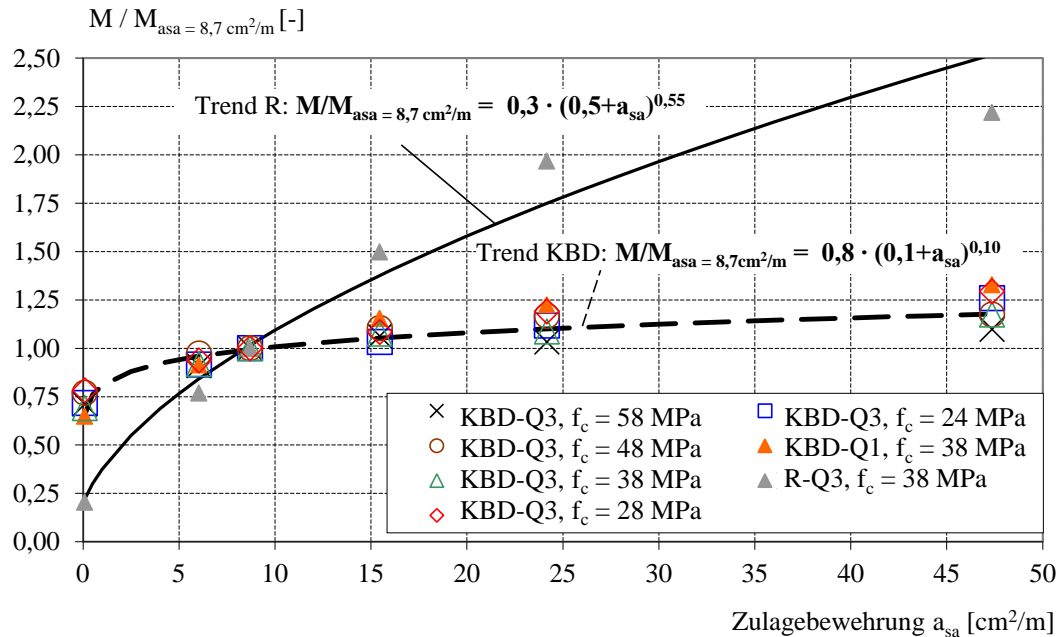


Bild 6.212: Einfluss der Zulagebewehrung  $a_{sa}$  auf die Querbiegetragfähigkeit  $M$ -

**Einfluss der geometrischen Parameter effektiver Randabstand  $a_r'$ , Betonüberstand  $t_o$ , Einbindetiefe  $t_e$  und Betongurtdicke  $h_{cf}$**

Auch hier zeigt sich wieder eine direkte geometrische Abhängigkeit zwischen der Einbindetiefe  $t_e$  und dem effektiven Randabstand der Kopfbolzen  $a_r'$ . Der Randabstand  $a_r'$  nach unten ist immer 75 mm geringer als die Einbindetiefe  $t_e$ . Bei einem geringen Betonüberstand  $t_o$  ist der effektive Randabstand  $a_r'$  oben größer als unten, siehe Bild 6.213. Diese beiden Sachverhalte machen es sinnvoll, die Einbindetiefe  $t_e$  als Parameter für die Bemessung zu verwenden.

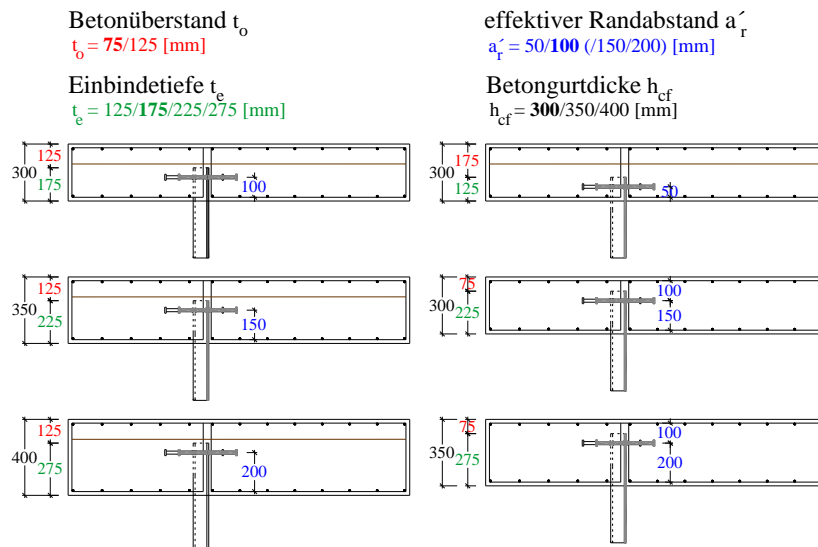


Bild 6.213: Untersuchte Varianten für die Parameter effektiver Randabstand  $a_r'$ , Betonüberstand  $t_o$ , Einbindetiefe  $t_e$  und Betongurtdicke  $h_{cf}$

Für einen Betonüberstand  $t_o$  von 75 mm wäre der Abstand zwischen oberer Lage und Zulagebewehrung sehr gering, so dass in den Berechnungen daher in diesem Fall auf die optionale Zulagebewehrung verzichtet wurde. Für den Betonüberstand  $t_o$  von 125 und 175 mm ist der Einbau der Zulagebewehrung dagegen für den Vergleich mit den bisherigen Berechnungen sinnvoll.

Für die Gegenüberstellung mit der Einbindetiefe  $t_o = 75$  mm sind aber auch Rechenergebnisse ohne Zulagebewehrung zweckmäßig. Daher wurden die Berechnungen für  $t_o = 125$  mm sowohl mit als auch ohne Zulagebewehrung durchgeführt. Die rechnerischen Traglasten zeigen für den Fall *ohne* Zulagebewehrung gegenüber dem Referenzfall mit  $t_e = 175$  mm und  $h_{sc} = 300$  mm sowohl bei einer Erhöhung der Einbindetiefe  $t_e$  und gleichzeitiger Erhöhung der Betongurtdicke  $h_{sc}$  als auch bei einer Vergrößerung der Einbindetiefe  $t_e$  und gleichzeitiger Verringerung des Betonüberstands  $t_o$  mit zunehmender Einbindetiefe  $t_e$  eine Vergrößerung der Traglast, siehe Tabelle 6.38. Lediglich bei einer größeren Betondruckfestigkeit und einem Betonüberstand  $t_o$  von 75 mm werden die Referenzwerte bei  $t_e = 175$  mm nicht ganz erreicht. Für den Fall *mit* Zulagebewehrung ist dagegen bei einer Einbindetiefe von 225 mm gegenüber  $t_e = 175$  mm mit zunehmender Betonfestigkeit sogar eine Verringerung der Tragfähigkeit festzustellen. Mit zunehmender Einbindetiefe  $t_e$  vergrößert sich auch der effektive Randabstand  $a_r'$ . Damit steht dem Kopfbolzen ein geringerer Hebelarm zur Aufnahme einer Zugkraft zur Verfügung. Dies erklärt, warum eine größere Einbindetiefe nicht zwangsläufig auch eine größere Querbiegetragfähigkeit liefert. Der Grund weshalb dieser Effekt bei den Körpern mit Zulagebewehrung deutlicher ausfällt als bei den Körpern ohne Zulagebewehrung kann auf die tendenziell größere Beanspruchbarkeit für den Fall mit Zulagebewehrung  $a_{sa}$  zurückgeführt werden. Bei  $t_e = 275$  mm ist wieder ein Angleichen der Beanspruchbarkeit an die Rechenergebnisse von  $t_e = 175$  mm feststellbar. Bei der kleinsten untersuchten Einbindetiefe  $t_e$  mit 125 mm ist bei allen Berechnungen gegenüber den Referenzwerten bei 175 mm eine prozentuell ähnlich reduzierte Tragfähigkeit vorhanden.

Tabelle 6.38: Rechnerische Querbiegetragfähigkeit M- [kNm/m] für die Abmessungsparameter

Betongurtdicke $h_{sc}$ [mm]	400		350		300		300		350		300	
Betonüberstand $t_o$ [mm]	125		125		125		175		75		75	
<b>Einbindetiefe <math>t_e</math> [mm]</b>	<b>275</b>		<b>225</b>		<b>175</b>		<b>125</b>		<b>275</b>		<b>225</b>	
Betonfestigkeit $f_c$ [MPa]	Zulage		Zulage		Zulage		Zulage		Zulage		Zulage	
	ja	nein	ja	nein	ja	nein	ja	nein	nein	nein	nein	nein
24	148,1	136,3	139,0	129,1	146,0	104,6	94,6	<sup>1)</sup>	153,7		127,3	
28	153,2	136,6	144,9	136,9	155,5	121,7	104,3	<sup>1)</sup>	155,2		135,1	
38	176,3	168,1	147,3	142,9	189,8	130,9	120,8	78,4	164,4		143,1	
48	189,1	180,0	157,7	150,6	189,9	146,1	131,8	<sup>1)</sup>	156,9		137,1	
58	186,8	161,5	163,8	151,6	214,8	152,7	142,1	<sup>1)</sup>	162,1		140,7	

<sup>1)</sup> nicht berechnet

Zur weiteren Verdeutlichung sind für  $t_o = 125$  und 175 mm auf die Einbindetiefe  $t_e = 175$  mm bezogene Tragfähigkeiten für das Querbiegemoment M- in Bild 6.214 dargestellt.

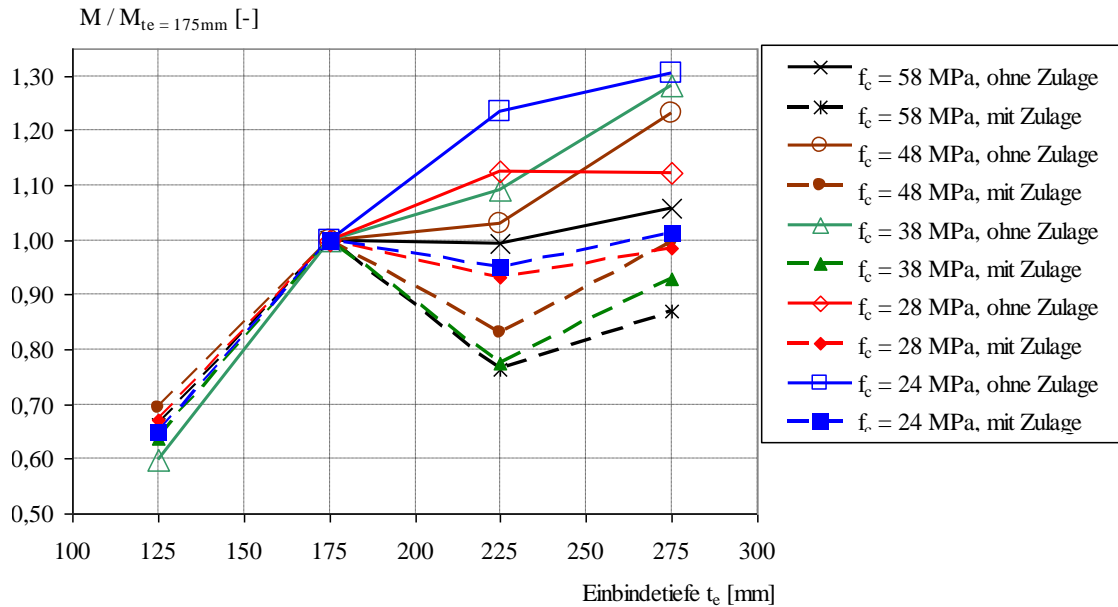


Bild 6.214: Einfluss der Einbindetiefe  $t_e$  bei einem Betonüberstand  $t_o = 125$  mm auf die Biegetragfähigkeit  $M$ -

Auf der sicheren Seite kann daher für den Fall *ohne Zulagebewehrung* bei einem Betonüberstand  $t_o$  von 125 mm bei Einbindetiefen größer als 175 mm die Tragfähigkeit bei einer Einbindetiefe  $t_e = 175$  zur Dimensionierung herangezogen werden. Bei einem Betonüberstand  $t_o = 75$  mm und einer Einbindetiefe  $t_e = 225$  mm sind für die Betonfestigkeiten  $f_c = 48$  und 58 MPa die Abweichungen so gering, dass auch für diesen Fall die Beanspruchbarkeit bei  $t_e = 175$  mm vertretbar herangezogen werden kann. Dadurch, dass der gänzliche Verzicht auf eine Zulagebewehrung zu einer nennenswerten Tragfähigkeitsreduktion gegenüber dem Ausgangswert von  $8,7 \text{ cm}^2/\text{m}$ , siehe Bild 6.212 führt, würde dieses Vorgehen weit auf der sicheren Seite liegen. Um diesen Effekt auszugleichen, kann die Tragfähigkeit für die Einbindetiefen  $t_e$  von 225 und 275 mm und den Fall ohne Zulagebewehrung mit dem Faktor  $k_{t_e,0} = 1,4$  multipliziert werden.

Da die Tragfähigkeiten bei einer größeren Einbindetiefe  $t_e$  als 175 mm und *mit Zulagebewehrung* den Wert bei  $t_e = 175$  nicht erreichen, würde für diesen Fall eine solche Annahme nicht die sichere Seite darstellen. In Bild 6.214 ist auch der Einfluss der Betonfestigkeit zu erkennen. Bei einer größeren Einbindetiefe fällt der Traglastabfall bei einer größeren Betonfestigkeit höher als bei einer geringeren Betonfestigkeit aus. Es liegt daher nahe einen empirischen Faktor  $k_h$  in Abhängigkeit der Betonfestigkeit  $f_c$  für größere Einbindetiefen als 175 mm zu wählen. Für die Einbindetiefen  $t_e = 225$  und 275 mm stellen die folgenden Gleichungen eine akzeptable Näherung dar.

$$k_h(t_e = 275 \text{ mm}) = 1,12 - 0,0045 \cdot f_c \quad (6-16a)$$

$$k_h(t_e = 225 \text{ mm}) = 1,10 - 0,0060 \cdot f_c \quad (6-16b)$$

Für eine Einbindetiefe  $t_e$  von 125 mm ist diese Abhängigkeit von der Betonfestigkeit und für die beiden Fälle mit bzw. ohne Zulagebewehrung nicht zu erkennen. Hier liefert der folgende konstante Vorfaktor zutreffende Ergebnisse:

$$k_h(t_e = 125 \text{ mm}) = 0,65 \quad (6-16c)$$

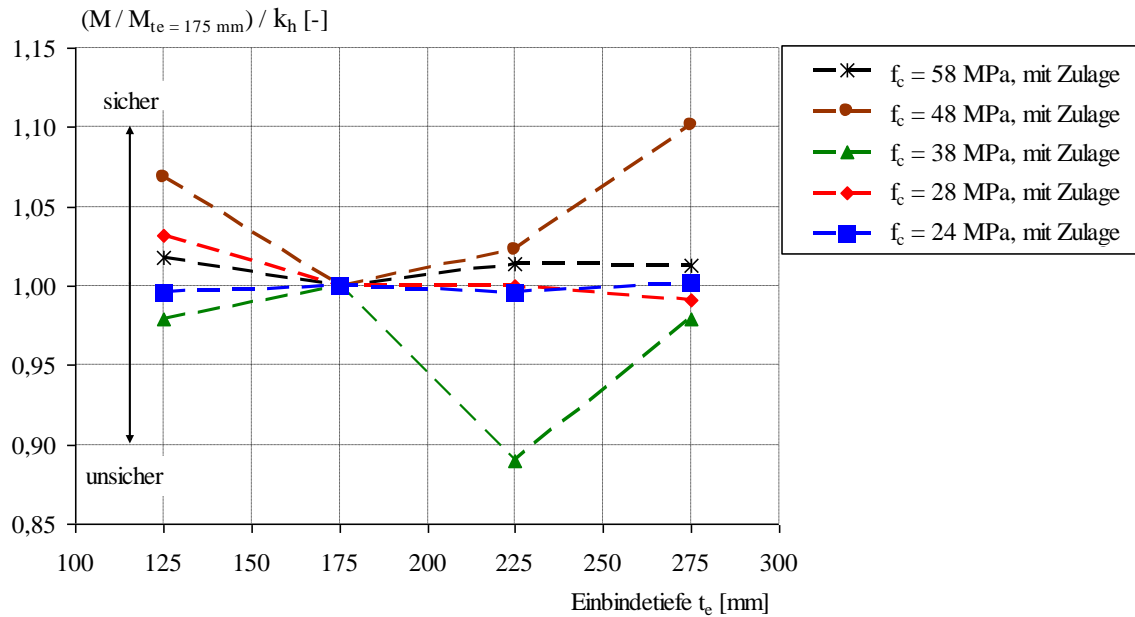


Bild 6.215: Mit dem Beiwert  $k_h$  angepasste Biegetragfähigkeiten  $M$ - aus Bild 6.214

Die mit diesem Beiwert angepassten Rechenergebnisse aus Bild 6.214 sind in Bild 6.215 ausgewiesen. Im Idealfall ergibt sich durch die Anpassung mit dem Beiwert  $k_h$  der Wert 1,0. Lediglich bei einer Betondruckfestigkeit  $f_c$  von 38 MPa und einer Einbindetiefe  $t_e$  von 225 mm zeigt sich eine davon nennenswerte Abweichung auf der unsicheren Seite.

Es ist zu beachten, dass sich die Tragfähigkeit der Referenzberechnungen bei einer Festigkeit  $f_c$  von 38 und 48 MPa nur geringfügig unterscheiden. Die berechnete Momentenragfähigkeit bei  $f_c = 38$  MPa ist im Vergleich zu den übrigen Rechenergebnissen etwas zu groß und bei  $f_c = 48$  MPa zu klein. Im Hinblick darauf, dass die Referenzwerte nicht ganz stimmig sind, zeigt sich in Bild 6.215 eine gute Näherung für den Einfluss der Einbindetiefe  $t_e$ .

Insgesamt betrachtet ist der Einfluss der in diesem Abschnitt abgehandelten geometrischen Parameter sehr komplex und der ermittelte Beiwert  $k_h$  hat ausschließlich auf die hier berücksichtigten geometrischen Verhältnisse Gültigkeit. Bei sehr geringen Einbindetiefen  $t_e < 125$  mm ist ein Betonausbruch an der Verbundfugenunterseite zu erwarten und damit eine abnehmende Beanspruchbarkeit. Außerdem spielt für die Tragfähigkeit bei diesen Parametern der Einfluss der zur Verfügung stehenden Hebelarme im Betongurt eine Rolle, so dass Varianten mit gleich bleibendem effektiven Randabstand  $a_r'$  und gleichzeitig größer werdender Einbindetiefe  $t_e$  tendenziell größere Beanspruchbarkeiten erwarten lassen. Für die Erweiterung auf einen größeren Gültigkeitsbereich sind daher weitere, ausführlichere Betrachtungen erforderlich.

### Einfluss des Faltungswinkels $\alpha$

Im Unterschied zu den Untersuchungen zur Längsschubtragfähigkeit wurde im mittleren Faltungsbereich zusätzlich der Faltungswinkel  $37,5^\circ$  ausgewertet. Die Gesamtheit der betrachteten Faltungswinkel ist in Bild 6.216 dargestellt.



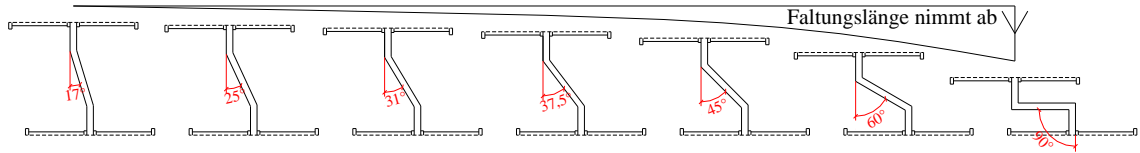


Bild 6.216: Untersuchte Varianten für den Parameter Faltungswinkel  $\alpha$

Durch die in Abhängigkeit der untersuchten Faltungswinkel  $\alpha$  unterschiedlichen Periodenlängen  $P$  unterscheiden sich die Auswertungen der Biegetragfähigkeit mit dem Bezugswert je Körper oder je Meter Verbundfuge. Bezieht man die Tragfähigkeit auf einen Körper, dann ist mit zunehmendem Faltungswinkel  $\alpha$  nur eine moderate Zunahme der Biegetragfähigkeit  $M$ - auszumachen, siehe Bild 6.217. Beim Bezug auf einen Meter Verbundfuge ist dagegen mit zunehmendem Faltungswinkel  $\alpha$  eine deutliche Vergrößerung der Biegetragfähigkeit  $M$ - vorhanden, siehe Bild 6.218.

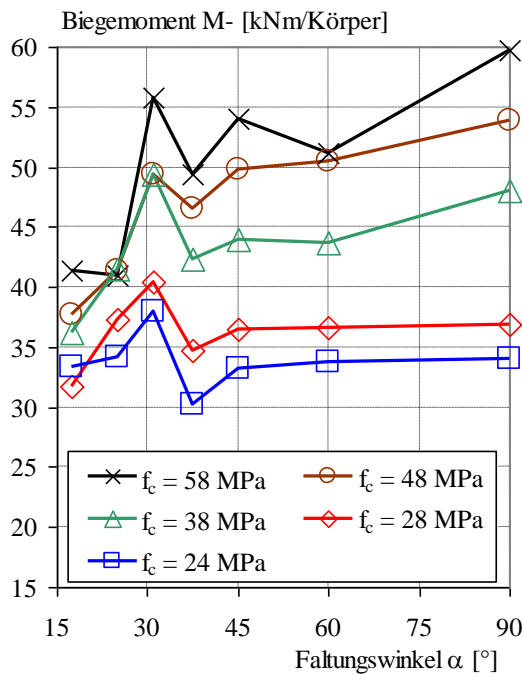


Bild 6.217: Biegetragfähigkeit  $M$ - der Verbundfuge *eines Körpers* in Abhängigkeit des Faltungswinkels  $\alpha$

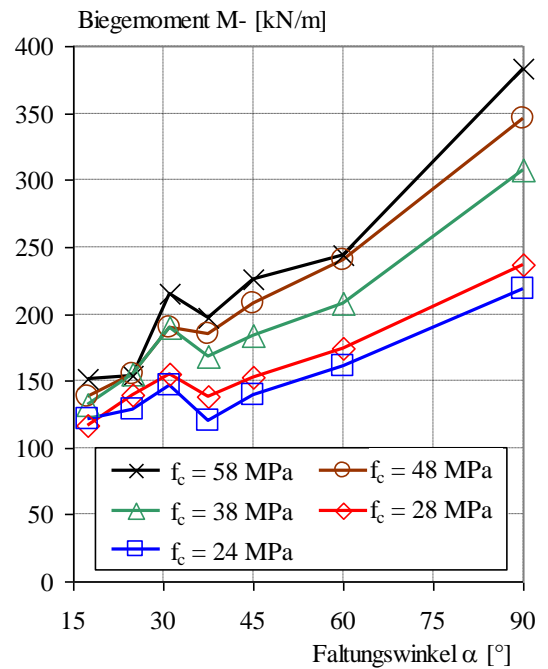


Bild 6.218: Biegetragfähigkeit  $M$ - der Verbundfuge *je Meter Verbundfuge* in Abhängigkeit des Faltungswinkels  $\alpha$

Für die beabsichtigte Bemessungsgleichung wird für die Normierung der Bezug auf einen Meter Verbundfuge durchgeführt. Eine gute Näherung des Mittelwerts für die Rechenergebnisse abweichend von einem Faltungswinkel von  $31^\circ$  wird durch eine Polynomfunktion zweiten Grades abgebildet, siehe Bild 6.219. Bei einem Faltungswinkel von  $31^\circ$  liefert diese Gleichung zu konservative Beanspruchbarkeiten. Deshalb kann, unabhängig von dieser Näherungsgleichung, der Beiwert für den Einfluss des Faltungswinkels bei  $31^\circ$  zu 1,0 angenommen werden.

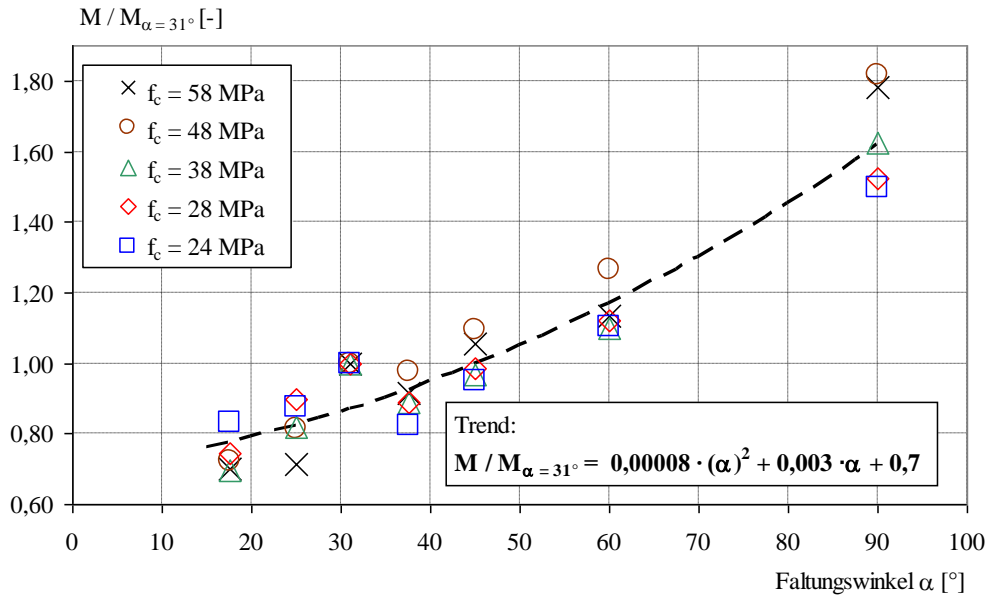


Bild 6.219: Einfluss des Faltungswinkels  $\alpha$  auf die Querbiegetragfähigkeit  $M$ - (bezogen auf die projizierte Verbundfugenlänge)

**Einfluss der Abschnittslänge  $a_1$**

Durch den Geometrieinfluss dieses Parameters unterscheidet sich die Auswertung wie bei der Untersuchung zur Längsschubtragfähigkeit in Abhängigkeit, ob die Tragfähigkeit pro Körper bzw. je Meter Verbundfuge durchgeführt wurde, qualitativ und quantitativ, siehe Bild 6.220 und Bild 6.221. Die Auswertungen für die Bewehrung wurden auf Basis der Bewehrungsmenge je Meter durchgeführt. Um den gleichen Bewehrungsgrad zu erreichen, wurde für diese Auswertung der Bewehrungsdurchmesser angepasst.

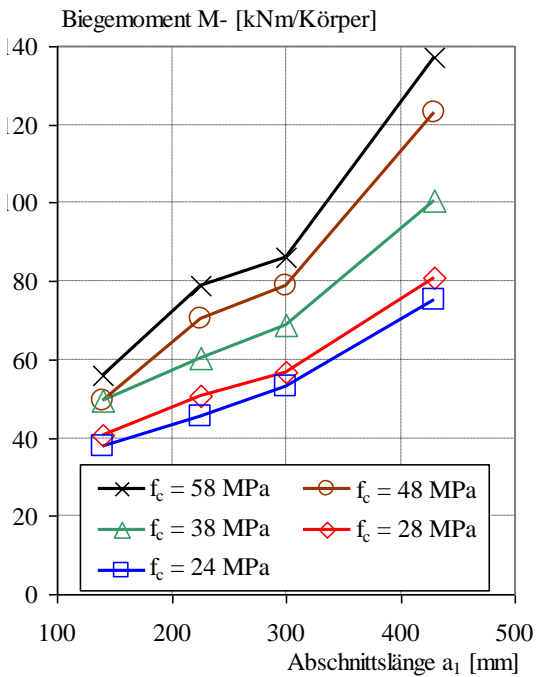


Bild 6.220: Biegetragfähigkeit  $M$ - der Verbundfuge *eines Körpers* in Abhängigkeit der Abschnittslänge  $a_1$

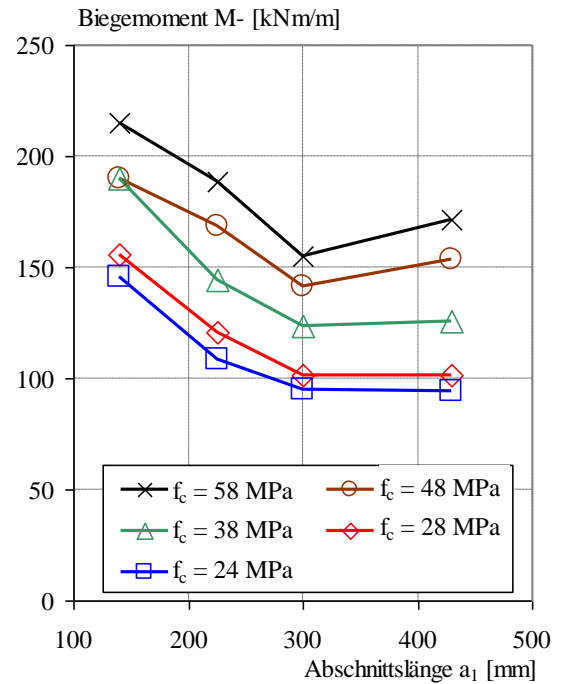


Bild 6.221: Biegetragfähigkeit  $M$ - der Verbundfuge *je Meter Verbundfuge* in Abhängigkeit der Abschnittslänge  $a_1$

Ein Ansatz der Form  $a \cdot (a_1)^b$  liefert für die untersuchten Abschnittslängen  $a_1$  von 140, 225 und 300 mm eine zufriedenstellende Übereinstimmung zwischen Ansatz und Rechenergebnis. Für die größte untersuchte Abschnittslänge liefert der Exponent  $(a_1)^{-0,45}$  konservative Werte. Andere, für 430 mm zutreffende Exponenten liefern dagegen für die anderen Abschnittslängen zu günstige Tragfähigkeiten. Diese Unstimmigkeit könnte zugunsten einer noch besseren Übereinstimmung durch die Begrenzung des Abminderungsfaktors auf den Wert bei  $a_1 = 300$  mm begrenzt werden. Auf der sicheren Seite wird aber an dieser Stelle darauf verzichtet, siehe Bild 6.222.

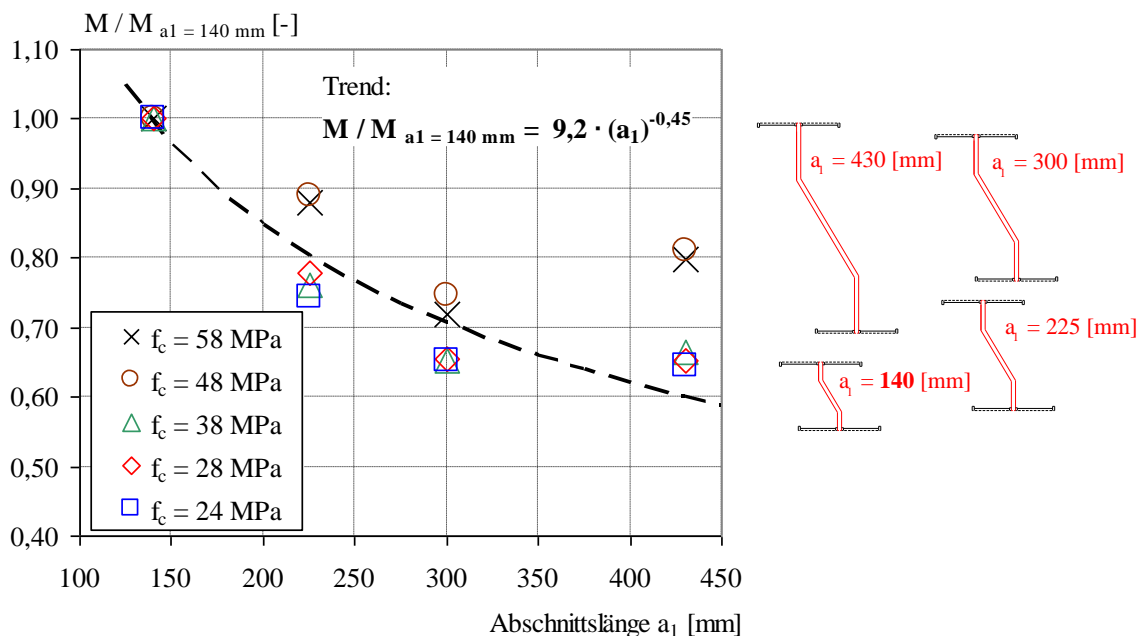
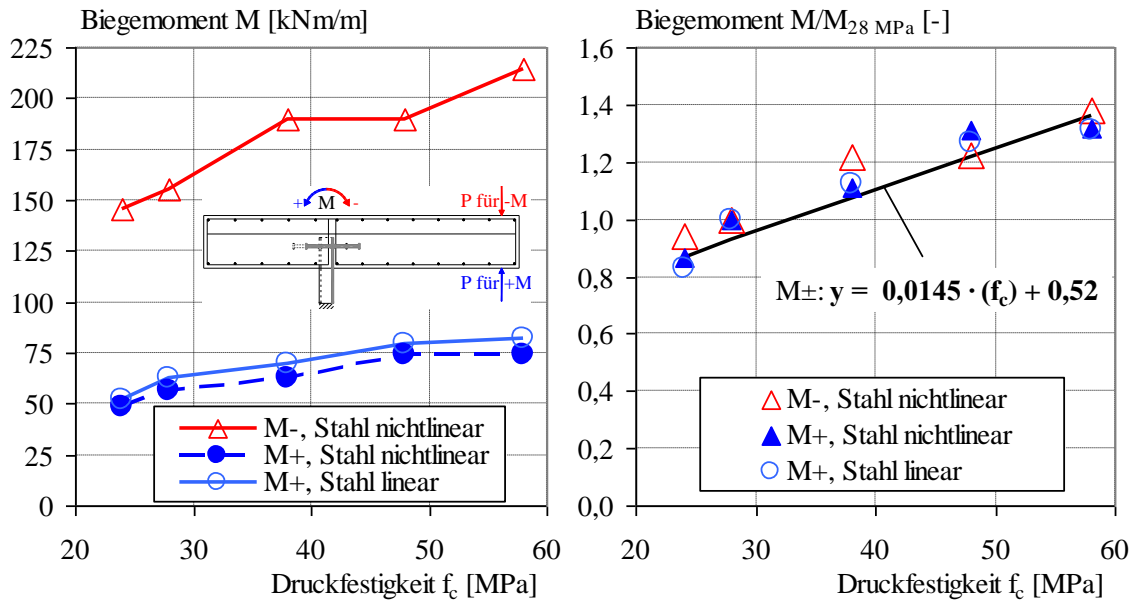


Bild 6.222: Einfluss der Abschnittslänge  $a_1$  auf die Querbiegetragfähigkeit  $M$ - (bezogen auf die projizierte Verbundfugenlänge)

**Betrachtungen zur Tragfähigkeit und zum Tragverhalten bei einem positiven Biegemoment**

Unterschiede in der Beanspruchbarkeit durch die Richtung des Biegemoments sind von vorneherein zu erwarten, siehe Bild 6.157. Für den Standardkörper KBD-Q3 wurden für ein öffnendes Moment  $M+$  zusätzliche Berechnungen bei unterschiedlichen Betonfestigkeiten durchgeführt. Bei der Auswertung hat sich gezeigt, dass die Tragfähigkeit unter Berücksichtigung eines elastisch – plastischen Materialverhaltens der Kopfbolzen durch ein Zugversagen der Kopfbolzen begrenzt wird. Daher wurden zusätzliche Berechnungen mit einem rein elastischen Materialgesetz für die Kopfbolzen und das Stegblech gemacht. Das Bild 6.223 a) verdeutlicht, dass ein öffnendes Biegemoment  $M+$  eine geringere Tragfähigkeit liefert als ein schließendes Biegemoment  $M-$ . Außerdem liefert das rein elastische Materialverhalten gegenüber dem elastisch-plastischen Ansatz für  $M+$  eine etwas größere Tragfähigkeit. Der Einfluss der Betonfestigkeit  $f_c$  kann dabei in guter Näherung für alle drei Varianten durch eine Gerade abgebildet werden, siehe Bild 6.223 b).



a) Einfluss der Beanspruchungsrichtung

b) Tragfähigkeit bezogen auf  $f_c = 28 \text{ MPa}$

Bild 6.223: Einfluss der Richtung des Biegemoments M

Anhand der Dehnungen in x-Richtung kann die Lastabtragung nachvollzogen werden, siehe Bild 6.224. Der Beton zeigt unterhalb der Bolzenköpfe Druckzonen und die Kopfbolzen selbst weisen ausgeprägte Zugdehnungen auf. Die Bolzenköpfe verankern die daraus resultierenden Zugkräfte im Betongurt. Die Dehnungen im Betongurt ober- und unterhalb der Bolzenköpfe sind so groß, dass hier Risse im Beton entstehen. Dadurch ist insbesondere auf der lastzugewandten Seite mit einem Betonausbruch unterhalb der Kopfbolzen zu rechnen. An der Oberseite des Betongurts bildet sich eine Druckzone aus.

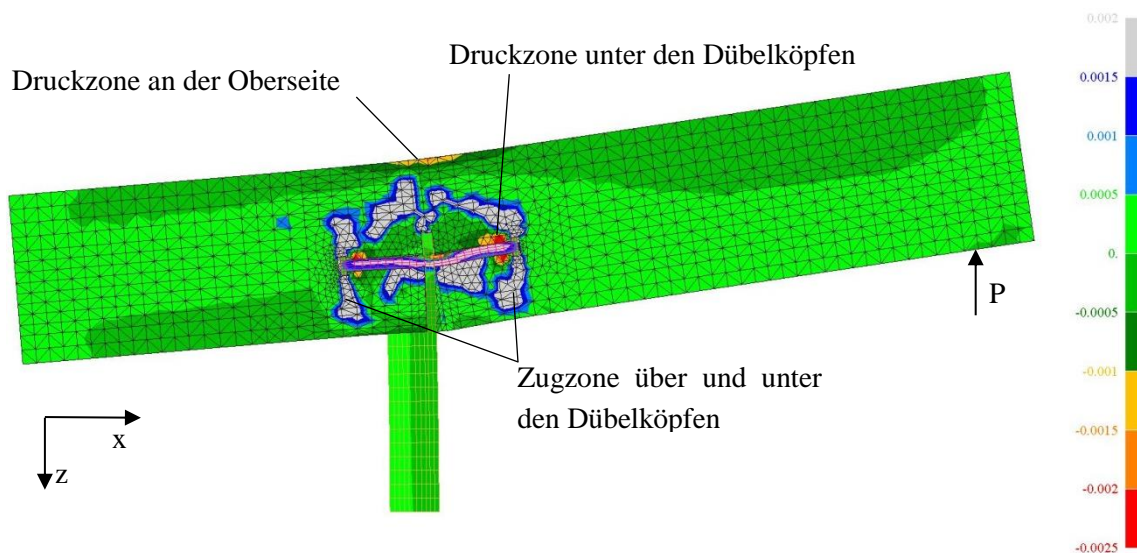


Bild 6.224: Verformungen (5-fach überhöht) und Dehnungen  $\epsilon_x$  bei einem öffnenden Querbiegemoment  $M_+$  bei der Traglast

### 6.5.3.5 Ergebnisse der Finite-Elemente Untersuchungen

Die zahlreichen Finite-Elemente Berechnungen haben einen unterschiedlich starken Einfluss der betrachteten Parameter aufgezeigt, siehe Tabelle 6.39.

Tabelle 6.39: Bedeutung der untersuchten Parameter bei einer Querbiegebeanspruchung M-

großem	Parameter mit		vernachlässigbarem
	Einfluss		
	mittlerem	kleinem	
Zulagebewehrung $a_{sa}$ <i>ohne</i> Kopfbolzen	Reibung $\mu$	Zulagebewehrung $a_{sa}$ <i>mit</i> Kopfbolzen <sup>2)</sup>	Stegblechdicke $t_w$
Betondruckfestigkeit $f_c$	Einbindetiefe $t_e$		Festigkeit $f_y$ des Stegblechs
Abschnittslänge $a_1$			Bügelbewehrung $a_{sw}$ <sup>1)</sup>
Faltungswinkel $\alpha$			Längsbewehrung $a_{sl}$ <sup>3)</sup>

<sup>1)</sup> Grundbewehrung erforderlich

<sup>2)</sup> Grundbewehrung sinnvoll

<sup>3)</sup> Randeinfassung am Anfang und Ende der Verbundfuge notwendig

Es hat sich gezeigt, dass sowohl die *Stegblechdicke*  $t_w$ , als auch die *Festigkeit*  $f_y$  des Stegblechs für die Tragfähigkeit der Verbundfuge nicht relevant ist. Die Beanspruchung des Stegblechs innerhalb der Verbundfuge ist kleiner als außerhalb der Verbundfuge. Es genügt daher, das Stegblech konventionell für die maximale Beanspruchung außerhalb der Verbundfuge nachzuweisen. Nach den Finite-Elemente Berechnungen lässt sich ab dem Vorhandensein einer Grundbewehrung keine Steigerung der Beanspruchbarkeit bei zunehmender Bügelbewehrung  $a_{sw}$  beobachten. Es ist daher sinnvoll, diese Mindestbewehrung separat zu ermitteln. Der Parameter *Längsbewehrung*  $a_{sl}$  zeigt im Bereich der Verbundfuge ebenfalls keinen Einfluss auf die Beanspruchbarkeit. Allerdings ist es sinnvoll, am Anfang und Ende der Verbundfuge Längsbewehrung einzulegen, siehe Bild 6.208. Für die Bemessung der Verbundfuge selbst können diese genannten Parameter unberücksichtigt bleiben.

Die *Zulagebewehrung*  $a_{sa}$  hat für die Fälle mit bzw. ohne Kopfbolzen einen unterschiedlichen Einfluss auf die Tragfähigkeit. Dies kann darauf zurückgeführt werden, dass die Kopfbolzen einen Teil der Wirkung der Zulagebewehrung übernehmen. Die Wirkung der Zulagebewehrung muss daher für die beiden Fälle durch einen Beiwert in unterschiedlicher Größenordnung berücksichtigt werden. Es besteht eine Abhängigkeit zwischen den geometrischen Parametern *effektiver Randabstand*  $a_r'$ , *Betonüberstand*  $t_o$ , *Einbindetiefe*  $t_e$  und *Betongurtdicke*  $h_{cf}$ . Bei der Auswertung der Finite-Elemente Berechnungen zeigt sich, dass es sinnvoll ist, die Einbindetiefe  $t_e$  für den Bemessungsansatz zu verwenden. Der Einfluss der Parameter *Betonfestigkeit*  $f_c$ , *Reibung*  $\mu$ , *Abschnittslänge*  $a_1$  und *Faltungswinkel*  $\alpha$  ist so groß, dass sie für die Bemessungsgleichung nicht außer Acht gelassen werden können.

## 6.5.4 Ergebnisse der Untersuchungen zur Querbiegetragfähigkeit

### 6.5.4.1 Allgemeines

Die Lastabtragung für ein positives bzw. negatives Biegemoment unterscheidet sich. Diese Ausführung befasst sich ausführlich mit einem negativen Biegemoment. Die folgenden Ergebnisse beziehen sich daher weitestgehend auf die Beanspruchung durch ein negatives Biegemoment M-. Ergänzend dazu wurde für ein positives Biegemoment das Tragverhalten anhand von zehn Finite-Elemente Berechnungen nachvollzogen.

Die durchgeführten Versuche und die Finite-Elemente Berechnungen erlauben die Herleitung einer Bemessungsgleichung für die Querbiegebeanspruchung  $M_-$ .

#### 6.5.4.2 Tragverhalten

Das Tragverhalten ist für die Querbiegebeanspruchung  $M_-$  gekennzeichnet durch die Einspannung des Betongurts in das trapezförmig gekantete Stegblech. Der Betongurt lehnt sich durch die Beanspruchung  $M_-$  an der lastzugewandten Seite an der Unterseite des Betongurts an das Stegblech und an der lastabgewandten Seite am oberen Ende des Stegblechs an. Auf den jeweils gegenüberliegenden Seiten kommt es zu einer Ablösung des Stahlbetongurts vom Stahlsteg. Während die Oberseite des Betongurts auf der lastzugewandten Seite eine Zugbeanspruchung erfährt, kommt es direkt über dem Stegblech zu einer Umkehr der Beanspruchung von einer Zug- in eine Druckbeanspruchung. Sowohl die Kopfbolzen als auch eine Zulagebewehrung behindern ein Aufbiegen des Gurts. Das vorgefundene Last-Verformungsverhalten kann als sehr duktil eingestuft werden.

#### 6.5.4.3 Tragfähigkeit

Die durchgeführten Versuche und die zahlreichen Finite-Elemente Berechnungen erlauben die Einflüsse der unterschiedlichen Parameter auf die Tragfähigkeit zu quantifizieren. Anhand eines Stabwerkmodells kann die erforderliche Bügelbewehrung im Bereich der Verbundfuge bestimmt werden. Die statistische Auswertung der Versuche und der Finite-Elemente Berechnungen erlauben schließlich die Herleitung eines Bemessungsvorschlags für eine negative Momentenbeanspruchung  $M_-$ .

#### Anpassung des Stabwerkmodells von Röhms

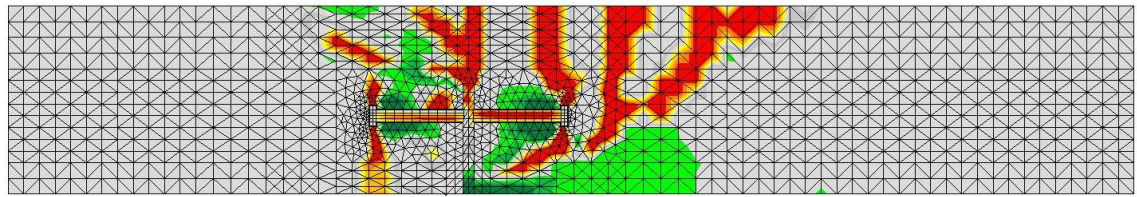
Von Röhms<sup>356</sup> wurde ein Stabwerkmodell für die Querbiegebeanspruchung bei den Referenzkörpern ohne zusätzliche Verbindungsmittel und für die Körper mit zusätzlichen Betondübeln hergeleitet. Im Folgenden wird dieses Modell für den hier untersuchten Fall der Kopfbolzen als zusätzliches Verbundmittel angepasst. Damit soll vor allem die noch offene Frage der erforderlichen Bügelbewehrung beantwortet werden.

In Bild 6.225 a) und b) sind die Dehnungen von Körper KBD-Q3 bei der Traglast abgebildet. Daraus, sowie aus den Messungen und dem Tragverhalten der Körper bei den durchgeführten Versuchen lässt sich das Stabwerkmodell in Teilbild c) herleiten.

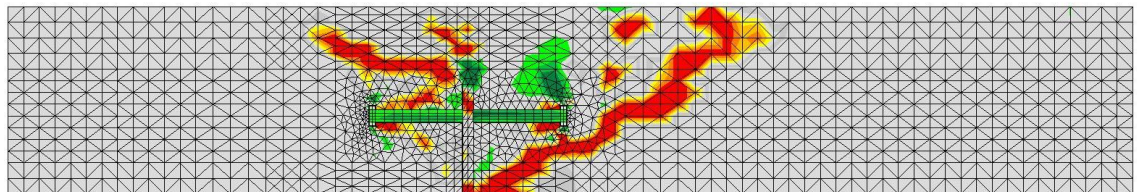
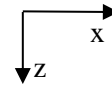
In Teilbild c) sind die Beanspruchungen der Zug- bzw. Druckstreben als Faktoren zur einwirkenden Kraft  $V$  dargestellt. In den Versuchen war die Querkraft [kN] durch den Hebelarm von 1,0 m gleich groß wie das einwirkende Moment [kNm]. In der Praxis ist die Abhängigkeit von Querkraft und Biegemoment nicht vorhanden. Zur Bestimmung der Beanspruchung von Druck- und Zugstreben allein aus dem Biegemoment  $M_-$  wurde daher dicht am Steg die einwirkende Kraft  $V$  zusätzlich mit einem negativem Vorzeichen berücksichtigt, siehe Bild 6.225 c).

---

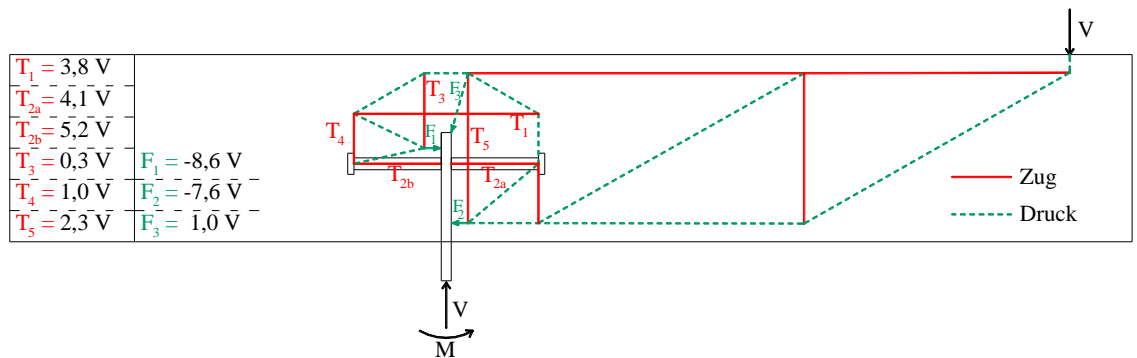
<sup>356</sup> Vgl. Röhms, J. (2009), Abschnitte 3.3.2 und 5.2.2



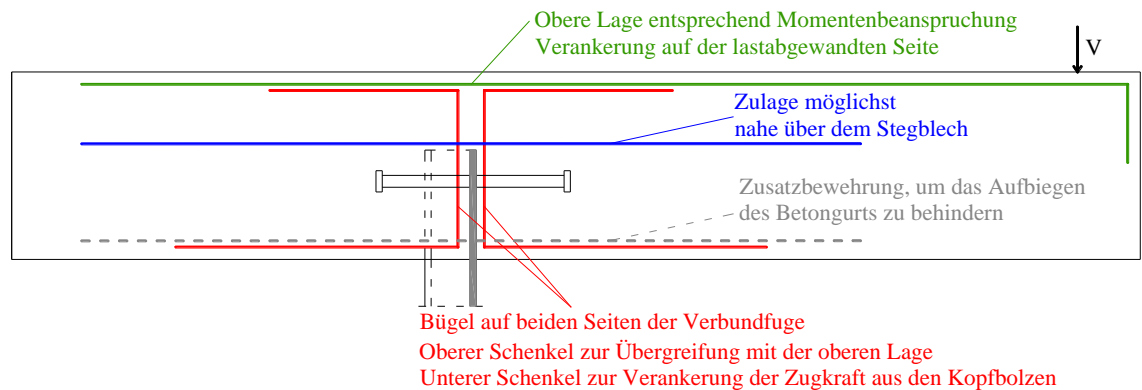
a) Dehnungen  $\epsilon_x$  (rot = Zug; grün = Druck)



b) Dehnungen  $\epsilon_z$  (rot = Zug; grün = Druck)



c) Stabwerkmodell



d) Sinnvolle Anordnung der Bewehrung

Bild 6.225: Anhand der Dehnungen  $\epsilon_x$  und  $\epsilon_z$  hergeleitetes Stabwerkmodell und sinnvolle Bewehrungsanordnung für die Querbiegebeanspruchung  $M$ -

Die Beanspruchung der Zulagebewehrung über dem Stegblech ist deutlich höher als die Beanspruchung der Bügelbewehrung. Da die Versuchskörper den gleichen Bewehrungsgrad für die Zulage als auch für die Bügelbewehrung aufweisen, wird deutlich, warum es weder in den Versuchen noch bei den Finite-Elemente Berechnungen zu einer Überbeanspruchung der Bügelbewehrung gekommen ist. Je nach Lage der Streben, gewählter Strebenneigung, Einbindetiefe des Stegblechs  $t_c$  und Betongurtdicke  $h_{cf}$  variieren die Beanspruchungen der Zugstreben  $T$  und

Druckstreben F. Die Auswertung der Beanspruchungen bei unterschiedlichen Abmessungen zeigt jedoch, dass die in Teilbild c) angegebenen faktorisierten Beanspruchungen für einen großen Abmessungsbereich in dieser Größenordnung Gültigkeit haben.

Die Dimensionierung der Bügelbewehrung, die im Bereich der Zugstrebe  $T_5$  angeordnet wird, kann daher entsprechend Gleichung (6-17) erfolgen. Statt dem Faktor 2,3 entsprechend Bild 6.225 c) wurde in Gleichung (6-17) auf der sicheren Seite der Wert 2,5 herangezogen.

$$T_5 = V + 2,5 \cdot |(M-)| \quad [\text{kN/m}] \quad (6-17)$$

M- Einwirkendes negatives Biegemoment [kNm/m]

V Querkraft [kN/m]

Das Stabwerkmodell legt dar, dass die Bügelbewehrung  $T_3$  und  $T_4$  auf der lastabgewandten Seite wesentlich geringer beansprucht wird als die Bügelbewehrung  $T_5$  auf der lastzugewandten Seite. Entsprechend den Messungen der Versuchskörper zeigt auch das Stabwerkmodell eine hohe Zugbeanspruchung der Kopfbolzen. Die Einleitung der Querkraft kann entweder über die Schneidenlagerung des Stegblechs, siehe Druckstrebe  $F_3$  und/oder über die Kopfbolzen erfolgen.

Eine sinnvolle Bewehrung für die Querbiegebeanspruchung M- ist in Teilbild d) gezeigt. Die obere Lage kann für das Biegemoment am Anschnitt zur Verbundfuge dimensioniert werden. Der obere horizontale Schenkel der erforderlichen Bügelbewehrung entsprechend Gleichung (6-17) sollte mit der oberen Lage übergreifen. Der untere horizontale Schenkel kann zur Verankerung der Zugkraft der Kopfbolzen herangezogen werden. Für einen möglichst günstigen Hebelarm sollte die Zulagebewehrung möglichst nahe über dem Stegblech, jedoch unter Beachtung von Korrosionsschutzaspekten angeordnet werden. Auf die notwendige Verankerungslänge ist dabei zu achten. Die Untersuchungen haben gezeigt, dass Maßnahmen, die ein Aufbiegen des Betongurts behindern, traglaststeigernd wirken. Daher sind bei einer Zusatzbewehrung in der unteren Lage, die das Stegblech durchdringt, positive Effekte zu erwarten. Um dies zu quantifizieren, sind jedoch weitergehende Untersuchungen notwendig.

### Herleitung eines Bemessungsvorschlags für die Querbiegebeanspruchbarkeit M-

Mit Hilfe der zahlreichen Finite-Elemente Berechnungen lässt sich unter Einbeziehung der Versuchsergebnisse und des Stabwerkmodells folgender Ansatz der mittleren Tragfähigkeit bei einer Beanspruchung durch ein negatives Querbiegemoment formulieren.

$$P_{t,M-} = B \cdot k_{\alpha} \cdot k_{\mu} \cdot k_{te} \cdot (f_c)^a \cdot (a_1)^{-0,45} \cdot (b + a_{sa})^c \quad [\text{kNm/m}] \quad (6-18)$$

B Beiwert zur Anpassung an die Versuchs- und Rechenergebnisse

für Referenzkörper ohne Kopfbolzen:  $B_{\text{Ref}} = 103$

für Körper mit Kopfbolzen:  $B_{\text{KBD}} = 313$

$f_c$  Zylinderdruckfestigkeit des Betons [MPa];  $24 \text{ MPa} \leq f_c \leq 58 \text{ MPa}$

a Exponent für den Einfluss der Betonfestigkeit:

für Referenzkörper ohne Kopfbolzen:  $a = 0,25$

für Körper mit Kopfbolzen:  $a = 0,40$

b Beiwert zum Einfluss der Zulagebewehrung:

für Referenzkörper ohne Kopfbolzen:  $b = 0,50$

für Körper mit Kopfbolzen:  $b = 0,10$

$a_{sa}$  Zulagebewehrung [ $\text{cm}^2/\text{m}$ ]



- c Exponent für den Einfluss der Zulagebewehrung:  
für Referenzkörper ohne Kopfbolzen:  $c = 0,55$   
für Körper mit Kopfbolzen:  $c = 0,10$
- $k_\alpha$  Beiwert für den Faltungswinkel:  
 $17^\circ < \alpha \leq 90^\circ$ :  $k_\alpha = 0,00008 \cdot (\alpha)^2 + 0,003 \cdot \alpha + 0,7$   
Für  $\alpha = 31^\circ$ :  $k_\alpha = 1,0$
- $k_\mu$  Beiwert für die Reibung:  
 $0 \leq \mu_k < 0,4$ :  $k_\mu = 0,57 (\mu)^{0,7} + 0,7$   
 $0,4 \leq \mu_k \leq 1,0$ :  $k_\mu = 1$
- $k_{t_e}$  Beiwert zum Einfluss der Einbindetiefe:  $125 \text{ mm} \leq t_e \leq 275 \text{ mm}$   
 $t_e = 125 \text{ mm}$ :  $k_{t_e} = 0,65$   
 $t_e = 175 \text{ mm}$ :  $k_{t_e} = 1,00$   
 $t_e = 225 \text{ mm}$ :  $k_{t_e} = 1,12 - 0,0045f_c$ , ohne Zulage: Zusätzlich Faktor  $k_{t_e,0} = 1,4$   
 $t_e = 275 \text{ mm}$ :  $k_{t_e} = 1,10 - 0,0060f_c$ , ohne Zulage: Zusätzlich Faktor  $k_{t_e,0} = 1,4$   
Zwischenwerte können linear interpoliert werden
- $a_1$  Abschnittslänge [mm],  $140 < a_1 < 430 \text{ mm}$

Sonstige Randbedingungen:

Bolzenanordnung: Entsprechend den Versuchen Anordnung KBD2, siehe Bild 6.145

$h_{cf}$  Betongurtdicke  $30 \text{ cm} \leq h_{cf} \leq 40 \text{ cm}$

$a_r'$  effektiver Randabstand, an die Einbindetiefe  $t_e$  gekoppelt:  $a_r' = t_e - 50 \text{ mm}$

d Bolzendurchmesser  $\geq 19 \text{ mm}$

$h_{sc}$  Bolzenlänge  $\geq 150 \text{ mm}$

$f_y$  Streckgrenze des Stegblechs  $\geq 235 \text{ MPa}$

$t_w$  Dicke des Stegblechs: Die Dimensionierung der Stegblechdicke muss entsprechend dem einwirkenden Biegemoment  $M$ - am Anschnitt zum Betongurt für den reinen Stahlquerschnitt erfolgen.

$a_{sw}$  Bügelbewehrung [ $\text{cm}^2/\text{m}$ ]; Dimensionierung nach Gleichung (6-17)

$a_{sl}$  Längsbewehrung; Einfassbewehrung am Anfang und Ende der Verbundfuge vorsehen

$a_1$  Abschnittslänge  $a_1 = \text{Abschnittslänge } a_2$

Die geometrischen Parameter können Bild 6.226 entnommen werden.

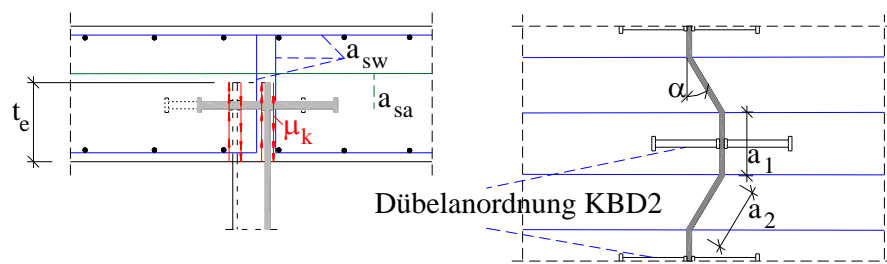


Bild 6.226: Darstellung der Einflussfaktoren für die Querbiegebeanspruchung  $M$ -

Mit einer statistischen Auswertung<sup>357</sup> auf Basis von sechs Versuchen und 201 Finite-Elemente Berechnungen wird die Kalibrierung dieses Widerstandsmodells durchgeführt und die Bemessungswerte hergeleitet, siehe Anhang C.3. Der Vergleich der in den Versuchen bzw. Berech-

<sup>357</sup> Vgl. Norm DIN EN 1990, Anhand D.8

nungen ermittelten Beanspruchbarkeiten  $P_e$  zeigt eine gute Übereinstimmung mit den rechnerischen Tragfähigkeiten nach Gleichung (6-18), siehe Bild 6.227. Grobe Ausreißer sind nicht vorhanden.

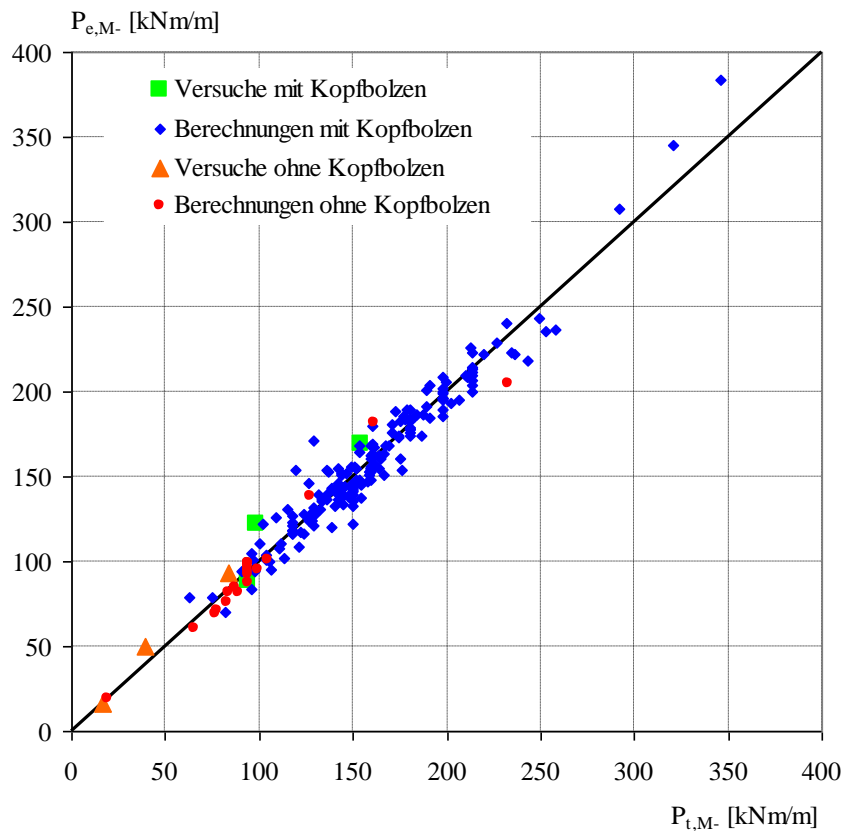


Bild 6.227: Vergleich der experimentellen bzw. der rechnerischen Tragfähigkeit  $P_e$  mit der Tragfähigkeit  $P_t$  entsprechend dem Ansatz nach Gleichung (6-18)

Um die kurze Versuchsdauer zu berücksichtigen und somit die Relaxation einzubeziehen, wurde der Vorfaktor  $B$  um 10% abgemindert, siehe dazu auch Seite 14. Die Bemessungstragfähigkeit für ein negatives Querbiegemoment beträgt damit

$$P_{Rd,M-} = \frac{B}{\gamma_v} \cdot k_\alpha \cdot k_\mu \cdot k_{te} \cdot (f_{ck})^a \cdot (a_1)^{-0,45} \cdot (b + a_{sa})^c \quad [\text{kNm/m}] \quad (6-19)$$

$B$     Beiwert zur Anspannung an die Versuchs- und Rechenergebnisse

    für Referenzkörper ohne Kopfbolzen:  $B_{Ref} = 80$

    für Körper mit Kopfbolzen:             $B_{KBD} = 240$

$\gamma_v$     Teilsicherheitsbeiwert für Verbund: 1,25

Alle übrigen Beiwerte entsprechen Gleichung (6-18)

Bis auf einen Wert liegen alle Versuchs- und Rechenergebnisse über der charakteristischen Tragfähigkeit  $P_{Rk,M-}$ . Bei diesem Wert handelt es sich um einen Körper mit einem Faltungswinkel von  $17^\circ$  und einer Betonfestigkeit  $f_c$  von 24 MPa. Die Bemessungstragfähigkeit  $P_{Rd,M-}$  liegt in allen Fällen niedriger als die um 10% abgeminderten Versuchs- und Rechenergebnisse, siehe Bild 6.132. Mit Gleichung (6-19) wurde damit eine Beziehung zur Verfügung gestellt, die die zu erwartenden Tragfähigkeiten  $M$ - einerseits mit guter Genauigkeit und andererseits sicher abbildet.

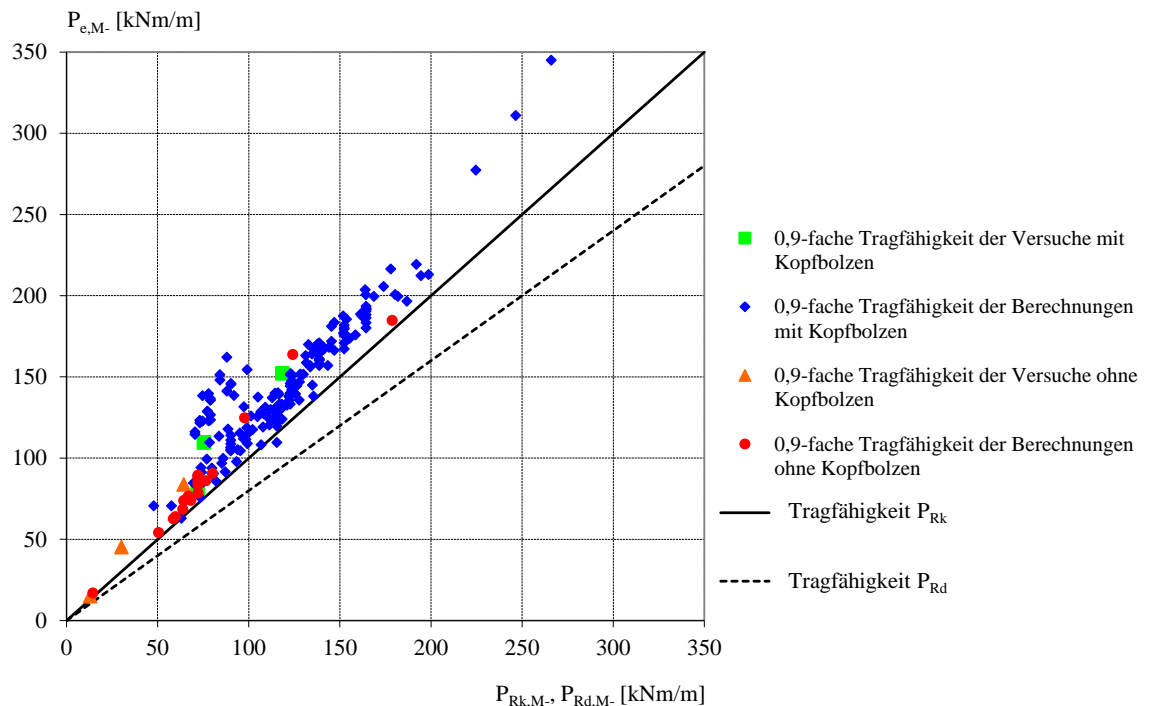


Bild 6.228: Vergleich der 0,9-fachen experimentellen bzw. der rechnerischen Tragfähigkeit  $P_e$  mit der Tragfähigkeit  $P_{Rk}$  bzw  $P_{Rd}$  entsprechend dem Ansatz nach Gleichung (6-19)

## 6.6 Zusammenfassung

Es wurden Untersuchungen zur Längsschub- und zur Querbiegebeanspruchung M- mit einer Verbundfuge mit trapezförmig gekantetem Stegblech vorgestellt. Für beide Beanspruchungsarten konnten Bemessungsgleichungen sowohl mit als auch ohne zusätzliche Kopfbolzen hergeleitet werden.

Die Kopfbolzen erfahren für beide Beanspruchungsarten erhebliche Zugkräfte. Der Anwendungsbereich von Kopfbolzen nach DIN EN 1994-2, der bisher auf eine Schubübertragung begrenzt ist, wird damit überschritten und erweitert sich entsprechend dem in der Befestigungstechnik üblichen Bereich einer kombinierten Schub- und Zugbeanspruchung.

Durch die Aktivierung des Stegblechs als Schubverbindungsmittel weist die Verbundfuge eine erhebliche Längsschubtragfähigkeit auf. Dabei ist jedoch die Behinderung des Öffnens der Verbundfuge auf die Tragfähigkeit von großer Bedeutung. Bei den Betrachtungen zur Längsschubbeanspruchung hat sich herausgestellt, dass die in den Versuchen vorhandene Lagerung einen deutlich günstigen Einfluss auf die Tragfähigkeit aufweist. Da diese Lagerung in den Ausführungsdetails nicht immer vorausgesetzt werden kann, wurden zusätzliche numerische Betrachtungen zur Quantifizierung dieses Effekts durchgeführt.

Durch die Kantung des Stegblechs und der damit einhergehenden Steigerung der Steifigkeit lässt sich im Gegensatz zu einem ebenen Stegblech ein Querbiegemoment übertragen. Auch für diesen Fall zeigen sich Maßnahmen, die ein Öffnen der Verbundfuge behindern, vorteilhaft für das Tragverhalten und auf die Tragfähigkeit.

Beide Beanspruchungsarten zeigen, zumindest wenn zusätzlich Kopfbolzen angeordnet werden, ein sehr duktilen Last-Verformungsverhalten.



## **7 Zusammenfassung und Ausblick**

### **7.1 Allgemeines**

Abschließend werden die wesentlichen Erkenntnisse der vorliegenden Arbeit zusammengefasst. Es werden Hinweise zur Optimierung bestehender Regelungen zu Randnahen Kopfbolzen an ebenen Stegblechen gegeben. Außerdem werden sinnvolle weitere Forschungsbereiche zu Randnahen Kopfbolzen an ebenen und trapezförmig gekanteten Stegblechen aufgeführt.

### **7.2 Zusammenfassung**

#### **7.2.1 Ermüdungsverhalten von Randnahen Kopfbolzen unter Querschub**

Im Rahmen dieser Arbeit ist es gelungen, die Ermüdungsfestigkeit von Randnahen Kopfbolzen unter Querschub zu ermitteln. Über den wesentlichen Parameter des effektiven Randabstands  $a_r'$  hinaus, dessen Einfluss über Versuche abgesichert wurde, konnten Aussagen zu zahlreichen weiteren Parametern getroffen werden. Für eine kombinierte Ermüdungsbeanspruchung aus Längs- und Querschub konnte eine auf der sicheren Seite liegende Interaktionsgleichung angegeben werden. Es konnte gezeigt werden, dass der Einfluss einer Ermüdungsbeanspruchung auf die statische Resttragfähigkeit bei einer Querschubbeanspruchung von untergeordneter Bedeutung ist.

#### **7.2.2 Randnahe Kopfbolzen bei Stahlbetonverbundträgern mit ebenen Stegblechen**

Alle bisherigen Ergebnisse beruhen auf Push-out Versuchen. An zwei Slim-Floor Trägern konnten erste Erfahrungen an Trägern mit randnah ausgeführten Kopfbolzen gemacht werden. Es konnten Hinweise für zukünftige weitere Trägerversuche gegeben werden.

#### **7.2.3 Randnahe Kopfbolzen bei Stahlbetonverbundträgern mit Trapezblechste-gen**

Für diese Verbindung wurden in dieser Arbeit grundlegende Erkenntnisse zur Schubtragfähigkeit und zur Querbiegung sowohl zum Tragverhalten als auch zur Tragfähigkeit erarbeitet. Für eine Längsschubbeanspruchung konnte eine Bemessungsgleichung sowohl mit als auch ohne zusätzliche Kopfbolzen hergeleitet werden. Außerdem ist es gelungen, für eine Querbiegebeanspruchung durch ein schließendes Moment  $M$  eine Bemessungsgleichung zur Verfügung zu stellen.

### **7.3 Ausblick**

#### **7.3.1 Optimierungsmöglichkeiten bestehender Regelungen**

Die statische Tragfähigkeit von randnah ausgebildeten Kopfbolzen reduziert sich im Vergleich zu Kopfbolzen ohne Randeinfluss besonders bei einer Querschubbeanspruchung. In der Praxis sind gerade diese Nachweise hoch ausgenutzt. Bei einer kombinierten Beanspruchung aus Längs- und Querschub liefert die geregelte Interaktionsgleichung zwischen Längsschub- und Querschubbeanspruchung eine hohe Anzahl an erforderlichen Kopfbolzen. Für den Fall einer

Mittellage liefert die Bemessungsgleichung der statischen Querschubtragfähigkeit in den Normen Werte auf der sicheren Seite. Obwohl die Ergebnisse einen Lagefaktor von 1,25 für die Mittellage liefern, wird von Kürschner<sup>358</sup> zur Vereinheitlichung mit einer Längsschubbeanspruchung der Faktor 1,14 vorgeschlagen. Da die Mittellage einen häufigen Anwendungsfall darstellt, sollte für eine wirtschaftliche Dimensionierung der günstigere Wert von 1,25 in die Normung einfließen, siehe dazu Abschnitt 2.4.2.

Die Dimensionierung der Bügelbewehrung erfolgt bisher in den Normen als Spaltzugbewehrung aus der Längsschubbeanspruchung. Aus der Querschubbeanspruchung ergibt sich jedoch eine nennenswerte Zusatzbeanspruchung der Bügelbewehrung, die berücksichtigt werden muss. Die Bügelbewehrung sollte für die volle Querschubbeanspruchung dimensioniert werden, siehe Gleichung (4-39). Für eine kombinierte Beanspruchung aus Längs- und Querschub kann Gleichung (2-21) verwendet werden.

Zur Vermeidung eines vorzeitigen Herausziehens der Bolzen ist im Fall einer Randlage eine ausreichende Verankerungslänge  $v$  des Kopfbolzens zu gewährleisten. Für eine Mittellage ist das Herausziehen nicht zu erwarten und das Einhalten dieser Verankerungslänge nicht erforderlich. Aus den Regelungen in den Normen DIN EN 1994-2 und DIN 18800-5 ist nicht zu entnehmen, dass die Mittellage von dieser Anforderung ausgenommen ist. Für eine wirtschaftliche Dimensionierung sollte dort ein Hinweis erfolgen.

Bei einer mehrreihigen Anordnung von Kopfbolzen ist für die Bestimmung der statischen Querschubtragfähigkeit der Einfluss der Bolzenabstände in Kraftrichtung zu berücksichtigen. Kürschner gibt dafür einen Faktor an, der bisher in der Normung nicht berücksichtigt wurde, siehe Gleichung (2-18). Da sich bei geringen Bolzenabständen ohne Berücksichtigung dieses Faktors zu günstige Tragfähigkeiten ergeben, ist die Ergänzung der normativen Regelungen um diesen Faktor erforderlich.

## 7.3.2 Sinnvolle weitere Forschungsbereiche

### 7.3.2.1 Randnahe Kopfbolzen an ebenen Stegblechen

Der Faktor zur Berücksichtigung von einer mehrreihigen Bolzenanordnung, siehe Gleichung (2-18), wurde nach Kürschner<sup>359</sup> vereinfacht auf der sicheren Seite abgeschätzt. Gerade in Bereichen mit hohen Schubkräften kann auf eine mehrreihige Anordnung nicht verzichtet werden. Um wirtschaftliche Lösungen zu erreichen und um diesen Faktor zu optimieren, sind daher nähere Untersuchungen sinnvoll. Da unter einer Querschubbeanspruchung bisher keine experimentellen Untersuchungen mit einer mehrreihigen Bolzenanordnung vorliegen, auf denen aufgebaut werden kann, sollten zu dieser Thematik Versuche durchgeführt werden.

Die vorliegende Arbeit konnte zeigen, dass für den Fall einer Querschubbeanspruchung der Einfluss einer Ermüdungsbeanspruchung auf die statische Resttragfähigkeit vernachlässigbar ist. Da die Beanspruchbarkeiten bei einer Längsschubbeanspruchung höher sind, konnte diese Aussage nicht auf die Längsschubbeanspruchung übertragen werden, so dass für diese Fragestellung weitere Überlegungen notwendig sind.

---

<sup>358</sup> Vgl. Kürschner, K. (2003), Abschnitt 5.6.4

<sup>359</sup> Vgl. Kürschner, K. (2003), Abschnitt 4.4.3.3 (h) und 4.6.4

Mangels einer experimentellen Grundlage konnten für die Interaktion von Längsschub mit Querschubbeanspruchung bei einer Ermüdungsbeanspruchung lediglich Abschätzungen auf der sicheren Seite für die Interaktionsgleichung getroffen werden, siehe Abschnitt 4.8. Für die wirtschaftliche und sichere Auslegung von Tragwerken ist daher eine systematische Beschäftigung mit dieser Fragestellung notwendig, die auch Versuche erfordert.

Um das Verhalten in realen Bauwerken besser einordnen zu können und um das Steifigkeitsverhalten unter der zwangsläufig kombinierten Beanspruchung unter Längs- und Querschub besser erfassen zu können, ist die Prüfung von Trägern mit Randnahen Kopfbolzen sinnvoll.

### 7.3.2.2 Randnahe Kopfbolzen an Trapezblechstegen

Sowohl die Untersuchungen zur Längsschub- als auch Querbiegebeanspruchung haben gezeigt, dass die jeweilige Beanspruchung zu einem Ablösen des Betongurts vom trapezförmig gekanteten Stegblech führt. Daher ist bei Details, die Feuchtigkeit ausgesetzt sind, auf den Korrosionsschutz zu achten. Da für die Längsschubbeanspruchung die Reibung  $\mu$  zwischen Betongurt und Stegblech einen großen Einfluss auf die Tragfähigkeit hat, ist für diesen Korrosionsschutz ein hoher Reibbeiwert von Vorteil. Außerdem ist es hilfreich, Maßnahmen zu ergreifen, die insbesondere diese Ablösung behindern. Ein Beispiel dafür ist die Anordnung von Querbewehrung am unteren Rand der Verbundfuge, siehe Bild 7.1. Ein Klaffen der Fuge führt sofort zu einer Beanspruchung dieser Bewehrung. Mit dem Hintergrund der hier durchgeführten umfangreichen Betrachtungen, führt diese Maßnahme zu der Aussage einer deutlichen Steigerung der Traglast, die den Zusatzaufwand aller Voraussicht nach mehr als kompensieren wird. Daneben ist ein steiferes Tragverhalten zu erwarten. Um nähere Erkenntnisse für die erwarteten günstigen Eigenschaften dieser Bewehrung zu erhalten, sind ausführliche, möglichst versuchsgestützte, Untersuchungen notwendig.

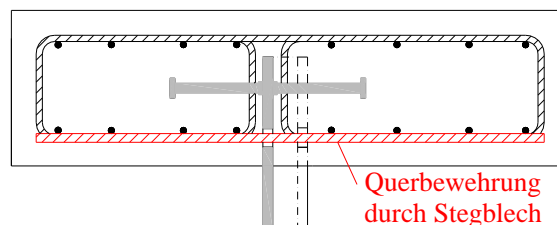


Bild 7.1: Querbewehrung zur Verbesserung der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit

Die Betrachtungen zum Längsschubverhalten haben gezeigt, dass die Lagerung der Versuchskörper einen großen Einfluss auf die Beanspruchbarkeit hat. Die Auswirkung einer ausschließlich vertikalen Lagerung konnte nur mit Hilfe der Finite-Elemente Berechnungen nachvollzogen werden. Zur Bestätigung dieser Erkenntnisse und des gewählten Beiwerts  $k_b$  sind experimentelle Untersuchungen notwendig. Eine Anpassung des Versuchskörpers und des Versuchsstands sind dazu notwendig. Zur Reduktion der Reibung im Bereich der Aufstandsfläche könnten dabei teflonbeschichtete Platten verwendet werden. Außerdem sollte bei den Betongurten auf die monolithische Verbindung unterhalb des Stegblechs verzichtet werden. Schließlich ist es empfehlenswert die Zuganker im unteren Bereich nur mittig anzuordnen.

Die Querbiegebeanspruchung wurde experimentell nur für ein schließendes Biegemoment  $M_-$  untersucht. Die Finite-Elemente Berechnungen zu dieser Beanspruchung beschränkten sich fast ausschließlich ebenfalls auf  $M_-$ . Ein öffnendes Biegemoment  $M_+$  wurde numerisch nur an wenigen Berechnungen ausgewertet. Da sich die Lastabtragung der beiden Beanspruchungsrich-

tungen unterscheidet, sind für die Beanspruchung aus einem öffnendem Biegemoment  $M+$  weitere experimentelle und theoretische Forschungsergebnisse notwendig. Die Erkenntnisse zur Querbiegebeanspruchung beschränken sich auf die Bolzenanordnung „KBD2“ und auf die Verbindung ohne zusätzliche Kopfbolzen. Weitergehende Erkenntnisse zu anderen Anordnungsmöglichkeiten der Kopfbolzen, zu einem größeren Bolzendurchmesser als 19 mm und auch der Höhenlage der Kopfbolzen innerhalb der Verbundfuge sind zweckmäßig. Um die in dieser Abhandlung teilweise voneinander abhängigen geometrischen Parameter effektiver Randabstand  $a_r'$ , Betonüberstand  $t_o$ , Einbindtiefe  $t_e$  und Betongurtdicke  $h_{cf}$  besser erfassen zu können, sind außerdem hierzu weitere Untersuchungen sinnvoll.

Bei Anordnung von Kopfbolzen kann für eine reine Querschubbeanspruchung auf die Erkenntnisse zu randnahen Kopfbolzen unter Querschub von Kürschner zurückgegriffen werden. Zusätzlich ist die Einleitung von Querschub zumindest für eine drückende Beanspruchung über die Schneidenlagerung des Stegblechs möglich. Um die Querschubtragfähigkeit der Schneidenlagerung bei einer Verbundfuge ohne zusätzliche Kopfbolzen bzw. um die Anteile der Querschubtragfähigkeit von Schneidenlagerung und Kopfbolzen bei einer Verbundfuge mit Kopfbolzen zu ermitteln, sind auch dazu weitreichende Betrachtungen erstrebenswert.

Da bei auszuführenden Bauwerken die Verbundfuge gleichzeitig sowohl einer Längsschubbeanspruchung, einer Querschubbeanspruchung als auch einer Querbiegebeanspruchung ausgesetzt wird, sind im Rahmen künftiger Forschungstätigkeiten Erkenntnisse zur Interaktion der unterschiedlichen Beanspruchungen erforderlich.

Alle in dieser Arbeit gewonnenen Erkenntnisse zu einer Verbundfuge mit trapezförmig gekanteten Stegblechen setzen einen beidseitigen Betongurt mit einer ausreichenden Breite voraus. Es gibt jedoch Fälle, bei denen die Betongurtbreite einseitig begrenzt ist bzw. es auch sinnvoll ist, den Gurt nur einseitig anzuschließen, siehe z.B. den Anschluss des Untergurts in Bild 6.1. Für diese Fälle sind weitere Untersuchungen zwingend.

Die Ausführungen zur Tragfähigkeit der Verbundfuge mit trapezförmig gekanteten Stegblechen beschränkt sich in dieser Arbeit auf eine statische Einwirkung. Um den Einsatz im Brückenbau zu ermöglichen, sind umfangreiche Erkenntnisse zum Ermüdungsverhalten Voraussetzung.



## Literatur

- Akao, S.; Kurita, A.; Hiragi, H. (1982) Concrete placing methods and fatigue of shear studs. In: *IABSE Colloquium Lausanne 1992: Fatigue of Steel and Concrete Structures*, IABSE Reports, Volume 37, S. 617-624. – ISBN 3-85748-030-0
- Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-26.4-56 (2013) *Verbunddübelleisten*, Antragsteller: Stahlinstitut VDeh, Sohnstraße 65, 40237 Düsseldorf, vom 13.05.2013, gültig bis 13.05.2018.
- Aribert, J. M. & Abdel-Aziz, K. (1985) Calcul des poutres mixtes jusqu'à l'état ultime avec un effet de soulèvement à l'interface acier-beton, In: *Construction Métallique* 4, Dezember, S. 3-36, Saint-Aubin: Centre Technique Industriel de la Construction Métallique (C.T.I.C.M.). – ISSN 0045-8198
- Aschinger, R. (1995) *Tragverhalten von geschweißten I-Trägern mit trapezförmig profilierten Stegen bei Torsion, Biegung, Biegedrillknicken und Normalkraft*, Dissertation, Aachen: Shaker
- Aschinger, R. & Lindner, J. (1997) Zu Besonderheiten bei Trapezstegträgern. In: *Stahlbau* 66, S. 136-142, Berlin: Ernst & Sohn
- Badie, S. S. et al. (2002) Large studs for composite action in steel bridge girders. In: *Journal of Bridge Engineering*, S. 195-203, American Society of Civil Engineering – ISSN 1943-5592
- Badie, S. S. et al. (2007) Bigger is better: Development of the 31.8-mm diameter shear stud for steel bridges in USA, In: *2nd International symposium on Connection between steel and concrete* (Stuttgart, Germany, 4-7 September 2007) Volume Two, S. 1437-1447. Stuttgart: ibidem – ISBN 10-89821-807-4
- Becker, J. (1997) *Beitrag zur Auslegung der Verdübelung von Verbundträgern des Hochbaus unter ruhender und nicht ruhender Belastung*, Dissertation, Universität Kaiserslautern
- Bergmeister, K. (2005) Innovative Betondeckung – chemisch-physikalische und mechanische Voraussetzungen, In: *Beton- und Stahlbetonbau* 100, S. 991-996, Berlin: Ernst & Sohn. – ISSN 0005-9900
- Blaß, H. J. (1992) Nail-Web, ein neuer Holzbausträger mit Stahlkern. In: *Bauen mit Holz*, Nr. 1, S. 22-26
- Block, K. & Dreier, F. (2003) *Das Ermüdungsverhalten von Dübelbefestigungen*, Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau, Heft 541, 1. Auflage, Beuth
- Block, K. & Dreier, F. & Bigalke, D. (2005) Die Ermüdungstragfähigkeit von Dübeln unter Querlast. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 100, S. 459-466, Berlin: Ernst & Sohn
- Bode, H. & Mensinger, M. & Leffer, A. (2000) *Verdübelung von Verbundträgern unter nicht ruhender Belastung im Brückenbau*, Universität Kaiserslautern, Forschungsbericht für die AiF, AiF 11266N/P 364
- Bode, H. & Mensinger, M. & Leffer, A. (2001) Verdübelung von Verbundträgern unter nicht ruhender Belastung im Brückenbau. In: *Stahlbau* 70, S. 277-286, Berlin: Ernst & Sohn
- Braun, B. (2010) *Stability of steel plates under combined loading*, Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Mitteilung Nr. 2010-3 - ISSN 1439-3751

- Breuninger, U. (2000) *Zum Tragverhalten liegender Kopfbolzen unter Längsschubbeanspruchung*, Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Mitteilung Nr. 2000-1. - ISSN 1439-3751
- Brozetti, J.; Hirt, M. A.; Ryan, I.; Sedlacek, G.; Smith, I. F. C. (1989) *Eurocode No. 3 : Design of Steel Structures, Part 1 – General rules and rules for buildings : Background documentation Chapter 9 – Document 9.01: Background informations on fatigue design rules – Statistical evaluation*, First Draft (V1)
- von Brunn, H. (Red.) (2004) *Talbrücke Altwipfergrund*. In: *Brückenbauwerke in den neuen Bundesländern*, Berlin: Ernst & Sohn. – ISBN 3-433-01700-X.
- Burger, S. (2009) *Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von Betondübeln im Verbundbau*, Dissertation, Neubiberg: Universität der Bundeswehr München
- Cheyrezy, M.; Combault, J. (1990) *Composite bridges with corrugated steel webs*, Symposium Mixed structures, including new materials, IABSE Reports Vol. 60, Brussels, S. 479-484
- Comité Euro-International du Béton (1993) *CEB-FIP Model Code 1990*, London: Telford. – ISBN 0-7277-1696-4
- Canciani, A. & Puhali, R. (1984) Investigation on composite beams of a tee hybrid steel section and a concrete slab. In: *Costruzioni Metalliche*, S. 3-10
- Cornelissen, H. A. W. (1984) *Constant-amplitude tests on plain concrete in uniaxial tension and tension-compression*, Report 5-84-1, Stevin Laboratory, University of Technology, Delft
- Deutscher Ausschuss für Stahlbeton DAfStb (2003) *Heft 525 – Erläuterungen zu DIN 1045-1*, Berlin: Beuth
- Döinghaus, P. (2001) *Zum Zusammenwirken hochfester Baustoffe in Verbundträgern*, Dissertation, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen
- Driver, R. G. & Abbas, H. H. & Sause, R. (2006) Shear behaviour of corrugated web bridge girders. In: *Journal of Structural Engineering*, S. 195-203, DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2006)132:2(195)
- Dunai, L. & Kövesdi, B. & Kuhlmann, U. & Braun, B. (2012) Design of girders with trapezoidal corrugated webs under the interaction of patch loading, shear and bedding, In: *Steel Construction 5*, No. 1, S. 16-22, DOI: 10.1002/stco.2012, Berlin: Ernst & Sohn.
- Dürr, A. (2007) *Zur Ermüdungsfestigkeit von Schweißkonstruktionen aus höherfesten Baustählen bei Anwendung von UIT-Nachbehandlung*, Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Mitteilung Nr. 2006-3. - ISSN 1439-3751
- Ebina, T. & Tategami, H. & Uehira, K. & Sonoda, K. (2002) Mechanical characteristics of connections between concrete slabs and corrugated steel webs. In: *1<sup>st</sup> Congress Concrete Structures in the 21<sup>st</sup> Century*, fib, Osaka, Japan, S. 303-308
- Eligehausen, R. et al. (2007) Ankerschiene. In: *Betonkalender 2007*, Teil 2, Seite 375-435, Ernst & Sohn. – ISBN 978-3-433-018333-0
- Elgaaly, M. & Hamilton, R. W. & Sheshadri, A. (1996) Shear strength of beams with corrugated webs. In: *Journal of Structural Engineering*, April, S. 390-398

- El Metwally, A. (1999) *Prestressed composite girder with corrugated steel webs*, MSc Thesis, Department of civil engineering, University of Calgary, Calgary, Canada
- El Metwally, A. & Loov, R. E. (2003) Corrugated steel webs for prestressed concrete girders. In: *Materials and Structures*, Vol. 36, March, S. 127-134. – ISSN 1359-5997
- Engineering News-Record* (1964) Composite design lowers county bridge costs. Vol. 172, No. 13, Mar. 26, New York: McGraw-Hill, S. 22-23. – ISSN 0891-9526
- Fehlmann, P. & Vogel, T. (2009) Versuche zur Ermüdungsfestigkeit alter Betonstähle, In: *Beton- und Stahlbetonbau 104*, S. 416-423, DOI: 10.1002/best.200900680, Berlin: Ernst & Sohn. – ISSN 0005-9900
- Feldmann, M. et al. (2007) Neue Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von Verbundträgern aus hochfesten Werkstoffen mit Kopfbolzen und Puzzleleiste, In: *Stahlbau 76*, S. 826-844, DOI: 10.1002/stab.200710089, Berlin: Ernst & Sohn. – ISSN 0038-9145
- FEMAP (2003) *Finite Element Modelling And Postprocessing*; Version 8.3.0.1, Electronic Data Systems Corp., P.O. Box 1172, Exton, PA 19341, USA
- Fichtner, S. (2005) *Implementierung einer Kontaktschicht mit Reibeigenschaften für kleine Verformungen in das Programm MASA*, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart
- Frey, R. P. (1984) *Ermüdung von Stahlbetonbalken unter Biegung und Querkraft*, Dissertation, ETH Zürich, Nr. 7593
- Gesella, H. (2006) *Zur Vorhersage des Rissfortschritts bei einbetonierten Kopfbolzen in Verbundträgern unter nicht ruhender Belastung*, Dissertation, Universität Kaiserslautern
- Goralski, C. (2006) *Zusammenwirken von Beton und Stahlprofil bei kammerbetonierten Verbundträgern*, Dissertation, Lehrstuhl und Institut für Massivbau, RWTH Aachen, Aachen: Eigenverlag des IMB. – ISBN 3-939051-01-2
- Grübl, P.; Weigler, H.; Karl, S. (2001) *Beton*. 2. Aufl. Berlin: Ernst & Sohn. - ISBN 3-433-01340-3
- Gündel, M. & Kopp, M. & Feldmann, M. & Gallwoszus, J. & Hegger, J. & Seidl, G. (2014) Die Bemessung von Verbunddübeln nach neuer Allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung, In: *Stahlbau 83*, S. 112-121, DOI: 10.1002/stab.201410137, Berlin: Ernst & Sohn. – ISSN 0038-9145
- Günther, H.-P. (2002) *Ermüdungsverhalten von Stahlträgern mit schlanken Stegblechen im Brückenbau*, Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Mitteilung Nr. 2002-1. - ISSN 1439-3751
- Hadrych, I. (2000) *Wachstum von Ermüdungsrissen an Niet- und Schraubenlöchern unter Berücksichtigung von Vorspannkraft der Verbindungsmittel*, Dissertation, Fortschritt Berichte VDI, Reihe 4, Nr. 167. Düsseldorf: VDI-Verlag
- Haibach, E. (2006) *Betriebsfestigkeit, Verfahren und Daten zur Bauteilberechnung*, 3. Aufl. Berlin: Springer. - ISBN 10 3-540-29363-9
- Hallam, M. W. (1976) *The behaviour of stud shear connectors under repeated loading*, Research Rep. R. 281, School of Civil Engineering, University of Sydney

- Hanswille, G. (2003) Push-out tests with groups of studs. In: *Composite bridge design for small and medium spans*. Hrsg.: European Communities, Report EUR 20583 EN, Luxemburg, S. 79-122 – ISBN 92-894-4814-8
- Hanswille, G. & Porsch, M. (2007) Zur Festlegung der Tragfähigkeit von Kopfbolzen in Vollbetonplatten nach DIN 18800-5 und EN 1994-1-1, In: Kraus, M. (Hrsg.), *Festschrift Rolf Kindmann*, Schriftenreihe des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau, Heft 2007-6, S. 291-313, Aachen: Shaker - ISBN 978-3-8322-6634-9
- Hanswille, G. & Porsch, M. & Üstündag, C. (2004) Modeling of damage mechanism to describe the fatigue life of composite steel-concrete structures, *2<sup>nd</sup> International Conference Lifetime-Oriented Design Concepts*, Ruhr-Universität Bochum
- Hanswille, G. & Porsch, M. & Üstündag, C. (2006) Neue Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von Kopfbolzen, In: *Stahlbau 75*, S. 303-316, DOI: 10.1002/stab.200610031, Berlin: Ernst & Sohn. – ISSN 0038-9145
- Hanswille, G. & Porsch, M. & Üstündag, C. (2007) Resistance of headed studs subjected to fatigue loading, Part I: Experimental study, Part II: Analytical study, In: *Journal of Constructional Steel Research 63*, S. 475-484 und S. 485-493, DOI: 10.1016/j.jcsr.2006.06.035 und 10.1016/j.jcsr.2006.06.036
- Hanswille, G. & Schäfer, M. (2005) Verbundtragwerke aus Stahl und Beton, Bemessung und Konstruktion – Kommentar zu DIN V 18800-5 Ausgabe November 2004. In: *Stahlbaukalender 2005*, Hrsg.: U. Kuhlmann, S. 237-453. Berlin: Ernst & Sohn. – ISBN 3-433-01721-2
- Hanswille, G. & Stranghöner, N. (2004) *Leitfaden zum DIN-Fachbericht 104 „Verbundbrücken“*, Bergisch Gladbach: Ernst & Sohn. – ISBN 3-433-01690-9
- Harre, W. & Nürnberger, U. (1980) *Zum Schwingfestigkeitsverhalten von Betonstählen unter wirklichkeitsnahen Beanspruchungsbedingungen*, Otto-Graf-Institut, Heft 75. Stuttgart. – ISSN 0585-7899
- Hata, K. & Kobayashi, K. & Kobayashi, H. & Nagasawa, M. (2002) Design and construction of the prestressed concrete girder bridge with corrugated steel plate web. In: *1<sup>st</sup> Congress Concrete Structures in the 21<sup>st</sup> Century*, fib, Osaka, Japan, S. 423-430
- Hobbacher, A. (1997) *Empfehlungen zur Schwingfestigkeit geschweißter Verbindungen und Bauteile*, International Institute of Welding, IIW Dokument XIII-1539-96/XV-845-96. Düsseldorf: Deutscher Verlag für Schweißtechnik. – ISBN 3-87155-496-0
- Hohberg, R. (2004) *Zum Ermüdungsverhalten von Beton*, Dissertation, Berlin
- Holmen, J. O. (1979) *Fatigue of concrete by constant and variable amplitude loading*, Bulletin No. 79-1, Division of Concrete Structures, University of Trondheim
- Ikeda, H. et al. (2002) A study on design method of shear buckling and bending moment for prestressed concrete bridges with corrugated steel webs. In: *1<sup>st</sup> Congress Concrete Structures in the 21<sup>st</sup> Century*, fib, Osaka, Japan, S. 269-276
- Italiano, G. (2006) The bridge for the Altwipfergrund valley. In: *l'industria italiana del cemento 825*, S. 908-917

- Jenisch, F. M. (2000) *Einflüsse des profilierten Betongurtes und der Querbiegung auf das Tragverhalten von Verbundträgern*, Dissertation, Universität Kaiserslautern, Aachen: Shaker. - ISBN 3-8265-7523-7
- Johnson, R. P. & Cafolla, J. (1997a) Corrugated webs in plate girders for girders. In: *Proc. Instn Civ. Engrs. Structs & Bldgs* 123, May, paper 11003, S. 157-164
- Johnson, R. P. & Cafolla, J. (1997b) Fabrication of steel bridge girders with corrugated webs. In: *The Structural Engineer* 75, No. 8, S. 133-135
- Johnson, R. P. & Oehlers, D. J. (1981) Analysis and design for longitudinal shear in composite T-beams. In: *Proc. Instn. Civ. Engrs.* 71, Part 2, S. 989-1021
- Kadotani, T. et al. (2002) Shear buckling behaviour of prestressed concrete girders with corrugated steel. In: *1<sup>st</sup> Congress Concrete Structures in the 21<sup>st</sup> Century*, fib, Osaka, Japan, S. 269-276
- Kessler-Kramer, C. (2002) *Zugtragverhalten von Beton unter Ermüdungsbeanspruchung*, Dissertation, Karlsruhe
- Klausen, D. (1978) *Festigkeit und Schädigung von Beton bei häufig wiederholter Beanspruchung*, Dissertation, Technische Hochschule Darmstadt
- König, G. & Danielewicz, I. (1994) *Ermüdungsfestigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen mit Erläuterungen zu den Nachweisen gemäß CEB-FIP Model Code 1990*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 439. Berlin: Beuth Verlag. – ISBN 3-87155-496-0
- Kövesdi, B. (2010) *Patch loading resistance of girders with corrugated webs*, PhD Dissertation, Budapest University of Technology and Economics
- Kuhlmann, U. & Breuninger, U. (1997) *Scherversuche liegender Kopfbolzen*, Versuchsbericht, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart.
- Kuhlmann, U. & Breuninger U. (1999a) *Liegende Kopfbolzen unter Längsschub im Brückenbau*, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Mitteilung Nr. 1999-2. - Forschungsbericht, Forschungsprojekt FE 15.279/1997/CR im Auftrag der Bundesanstalt für Straßenwesen (bast). – ISSN 1439-3751
- Kuhlmann, U. & Breuninger, U. (1999b) *Längsschubbeanspruchung bei Verbundträgern mit liegenden Kopfbolzen im Hochbau*, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Mitteilung Nr. 1999-3. - Forschungsbericht, Forschungsprojekt IV 12-5-17.7-867/98 im Auftrag des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt). – ISSN 1439-3751
- Kuhlmann, U. & Breuninger, U. (1999b) *Längsschubbeanspruchung bei Verbundträgern mit liegenden Kopfbolzen im Hochbau*. Forschungsbericht, Forschungsprojekt IV 12-5-17.7-867/98 im Auftrag des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt), Stuttgart: Fraunhofer IRB. – ISBN 978-3-8167-5718-4
- Kuhlmann, U. & Hauf, G. & Konrad, M. & Raichle, J. (2007) *Schubtragfähigkeit von Slim-Floor Trägern*, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Mitteilung Nr. 2007-30X. - Forschungsbericht, Forschungsprojekt ZP 52-5-17.12-1109/04 im Auftrag des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt). – ISSN 1439-3751
- Kuhlmann, U. & Kürschner, K. (2002a) *Liegende Kopfbolzen unter Quer- und Längsschub in Stahlbetonplatten*, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart. - Forschungsbe-

- richt, Forschungsprojekt FE 15.317/1999/CRB im Auftrag der Bundesanstalt für Straßenwesen (bast), Heft 834, Bonn: Bundesdruckerei. – ISBN 3-934458-67-X
- Kuhlmann, U. & Kürschner, K. (2002b) *Bemessungsregeln für ermüdungsbeanspruchte liegende Kopfbolzen unter Längsschub im Brückenbau*, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart. - Forschungsbericht, Forschungsprojekt FE 15.326/2000/CRB im Auftrag der Bundesanstalt für Straßenwesen (bast), Heft 834, Bonn: Bundesdruckerei. – ISBN 3-934458-92-0
- Kuhlmann, U. & Kürschner, K. (2003) *Verbundkonstruktionen im Hochbau mit liegenden Kopfbolzen unter Quer- und Längsschub*, Forschungsbericht, Forschungsprojekt IV 12-5-17.7-867/98 im Auftrag des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt), Stuttgart: Fraunhofer IRB. – ISBN 978-3-8167-6501-1
- Kuhlmann, U. & Raichle, J. (2007) *Ermüdungsverhalten liegender Kopfbolzen unter Querschub*, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart. - Versuchsbericht, Forschungsprojekt FE 15.0407/2004/CRB im Auftrag der Bundesanstalt für Straßenwesen (bast)
- Kuhlmann, U. & Raichle, J. (2008) *Ermüdungsverhalten liegender Kopfbolzen infolge Querschub*, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart. - Forschungsbericht, Forschungsprojekt FE 15.0407/2004/CRB im Auftrag der Bundesanstalt für Straßenwesen (bast), Heft 994, Bremerhaven: Wirtschaftsverlag NW, Verlag für neue Wissenschaft. – ISBN 978-3-86509-796-5
- Kürschner, K. (2003) *Trag- und Ermüdungsverhalten liegender Kopfbolzen im Verbundbau*, Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Mitteilung Nr. 2003-4. - ISSN 1439-3751
- Kürschner, K. & Kuhlmann, U. (2004) Trag- und Ermüdungsverhalten liegender Kopfbolzendübel unter Quer- und Längsschub, In: *Stahlbau* 73, S. 505-516, DOI 10.1002/stab.200490134, Berlin: Ernst & Sohn. – ISSN 0038-9145
- Lebet, J. P. (1986) *Comportement des ponts mixtes acier-beton avec interaction partielle de la connexion et fissuration du beton*, These No. 661, EPFL Lausanne
- Le Camus, B. (1945) *Recherches sur le comportement du béton et béton armé soumis à des efforts répétés*, Laboratoire de Bâtiment et des Travaux Publics, Paris
- Lee, P.-G. & Shim, C.-S., Chang, S.-P. (2005) Static and fatigue behaviour of large stud shear connectors for steel-concrete composite bridges. In: *Journal of Constructional Steel Research* 61, S. 1270-1285
- Leffer, A. (2003) *Zum Ermüdungsverhalten einbetonierter Kopfbolzen unter realitätsnaher Beanspruchung im Verbundbrückenbau*, Dissertation, Stuttgart: ibidem-Verlag. - ISBN 3-89821-268-8
- Leonhardt, F. & Andrä, W. & Andrä, H.P. & Harre, W. (1987) Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit, In: *Beton- und Stahlbetonbau* 82, S. 325-331
- Liste von gebauten Brücken mit Trapezblechstegen in Japan (2007)* (in Japanisch), Stand Juli 2007: <http://www.namigata.org/jisseki/images/070802.pdf>, Zugriff: 15. August 2007.

- Lotze, D. (1993) *Tragverhalten und Anwendung von Dübeln unter oftmals wiederholter Belastung*, Dissertation, Mitteilung des Institutes für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart - ISBN 3-9803044-0-X
- Lungershausen, H. (1988) *Zur Schubtragfähigkeit von Kopfbolzen*, Dissertation, Mitteilung Nr. 88-7 des Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum.
- Maeda, Y. & Agawa, K. & Fujuki, Y. & Miura, Y. (2002) Design and construction of the Maetani bridge with corrugated steel webs and entirely external tendons. In: *1<sup>st</sup> Congress Concrete Structures in the 21<sup>st</sup> Century*, fib, Osaka, Japan, S. 425-432
- Maeda, Y & Imaizumi, Y. & Kasuga, A. & Tazoe, K. (2002) Design and construction of the Himi bridge – extradosed bridge with corrugated steel web. In: *1<sup>st</sup> Congress Concrete Structures in the 21<sup>st</sup> Century*, fib, Osaka, Japan, S. 95-100
- Mainstone, R. J. & Menzies, J. B. (1967) Shear connectors in steel-concrete composite beams for bridges. 1: Static and fatigue tests on push-out specimen. In: *Concrete 1* (9), S. 291-302
- Mallet, G. (1991) *Fatigue of reinforced concrete, State of the art review 2*, Transport and road research laboratory. London: HMSO. - ISBN 0-11-550979-8
- Mangerig, I. & Burger, S. (2005) *Ermüdungsverhalten von Betondübeln*, Abschlussbericht AiF-Forschungsvorhaben
- Mangerig, I. & Zapfe, C. & Burger, S. (2005) Betondübel im Verbundbau. In: *Stahlbaukalender 2005*, Hrsg.: U. Kuhlmann, S. 535-598. Berlin: Ernst & Sohn. – ISBN 3-433-01721-2
- Maurer, R. & Block, K., Dreier, F. (2010) Ermüdungsfestigkeit von Betonstahl – Bestimmung mit dem interaktiven Verfahren, In: *Bauingenieur* 85, S. 17-28, Berlin: Springer
- McDermott, J. F. (1965) Tests evaluating punching shear resistance of prefabricated composite bridge units made with inverted steel t-beams. In: *Highway Research Record 103*, S. 41-52
- Mehmel, A. & Kern, E. (1962) *Elastische und plastische Stauchungen von Beton infolge Druckschwell- und Standbelastung*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 153, Berlin: Ernst & Sohn
- Melhem, A. Q. (2007) Comparative study between behavior of single composite beams with an inverted tee-steel and multi-beam system: <http://www.mke.gov.sy/servers/gallery/20080331-110227.pdf>, Zugriff: 6. September 2008.
- Mensingher, M. (2000) *Zum Ermüdungsverhalten von Kopfbolzen im Verbundbau*, Dissertation, Universität Kaiserslautern, Aachen: Mainz Verlag. - ISBN 3-89653-679-6
- Meyer, C. (2000) *Zum Ermüdungsverhalten von Beton*, Seminararbeit, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Mitteilung Nr. 2000-5X
- Menzies, J. B. (1971) CP 117 and shear connectors in steel-concrete composite beams made with normal-weight or lightweight concrete. In: *The Structural Engineer* 49 (3), S. 137-154
- Miner, M. (1945) Cumulative damage in fatigue. In: *Journal of Applied Mechanics* 12, Nr. 3, S. 159-164
- Mizuguchi, K. et al. (1999) Design and construction of Hondani Bridge – PC bridge with corrugated steel webs, In: *Structural Concrete –The bridge between people* (Proceedings of fib symposium 12 -15 October 1999, Prague, Czech Republic), Volume 2, S. 725-730

- Mo, Y. L. & Fan, Y.-L. (2006) Torsional design of hybrid concrete box girders. In: *Journal of Bridge Engineering*, Vol. 11, No. 3, S. 329-339, ASCE. – ISSN 1084-0702
- Mo, Y. L. & Jeng, C.-H. & Chang, Y. S. (2000) Torsional behaviour of prestressed concrete box-girder bridges with corrugated steel webs. In: *ACI Structural Journal*, Vol. 97, S. 849-859
- Mo, Y. L. & Jeng, C.-H. & Krawinkler, H. (2003) Experimental and analytical studies of innovative prestressed concrete box-girder bridges. In: *Materials and Structures*, Vol. 36, March, S. 99-107. – ISSN 1359-5997
- Mori, S. et al. (2006) A study on local stresses of corrugated steel webs in PC bridges under prestressing. In: *Technical Memorandum of Public Works Research Institute*, S. 449-458. – ISSN 0386-5878
- Müller, A. (1999) *Hybride Konstruktionen mit trapezförmig gefalteten Stahlstegen für Straßenbrücken*, Dissertation, Berichte aus dem konstruktiven Ingenieurbau / Technische Universität München, Nr. 7/99. - ISSN 0941-925X
- Nather, F. (1990) Verbundbrücken Stand der Technik – Perspektiven für die Zukunft, In: *Neues aus Forschung, Entwicklung und Normung*, Deutscher Ausschuss für Stahlbau (Hrsg.), Vorträge der Fachsitzung I Deutscher Stahlbautag Nürnberg 1990, Stahlbau-Verlagsgesellschaft, S. 5-36. – ISBN 3-923726-32-5
- Norm DIN 488-1 (1984) *Betonstahl - Teil 1: Sorten, Eigenschaften, Kennzeichen*
- Norm DIN 1045 (1988) *Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung*
- Norm DIN 1045-1 (2008) *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion*
- Norm DIN 1048-5 (1991) *Prüfverfahren für Beton – Festbeton, gesondert hergestellt für Probekörper*
- Norm DIN 18800-5 (2007) *Stahlbauten - Teil 5: Verbundtragwerke aus Stahl und Beton - Bemessung und Konstruktion*
- Norm DIN CEN/TS 1992-4-1 (2009) Bemessung der Befestigungen in Beton – Teil 4-1: Allgemeines, Deutsche Fassung CEN/TS 1992-4-1:2009
- Norm DIN CEN/TS 1992-4-2 (2009) Bemessung der Befestigungen in Beton – Teil 4-2: Kopfbolzen, Deutsche Fassung CEN/TS 1992-4-2:2009
- Norm DIN EN 1990 (2010) *Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung*; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010
- Norm DIN EN 1992-1-1 (2011) *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau*, Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010
- Norm DIN EN 1992-1-1/NA (2011) *Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau*
- Norm DIN EN 1993-1-5 (2010) *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-5: Plattenförmige Bauteile*, Deutsche Fassung EN 1993-1-5:2006 + AC:2009
- Norm DIN EN 1993-1-9 (2010) *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-9: Ermüdung*, Deutsche Fassung EN 1993-1-9:2005 + AC:2009



- Norm DIN EN 1994-1-1 (2010) *Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau*, Deutsche Fassung EN 1994-1-1:2004 + AC:2009
- Norm DIN EN 1994-1-1/NA (2010) *Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter, Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau*
- Norm DIN EN 1994-2 (2010) *Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 2: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für Brücken*, Deutsche Fassung EN 1994-2:2005 + AC:2008
- Norm DIN EN 1994-2/NA (2010) *Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter, Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, Teil 2: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für Brücken*
- Norm DIN EN 10002-1 (2001) *Metallische Werkstoffe - Zugversuch – Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur*, Deutsche Fassung EN 10002-1: 2001
- Norm DIN EN ISO 13918 (1998) *Schweißen: Bolzen und Keramikringe zum Lichtbogenschweißen*, Deutsche Fassung EN ISO 13918: 1998
- Norm DIN EN 10113-3 (1993) *Warmgewalzte Erzeugnisse aus schweißgeeigneten Feinkornbaustählen, Teil 3: Lieferbedingungen für thermomechanisch gewalzte Stähle*; Deutsche Fassung EN 10113-3:1993
- Norm DIN EN 12390-3 (2002) *Prüfung von Festbeton – Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern*
- Norm DIN EN 12390-5 (2001) *Prüfung von Festbeton – Teil 5: Biegezugfestigkeit von Probekörpern*
- Norm DIN EN ISO 13918 (2008) *Schweißen – Bolzen und Keramikringe für das Lichtbogenbolzenschweißen*, Deutsche Fassung EN ISO 13918: 2008
- Norm DIN-Fachbericht 102 (2009) *Betonbrücken*
- Norm DIN-Fachbericht 104 (2009) *Verbundbrücken*
- Norm DIN V ENV 1992-1-1 (1992) *Eurocode 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken; Teil 1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau*
- Norm DIN V ENV 1994-1-1 (1992) *Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau*, Deutsche Fassung: ENV 1994-1-1: 1992
- Norm DIN V ENV 1994-2 (1997) *Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 2: Verbundbrücken*
- Norm Eurocode 3 Annex Z (1994) *Determination of design resistance from tests*
- Novák, B. & Denzer, G. & Reichert, F. (2007) Überprüfung des Tragverhaltens der Talbrücke Altwipfergrund. In: *Bautechnik 84*; Heft 5, S. 289-300, DOI: 10.1002/bate.200710026
- Novák, B. & Kuhlmann, U. et al. (2008) *Berechnungs- und Konstruktionsgrundlagen für sandwichähnliche Verbundträger mit Trapezblechstegen im Brückenbau*, Forschungsbericht P645,

- Forschungsvereinigung Stahlanwendung e.V., Düsseldorf: Verlag- und Vertriebsgesellschaft mbH. – ISBN 3-937567-65-8
- Novák, B. & Reichert, F. (2009) Aspekte zum Tragverhalten von doppelverbundträgern mit Trapezblechstegen – Experimentelle Untersuchungen, In; *Bauingenieur* 84, S. 491-497, Düsseldorf: Springer – ISSN 0005-6650
- Novák, B. & Röhm, J. (2009) Anwendung von Trapezblechstegen im Brückenbau, In: *Beton- und Stahlbetonbau* 104, S. 562-569, DOI: 10.1002/best.200900685, Berlin: Ernst & Sohn. – ISSN 0005-9900
- Oehlers, D. J. (1990) Deterioration in strength of stud connectors in composite bridge beams. In: *Journal of structural engineering* 116, Nr. 12, S. 3417-3431
- Oehlers, D. J. & Foley, L. (1985) The fatigue strength of stud shear connections in composite beams. In: *Proc. Inst. Civ. Engrs.* 79, Part 2, S. 349-364
- Oehlers, D. J. & Johnson, R. P. (1987) The strength of stud shear connections in composite beams. In: *The Structural Engineer* 65B, No. 2, S. 44-48
- Ollgaard, J. G. & Slutter, R. G. & Fisher, J. W. (1971) Shear strength of Stud Connectors in Lightweight and Normal-Weight Concrete. In: *AISC Engineering Journal* 8, No. 2, S. 55-64
- Ožbolt, J. (1995) Maßstabeffekt und Duktilität von Beton- und Stahlbetonkonstruktionen, Habilitation, Institut für Werkstoffe im bauwesen, Universität Stuttgart
- Ožbolt, J. & Mayer, U. & Vocke, H. & Eligehausen, R. (1999) Verschmierte Reißmethode – Theorie und Anwendung, In: *Beton- und Stahlbetonbau* 94, S. 403-412, Berlin: Ernst & Sohn. – ISSN 0005-9900
- Ožbolt, J. & Li, Y. & Kožar, I. (1999) Microplane model for concrete with relaxed kinematic constraint, In: *International Journal of solids and Structures* 38, S. 2683-2711, Berlin: Elsevier. – ISSN 0020-7683
- Palmgren, A. (1924) Die Lebensdauer von Kugellagern, In: *VDI-Zeitschrift* 116, S. 339-341
- Park, Y. J. (1990) Fatigue of concrete under random loadings. In: *Journal of Structural Engineering* 116, Nr. 11, S. 3228-3235
- Radaj, D. (1995) *Ermüdungsfestigkeit, Grundlagen für Leichtbau, Maschinen- und Stahlbau*. Berlin: Springer. - ISBN 3-540-58348-3
- Reichert, F. (2014) *Steifigkeitsverhalten von Doppelverbundbrücken mit Trapezblechstegen*, Dissertation, Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren, Universität Stuttgart
- Reinhardt, H.-W. & Hilsdorf, H.K. (2001) Beton. In: *Betonkalender 2001*. Bd. 1, S. 1-144, Berlin: Ernst & Sohn. - ISBN 3-433-01583-X
- Reinhardt, H. W. & Stroeven, P & den Uijl, J.A. & Kooistra, T. R. & Vrenken, J. H. A. M. (1978) Einfluss von Schwingbreite, Belastungshöhe und Frequenz auf die Schwingfestigkeit von Beton bei niedrigen Bruchlastwechselzahlen, In: *Betonwerk + Fertigteil-Technik*, Heft 9, S. 498-503, Gütersloh: Bauverlag BV. – ISSN 0373-4331
- Research Committee for PC Bridges with corrugated steel web (1998) *Planning Manual of PC bridges with corrugated steel webs* (auf japanisch), Draft

- Rings, K.-H. (1986) *Unbewehrter und bewehrter Beton unter häufig wiederholter Wechselbeanspruchung*, Dissertation, Darmstadt
- Roesler, H. & Denzer, G. (2002) The prestressed concrete bridge Altwipfergrund with corrugated steel webs, In: *1<sup>st</sup> Congress Concrete Structures in the 21<sup>st</sup> Century*, fib, Osaka, Japan, S. 339-346
- Roesler, H. & Denzer, G. (1999) Entwurf der Talbrücke Altwipfergrund mit Trapezblechstegen. In: *Stahlbau* 68, Heft 7, S. 576-582
- Röhm, J. (2009) *Strukturintegriertes Verbindungsmittel bei Stahlverbundträgern mit Trapezblechstegen im Brückenbau*, Dissertation, Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren, Universität Stuttgart
- Röhm, J. & Novák, B. (2010) Querbiegetragverhalten von Betondübeln bei Verbundtragwerken mit Trapezblechstegen, In: *Beton- und Stahlbetonbau* 105, S. 176-185, DOI: 10.1002/best.200900068, Berlin: Ernst & Sohn. – ISSN 0005-9900
- Roik, K. & Hanswille, G. (1983) Beitrag zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Kopfbolzen, In: *Der Stahlbau* 52, S. 301-308, Berlin: Ernst & Sohn
- Roik, K. & Hanswille, G. (1987) Zur Dauerfestigkeit von Kopfbolzen bei Verbundträgern, In: *Bauingenieur* 63, S. 273-285, Berlin: Springer
- Roik, K. & Hanswille, G. (1990) *Hintergrundbericht zu EUROCODE 4, Nachweis des Grenzzustandes der Betriebsfestigkeit für Kopfbolzen*, Bericht EC4/11/90, Harmonisierung der europäischen Baubestimmungen, Minister für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, Nr.: RS II 2-674102-88.17, Bochum
- Roik, K. & Hanswille, G. & Cunze Oliviera Lanna, A. (1988) *Hintergrundbericht zu EUROCODE 4, Abschnitt 6.3.2: Bolzendübel*, Bericht EC4/8/88, Harmonisierung der europäischen Baubestimmungen, Minister für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, Nr.: RS II 1-674102-8630, Bochum
- Sayed-Ahmed, E. Y. (2005) Lateral torsion flexure buckling of corrugated web steel girders. In: *Structures and Buildings* 158, Issue SB1, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, February, S. 53-69
- Sakurada, M. & Yoda, T. & Ashiduka K. & Ohura, T. (2001) Development and application of embedded connection, In: *Connection between Steel and Concrete* (Stuttgart, Germany, 10-12 September 2001) Volume Two, S. 1260-1269. – ISBN 2-912143-25-X
- Schlaich, J. & Schäfer, K. (2001) Konstruieren im Stahlbetonbau, In: Eibl, J. (Hrsg.): *Betonkalendar 2001, Teil 2*, 90. Jahrgang, S. 340-492, Berlin: ernst & Sohn. – ISBN 3-433-01583-4
- Schmid, K. & Eligehausen, R. (2007) Influence of anchor reinforcement on behaviour of anchorages under shear load, In: *2nd International symposium on Connection between steel and concrete* (Stuttgart, Germany, 4-7 September 2007) Volume One, S. 583-596. Stuttgart: ibidem – ISBN 10-89821-807-4
- Schüssler Plan (2002) *Statische Berechnung der Talbrücke Altwipfergrund*
- Seitz, M. (2005) *Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit des Betongurts von Verbundträgern*, Diplomarbeit, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Mitteilung Nr. 2005-23X

- Seracino, R. & Oehlers, D. J. & Yeo, M. P. (2003) Behaviour of stud shear connectors subjected to bi-directional cyclic loading, In: *Advances in Structural Engineering*, Volume 6, No. 1, S. 65-75
- Shiratani, H. & Sakashita, K. & Obi, H. & Fujikura, S. (2002) Behavior of corrugated steel web girder around middle support. In: *1<sup>st</sup> Congress Concrete Structures in the 21<sup>st</sup> Century*, fib, Osaka, Japan, S. 261-268
- Shirozu, A. & Oshita, S. & Sano, Y (2003) Application of the beam analysis with shear flow panels – in case of the composite bridges with corrugated steel webs, In: *5<sup>th</sup> Japanese-German Joint Symposium on Steel and Composite Bridges* (Osaka, Japan; September 9-12, 2003), S. 211-217
- Shito, K. et al. (2002) Study on transverse behavior of connection between concrete slab and corrugated steel web. In: *1<sup>st</sup> Congress Concrete Structures in the 21<sup>st</sup> Century*, fib, Osaka, Japan, S. 233-242
- Siokola, W. (1997) Wellstegträger Herstellung und Anwendung von Trägern mit profilierten Stegen, In: *Stahlbau 66*, S. 595-605, Berlin: Ernst & Sohn. – ISSN 0038-9145
- The society for the study of the composite structure of corrugated steel webs (2006) *Beispiele von gebauten Brücken mit Trapezstegträgern* (auf japanisch)
- Toprac, A. A. (1965) Strength of three new types of composite beams. In: *Engineering Journal* Vol. 2, Nr. 1, American Institute of Steel Constructors, S. 21-30
- Toprac, A. A. & Eyre, D. G. (1967) Composite beams with a hybrid tee steel section. In: *Journal of the Structural Division 93/ST5*, S. 309-316
- Trillmich, R. & Welz, W. (1997) *Bolzenschweißen: Grundlagen und Anwendung*. Fachbuchreihe Schweißtechnik Band 133. Düsseldorf: Deutscher Verlag für Schweißtechnik. - ISBN 3-87155-172-4
- Uehira, K. et al. (1998) Study of properties of PC Box girder bridges with corrugated steel web under shear and torsion, In: *Prestressed Concrete*, Vol. 40, No. 3, May, S. 16-25 (auf Japanisch)
- Veljkovic, M. & Johansson, B. (2006) Residual static resistance of welded stud shear connectors, In: *Composite Construction in Steel and Concrete V* (Proceedings of the 5th international conference, Kruger National Park, South Africa 2004), S. 524-533. - ISBN 0-7844-0826-2
- Verein Deutscher Zementwerke e. V. (2001) *Tätigkeitsbericht 1999-2001*, Düsseldorf: Bau + Technik
- Weigler, H. & Rings, K.-H. (1987) *Unbewehrter und bewehrter Beton unter Wechselbeanspruchung*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 383, Berlin: Ernst & Sohn
- Welz, W. & Dennin, G. (1981) Dauerfestigkeit von Konstruktionen mit aufgeschweißten Bolzen, In: *Schweißen & Schneiden*, 33, S. 63-66. Düsseldorf: Deutscher Verlag für Schweißtechnik
- Wilson, A. D. (2007) Advances in high performance steels for highway bridges. [www.steelbridges.org/pdfs/HPS.pdf](http://www.steelbridges.org/pdfs/HPS.pdf), Zugriff: 30. September 2008.
- Wöhler, A.. (1963) Über die Versuche zur Ermittlung der Festigkeit von Achsen, welche in den Werkstätten der Niederschlesisch-Märkischen Eisenbahn zu Frankfurt a. d. O. angestellt sind, In: *Zeitschrift für Bauwesen*, 13, S. 233-258

- Yasukawa, Y. & Miyauchi, H. & Nakazono, A. (2003) Plan and design of Rittoh Bridge, In: *5<sup>th</sup> Japanese-German Joint Symposium on Steel and Composite Bridges* (Osaka, Japan; September 9-12, 2003), S. 143-148
- Yoda, T. & Ohura, T. (1993) Torsional Behavior of Composite PC Box Girders with Corrugated Steel Webs, In: *Structures Engineering Journal*, Volume 39A, March, S. 1251-1258 (auf Japanisch)
- Yoda, T. & Ohura, T. (1995) Effects of shear connectors on mechanical behaviour of composite girders with corrugated steel webs, In: *4th Pacific Structural steel conference* (Singapore, 25-27 October 1993), Hrsg.: Shanmugam, N. E. & Choo, Y. S., Volume 3, S. 117-121, Oxford: Elsevier. – ISBN 0-08-042265-9
- Yoshida, N. & Fujii, K, Nakamura, H. & Urakawa, Y. (2003) A beam element for finite element analysis of corrugated steel web bridge, The Ninth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction, Bali, Indonesia, December 16-18, S. CPM-44 bis CPM-50
- Zapfe, C. (2001) *Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit Betondübeln zur Übertragung der Längsschubkräfte*, Dissertation, Neubiberg: Universität der Bundeswehr München
- Zulassung Z-21.3-1692 (2007) *Hilti Verbundanker HVZ dynamic*, Hilti Deutschland GmbH, Hiltistraße 2, 86916 Kaufering. Zulassung vom 11. April 2007, gültig bis 31. Oktober 2011.
- Zweigart, K. (2002) *Verformungsverhalten von Verbundträgern mit stehenden und liegenden Kopfbolzen*, Diplomarbeit, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Mitteilung Nr. 2002-2X



## A Anhang zu Abschnitt 2

### A.1 Daten Längsschub von Kuhlmann und Breuninger

Die folgende Tabelle A.1 enthält die Betondruckfestigkeit und die notwendigen Parameter zur Ermittlung der theoretischen Tragfähigkeit der Versuche unter Längsschubbeanspruchung  $P_{t,L}$  von Kuhlmann und Breuninger.

Tabelle A.1: Parameter und Tragfähigkeiten der Versuche von Kuhlmann und Breuninger

Körper	Zylinderdruckfestigkeit	Dübeldurchmesser	wirksamer randbastand	Dübelachsabstand	Bügelabstand	Lagefaktor	Beanspruchungsfaktor	Tragfähigkeit je Dübel im Versuch	theoretische - Tragfähigkeit nach Gleichung (2-9)
	$f_{cm}$ [MPa]	$d$ [mm]	$a_r'$ [mm]	$a$ [mm]	$s$ [mm]	$k_v$ [-]	$B_L$ [-]	$P_e$ [kN]	$P_{t,L}$ [kN]
I-1/1	31,8	22	55	165	165	1,14	1,06	123,6	137,7
I-1/2	31,8	22	80	165	165	1,14	1,06	160,4	159,9
I-2/1	31,8	19	55	165	165	1,14	1,06	112,6	129,8
I-2/2	31,8	19	80	165	165	1,14	1,06	146,7	150,8
I-3/1	25,3	22	80	110	110	1,14	1,06	141,5	145,9
I-3/2	25,3	22	80	165	165	1,14	1,06	149,1	145,9
I-3/3	25,3	22	80	220	220	1,14	1,06	150,6	145,9
I-4/1	33,1	22	80	165	165	1,14	1,06	149,3	162,5
I-4/2	33,1	22	80	165	165	1,14	1,06	164,5	162,5
I-4/3	33,1	22	80	165	82,5	1,14	1,06	187,9	200,1
I-4/4	33,1	22	80	165	165	1,14	1,06	149,1	162,5
I-4/5	33,1	22	80	165	82,5	1,14	1,06	190,5	200,1
I-6/1a	24,0	22	80	165	165	1,14	1,06	146,1	143,0
I-6/1b	24,0	22	80	165	165	1,14	1,06	142,5	143,0
I-6/1c	24,0	22	80	165	165	1,14	1,06	149,4	143,0
I-6/2a	26,1	22	80	165	165	1,14	1,06	142,8	148,0
I-6/2b	26,1	22	80	165	165	1,14	1,06	143,0	148,0
I-6/2c	26,1	22	80	165	165	1,14	1,06	143,0	148,0
I-6/3	37,1	22	80	165	165	1,14	1,06	171,1	170,2
II-B	29,8	22	99	165	165	1,0	1,06	137,1	148,9
II-1/1	20,8	22	99	165	165	1,0	1,06	132,5	128,5
II-1/3	37,3	22	99	165	165	1,0	1,06	153,6	162,8
II-2/2	29,8	22	124	165	165	1,0	1,06	149,9	163,0
II-3/1	36,0	22	99	110	110	1,0	1,06	144,6	160,5
II-3/3	36,0	22	99	220	220	1,0	1,06	158,4	160,5
II-4/3	33,6	22	99	165	165	1,0	1,06	145,7	156,2
II-5/1	29,8	22	99	165	165	1,0	1,06	128,3	148,9
II-6/1	35,2	22	99	165	165	1,0	1,06	147,6	159,2
II-6/3	35,2	22	99	165	165	1,0	1,06	148,1	159,2
II-6/4	35,2	22	99	165	82,5	1,0	1,06	162,4	196,0
II-7/2	30,1	22	99	165	165	1,0	1,06	151,4	149,6
II-8/1	30,1	22	49	165	165	1,0	1,06	122,2	112,9
II-8/2	28,8	22	49	165	82,5	1,0	1,06	137,7	136,6
II-9/1	28,8	22	49	110	110	1,0	1,06	128,4	110,9
II-9/2	28,8	22	49	110	55	1,0	1,06	145,9	136,6
II-10/1	22,7	22	49	220	110	1,0	1,06	133,0	124,1
II-10/2	22,7	22	49	330	165	1,0	1,06	127,4	124,1
II-10/3	30,2	22	49	440	220	1,0	1,06	135,1	139,2
II-11/1	30,7	22	99	125	125	1,0	1,06	145,6	158,5
II-11/2	30,7	25	99	187,5	187,5	1,0	1,06	153,9	158,5
II-11/3	30,7	25	99	250	250	1,0	1,06	157,4	158,5
II-12/2	35,4	22	99	165	165	1,0	1,0	139,3	150,5
II-12/3	35,4	22	99	165	165	1,0	1,0	138,9	150,5

Die an Betonwürfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm geprüften Betondruckfestigkeiten wurden ursprünglich mit dem Faktor 0,75 auf die Zylinderdruckfestigkeit umgerechnet. Im Gegensatz dazu wird im Folgenden der konservativere Wert von 0,81 verwendet. Dieser Wert ermittelt sich als Produkt aus dem Formfaktor 0,95 für die Umrechnung eines Würfels mit 150 mm Kantenlänge auf einen Würfel mit 200 mm Kantenlänge und dem Quotient 1/1,18 als Gestaltsfaktor zwischen einem Würfel mit einer Kantenlänge von 200 mm und einem Zylinder mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 300 mm<sup>360</sup>. Daher unterscheidet sich in dieser Tabelle nicht nur die Zylinderdruckfestigkeit, sondern auch die theoretische Tragfähigkeiten nach Gleichung (2-9) von der ursprünglichen statistischen Auswertung von Kuhlmann und Breuninger.

## A.2 Neue statistische Auswertung der Längsschubversuche

Die Neuauswertung der durchgeführten Versuche erfolgt nach DIN EN 1990<sup>361</sup>. Zur Ermittlung des Variationskoeffizienten  $V_{rt}^2$  sind die Variationskoeffizienten der Einflussfaktoren erforderlich. In Tabelle A.2 sind die Variationskoeffizienten und die partiellen Ableitungen der Basisvariablen aufgelistet.

Tabelle A.2: Variationskoeffizienten und partielle Ableitungen

Einflussfaktor	Variationskoeffizient V [%]	Partielle Ableitung
Betondruckfestigkeit $f_{cm}$	20 / 15	$\frac{\partial P_{t,L}}{\partial f_{cm}} = \frac{0,4}{f_{cm}} P_{t,L}$
Betonzugfestigkeit $f_{ct}$	20	$\frac{\partial P_{t,L}}{\partial f_{ct}} = \frac{0,4}{f_{ct}} P_{t,L}$
Bolzenabstand $a$	2	$\frac{\partial P_{t,L}}{\partial a} = \frac{0,3}{a} P_{t,L}$
Bügelabstand $s$	2	$\frac{\partial P_{t,L}}{\partial s} = 0,3 \cdot s \cdot P_{t,L}$
Bolzendurchmesser $d$	3	$\frac{\partial P_{t,L}}{\partial d} = \frac{0,4}{d} P_{t,L}$
Wirksamer Randabstand $a_r'$	2 / 12	$\frac{\partial P_{t,L}}{\partial a_r'} = \frac{0,4}{a_r'} P_{t,L}$

Für randnahe Kopfbolzen ist die Zugfestigkeit des Betons von Bedeutung. Da bei der Betonzugfestigkeit eine größere Streuung beobachtet wird als bei der Druckfestigkeit, wird ein erhöhter Variationskoeffizient der Betonfestigkeit von 20 % verwendet<sup>362</sup>. Für die Anpassung an die charakteristische Betonfestigkeit liefert jedoch ein geringerer Koeffizient konservativere Werte. Daher wird zur Ermittlung von  $\Delta k_c$  der geringere Koeffizient von 15 % verwendet. Für den Variationskoeffizienten des wirksamen Randabstands  $a_r'$  besteht durch den Bezug auf die Achse der Bewehrung ein Zusammenhang zu dem Variationskoeffizienten der Betondeckung. In der ursprünglichen statistischen Auswertung wurde der Variationskoeffizient für  $a_r'$  von 2 % verwendet. Von Bergmeister<sup>363</sup> wurden in-situ Messungen der Betondeckung durchgeführt. Dabei wurden in Abhängigkeit unterschiedlicher Bauteile, der Schalungsgenauigkeit und dem Bewehrungssystem Variationskoeffizienten zwischen 5 und 15 % bestimmt. Für den häufigen Anwen-

<sup>360</sup> Norm DIN 1045 (1988), Abschnitt 7.4.3.5.3

<sup>361</sup> Norm DIN EN 1990 (2010), Anhang D

<sup>362</sup> Vgl. Breuninger, U. (2000), Seite 106

<sup>363</sup> Vgl. Bergmeister, K. (2005), Seite 994f



dungsfall der randnah angeordneten Kopfbolzen in Platten konnten die günstigsten Variationskoeffizienten mit 5 und 6 % ermittelt werden. Um ein möglichst abgesichertes Ergebnis zu erhalten, erfolgt die neue Auswertung neben dem ursprünglichen Koeffizient für den wirksamen Randabstand  $a_r'$  von 2 % auch mit 12 %, siehe Tabelle A.3.

Tabelle A.3: Neue statistische Auswertung der Versuche von Kuhlmann und Breuninger

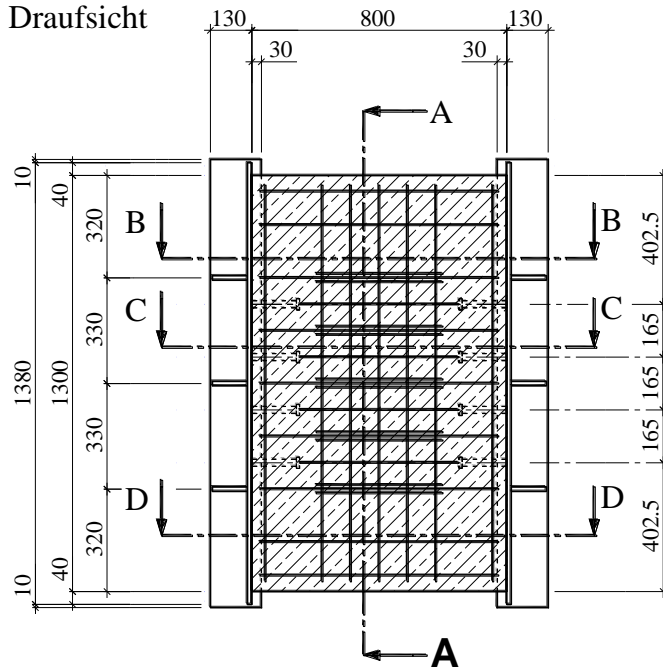
Statistische Größe	Variationskoeffizient wirksamer Randabstand [%]		
	2	12	
Theoretisches Widerstandsmodell nach Gleichung:	(2-9)		
Anzahl der ausgewerteten Versuche n:	43		
Mittelwertabweichung:	$b = \frac{\sum r_e r_t}{\sum r_t^2}$	0,963	
Schätzwert:	$\bar{\Delta} = \frac{1}{n} \sum \Delta_i$	0,00671	
	$s_{\Delta}^2 = \frac{1}{n-1} \sum (\Delta_i - \bar{\Delta})^2$	0,0044	
Variationskoeffizienten und Wichtungsfaktoren:	$V_{\delta}^2 = \exp(s_{\Delta}^2) - 1$	0,0044	
	$V_{rt}^2 = \sum_{i=1}^n V_{Xi}^2$	0,00679	0,00903
	$V_r^2 = V_{\delta}^2 + V_{rt}^2$	0,01115	0,01339
	$Q_{\delta} = \sqrt{\ln(V_{\delta}^2 + 1)}$	0,06599	
	$Q_{rt} = \sqrt{\ln(V_{rt}^2 + 1)}$	0,08225	0,09480
	$Q = \sqrt{\ln(V_r^2 + 1)}$	0,10531	0,11534
Fraktilefaktoren	5,0 %	$k_n$ (n>30)	1,73
( $V_x$ unbekannt)	0,1 %	$k_{d,n}$ (n>30)	3,44
$P_{Rk} = b \cdot P_t(\underline{X}_M) \cdot \exp(-1,64 \cdot \frac{Q_{rt}^2}{Q} - k_n \cdot \frac{Q_{\delta}^2}{Q} - 0,5 \cdot Q^2)$		0,802 · $P_{t,L}$	0,789 · $P_{t,L}$
$P_d = b \cdot P_t(\underline{X}_M) \cdot \exp(-3,04 \cdot \frac{Q_{rt}^2}{Q} - k_{d,n} \cdot \frac{Q_{\delta}^2}{Q} - 0,5 \cdot Q^2)$		0,683 · $P_{t,L}$	0,663 · $P_{t,L}$
	$\gamma_R = P_{Rk} / P_{Rd}$	1,174	1,190
Anpassung an die charakteristische Materialfestigkeit von Beton:	$\Delta k_c = [\exp(-1,64 \cdot V_{fcm} - 0,5 \cdot V_{fcm}^2)]^{1/2}$	0,879	
	$k_c = \Delta k_c / (P_{Rk,L} / P_{t,L})$	1,096	1,115
	$\gamma_R^* = \gamma_R \cdot k_c$	1,287	1,326
Anpassung an den Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_v = 1,25$ für Verbundmittel:	$P_{Rk,L}^* = P_{t,L} \cdot \frac{1,25}{\gamma_R^*}$	$1,67 \cdot \frac{1,25}{1,287} = 1,622$	$1,67 \cdot \frac{1,25}{1,326} = 1,574$
Zusätzliche Berücksichtigung der Kurzzeitrelaxation mit dem Faktor 0,9:	$P_{Rk,L}^* \cdot 0,9$	<b>1,46</b>	<b>1,42</b>

Auch im ungünstigsten Fall kann der ursprünglich von Kuhlmann und Breuninger bestimmte Vorfaktor von 1,42 bestätigt werden.

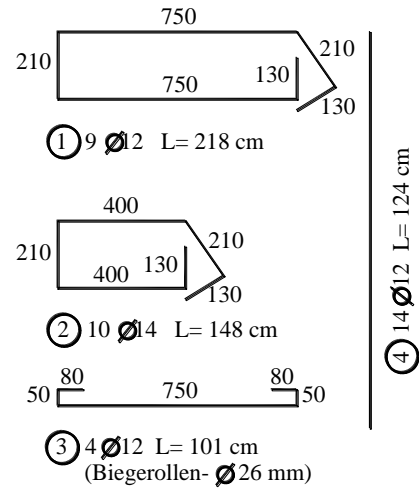
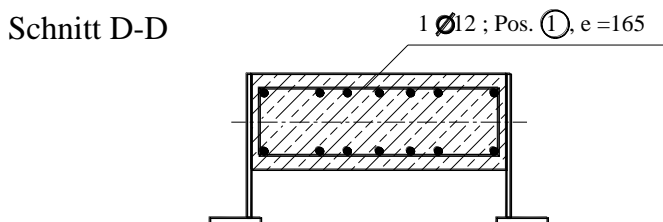
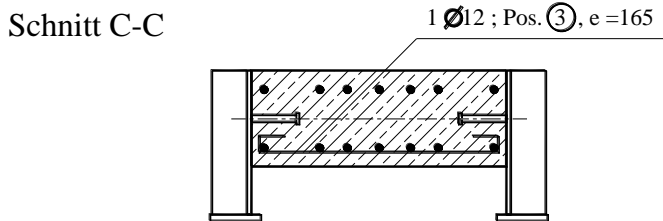
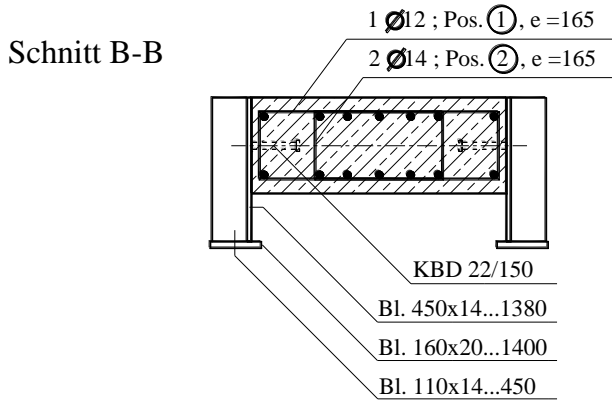
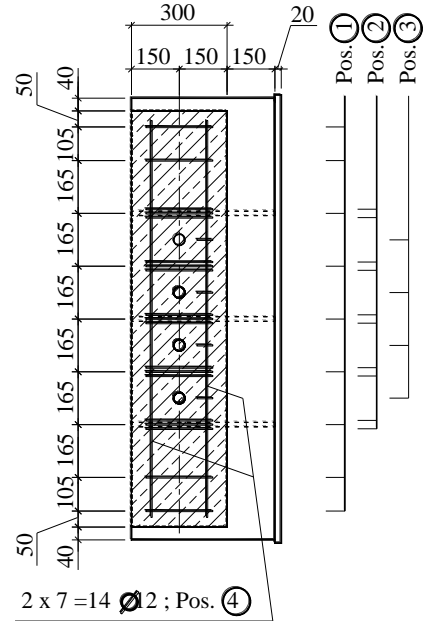


## B Anhang zu Abschnitt 4

### B.1 Konstruktionszeichnungen der Versuchskörper



Schnitt A-A



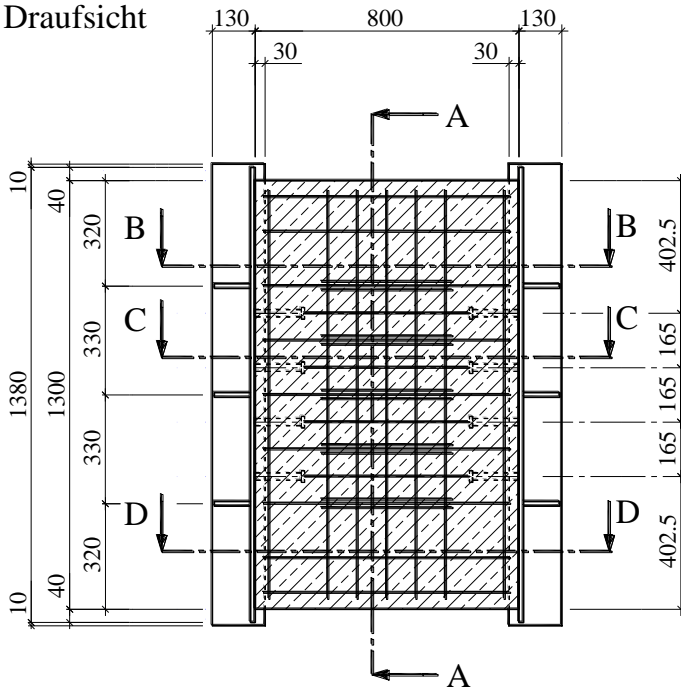
Betondeckung:  $c = 4.5$  cm (vertikal)  
 $c = 2.5$  cm (horizontal)

Alle Maße in mm

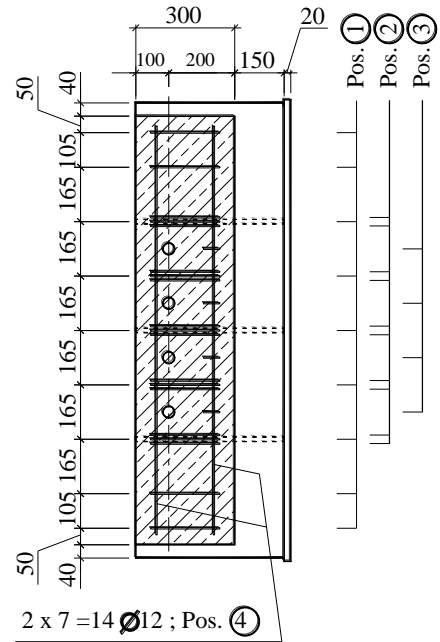
Baustahl	S 235 JR G2 (St 37-2)
Kobo	S 235 J2 G3 (St 37-3K)
Beton	C 30/37
Betonstahl	S 500 (BSt 500 S)

Anzahl :	18 Stück
QE1/QE3	Zeichnung Nr.: 1

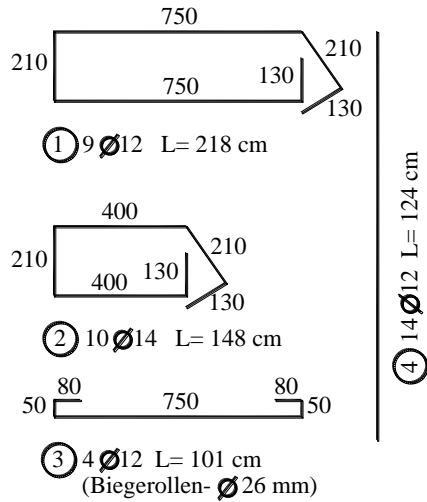
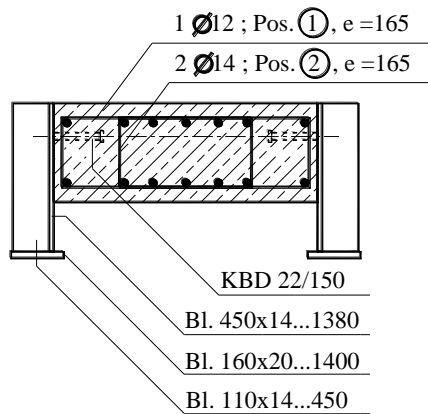
Draufsicht



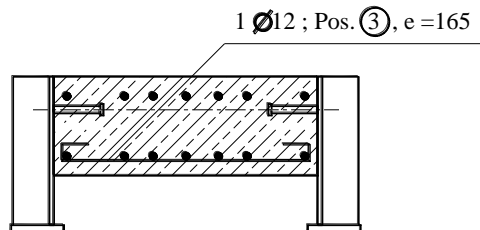
Schnitt A-A



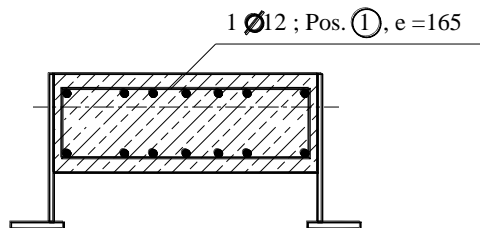
Schnitt B-B



Schnitt C-C



Schnitt D-D



Betondeckung: c = 4.5 cm (vertikal)  
c = 2.5 cm (horizontal)

Alle Maße in mm

Baustahl	S 235 JR G2 (St 37-2)
Kobo	S 235 J2 G3 (St 37-3K)
Beton	C 30/37
Betonstahl	S 500 (BSt 500 S)
Anzahl:	7 Stück
<b>QE 2</b>	Zeichnung Nr.: <b>2</b>

## B.2 Statistische Auswertung randferner Kopfbolzen unter Ermüdung

Da bei randnahen Kopfbolzen experimentelle Untersuchungen zum Einfluss der Parameter Betonfestigkeit und Bolzendurchmesser fehlen, wird im Folgenden der Einfluss dieser Parameter mit Hilfe vorhandener Versuchsergebnisse bei randfernen Kopfbolzen ausgewertet. In Tabelle B.1 sind die wesentlichen Parameter der verwendeten Versuche aufgeführt. Detailliertere Informationen können den angegebenen Literturstellen entnommen werden. Die Auswahl der verwendeten Versuche lehnt sich an die Auswertung von Hanswille<sup>364</sup> an, die Grundlage für die Regelungen im Eurocode 4 ist. Zusätzlich wurden weitere, aktuellere Versuche mit einem größeren Bolzendurchmesser bzw. einer größeren Betonfestigkeit aufgenommen.

Tabelle B.1: Versuchsdaten der verwendeten Versuche für die statistische Auswertung

Nr.	Ausgeführt von	Test	Literatur	$f_c$ [MPa]	$f_u$ [MPa]	$d$ [mm]	$\Delta\tau$ [MPa]	$N$ [-]	Verwend- det für <sup>a)</sup>
1	Mainstone & Menzies	S1	M&M <sup>365</sup>	27,4	600 <sup>b)</sup>	19	159	76.000	A, B
2	Mainstone & Menzies	S2	M&M	28,3	600 <sup>b)</sup>	19	127	439.000	A, B
3	Mainstone & Menzies	S7	M&M	29,5	600 <sup>b)</sup>	19	127	1.940.000	A, B
4	Mainstone & Menzies	S9	M&M	31,2	600 <sup>b)</sup>	19	175	42.000	A, B
5	Mainstone & Menzies	S10	M&M	27,6	600 <sup>b)</sup>	19	118	1.700.000	A, B
6	Mainstone & Menzies	S12	M&M	27,7	600 <sup>b)</sup>	19	132	679.000	A, B
7	Menzies	P40	M1 <sup>366</sup>	15,7	600	19	127	991.700	B
8	Menzies	P41	M1	15,8	600	19	127	650.900	B
9	Menzies	P42	M1	40	600	19	158	285.100	B
10	Menzies	P43	M1	40	600	19	158	143.000	B
11	Hallam	PS4.2	H1 <sup>367</sup>	28,1	421	19	168	52.800	A, B
12	Hallam	PS5.1	H1	28,1	421	19	168	58.600	A, B
13	Hallam	PS5.2	H1	28,1	421	19	168	67.900	A, B
14	Hallam	PS10.1	H1	24,2	421	19	148	61.700	A, B
15	Hallam	PS10.2	H1	24,2	421	19	148	75.500	A, B
16	Hallam	PS11.1	H1	24,2	421	19	148	110.000	A, B
17	Hallam	PS11.2	H1	24,2	421	19	148	110.000	A, B
18	Mensinger	S7/1	M2 <sup>368</sup>	46	502	22	184	12.312	A, B
19	Mensinger	S7/2	M2	46	502	22	131	181.000	A, B
20	Mensinger	S7/3	M2	49	502	22	131	350.000	A, B
21	Mensinger	S7/4	M2	51	502	22	131	492.000	A, B
22	Mensinger	S7/5	M2	51	502	22	184	26.900	A, B
23	Mensinger	S7/6	M2	51	502	22	184	38.000	A, B
24	Mensinger	S7/9	M2	49	502	22	131	779.500	A, B
25	Mensinger	S7/10	M2	48	502	22	158	110.300	A, B
26	Hanswille	I/1	H2 <sup>369</sup>	31	468	25	110	1.500.000	A, B
27	Hanswille	I/2	H2	31	468	25	130	485.000	A, B
28	Hanswille	I/3	H2	31	468	25	150	98.000	A, B
29	Hanswille	II/1	H2	40	468	25	110	1.500.000	A, B
30	Hanswille	II/2	H2	40	468	25	130	406.000	A, B
31	Hanswille	II/3	H2	40	468	25	150	133.000	A, B
32	Badie et al.	LS-5-25A	B <sup>370</sup>	38,6	340 <sup>c)</sup>	31,8	172,4	49.000	A, B

<sup>364</sup> Vgl. Hanswille, G. (2003), Tabelle 3-13

<sup>365</sup> M&M = Mainstone, R. J. & Menzies, J. B. (1967)

<sup>366</sup> M1 = Menzies, J. B. (1971)

<sup>367</sup> H1 = Hallam, M. W. (1976)

<sup>368</sup> M2 = Mensinger, M. (2000)

<sup>369</sup> H2 = Hanswille, G. (2003)

<sup>370</sup> B = Badie, S. S. et al. (2002)

Nr.	Ausgeführt von	Test	Literatur	$f_c$ [MPa]	$f_u$ [MPa]	$d$ [mm]	$\Delta\tau$ [MPa]	N [-]	Verwendet für <sup>a)</sup>
33	Badie et al.	LS-5-25B	B	38,6	340 <sup>c)</sup>	31,8	172,4	50.000	A, B
34	Badie et al.	LS-5-23A	B	38,6	340 <sup>c)</sup>	31,8	158,6	74.000	A, B
35	Badie et al.	LS-5-21	B	38,6	340 <sup>c)</sup>	31,8	144,8	94.000	A, B
36	Badie et al.	LS-5-20	B	38,6	340 <sup>c)</sup>	31,8	137,9	554.000	A, B
37	Badie et al.	LS-5-19	B	38,6	340 <sup>c)</sup>	31,8	131	567.000	A, B
38	Badie et al.	LS-5-18A	B	38,6	340 <sup>c)</sup>	31,8	124,1	166.000	A, B
39	Badie et al.	LS-5-18B	B	38,6	340 <sup>c)</sup>	31,8	124,1	2.533.000	A, B
40	Badie et al.	LS-5-17	B	38,6	340 <sup>c)</sup>	31,8	117,2	1.636.000	A, B
41	Badie et al.	LS-5-16	B	38,6	340 <sup>c)</sup>	31,8	110,3	1.372.000	A, B
42	Badie et al.	SS-5-25	B	35,9	440 <sup>c)</sup>	22,2	172,4	27.000	A, B
43	Badie et al.	SS-5-23	B	35,9	440 <sup>c)</sup>	22,2	158,6	60.000	A, B
44	Badie et al.	SS-5-21	B	35,9	440 <sup>c)</sup>	22,2	144,8	285.000	A, B
45	Badie et al.	SS-5-20	B	35,9	440 <sup>c)</sup>	22,2	137,9	189.000	A, B
46	Badie et al.	SS-5-19	B	35,9	440 <sup>c)</sup>	22,2	131	157.000	A, B
47	Badie et al.	SS-5-18	B	35,9	440 <sup>c)</sup>	22,2	124,1	935.000	A, B
48	Badie et al.	SS-5-17	B	35,9	440 <sup>c)</sup>	22,2	117,2	400.000	A, B
49	Badie et al.	SS-5-16	B	35,6	440 <sup>c)</sup>	22,2	110,3	2.452.000	A, B
50	Badie et al.	SS-5-15	B	35,6	440 <sup>c)</sup>	22,2	103,4	600.000	A, B
51	Lee, Shim, Chang	FT25-A1	L <sup>371</sup>	35,5	426	25	100	2.133.970	A, B
52	Lee, Shim, Chang	FT25-A2	L	35,5	426	25	150	44.827	A, B
53	Lee, Shim, Chang	FT25-A3	L	35,5	426	25	170	60.000	A, B
54	Lee, Shim, Chang	FT25-B1	L	46,8	426	25	130	387.209	A, B
55	Lee, Shim, Chang	FT25-B2	L	46,8	426	25	150	61.063	A, B
56	Lee, Shim, Chang	FT25-B3	L	46,8	426	25	177,3	5.320	A, B
57	Lee, Shim, Chang	FT27-A1	L	35,5	426	27	128,4	142.641	A, B
58	Lee, Shim, Chang	FT27-A2	L	35,5	426	27	150	22.488	A, B
59	Lee, Shim, Chang	FT27-A3	L	35,5	426	27	170	13.766	A, B
60	Lee, Shim, Chang	FT30-A1	L	35,5	426	30	130	75.484	A, B
61	Lee, Shim, Chang	FT30-A2	L	35,5	426	30	150	10.436	A, B
62	Lee, Shim, Chang	FT30-A3	L	35,5	426	30	156,1	19.333	A, B
63	Feldmann et al.	D1.1.1	F <sup>372</sup>	112,2	546	22	181	2.113.520	B
64	Feldmann et al.	D1.1.2	F	111,8	546	22	181	2.265.273	B
65	Feldmann et al.	D1.1.3	F	111,4	546	22	181	2.505.680	B

<sup>a)</sup> A = für die statistische Auswertung des Parameters Bolzendurchmesser, B = für die statistische Auswertung des Parameters Betonfestigkeit

<sup>b)</sup> Angenommene Werte, nicht getestet

<sup>c)</sup> Werte der Produktnorm, nicht getestet

In der folgenden Tabelle B.2 ist die statistische Auswertung der in Tabelle B.1 dargestellten Versuche für den Parameter Bolzendurchmesser dargestellt. Um eine direkte Vergleichbarkeit zu erhalten, wurde dabei entsprechend dem Verfahren nach Hobbacher, siehe Abschnitt 4.6.2, die feste Steigung der Wöhlerlinie  $m = 8$  vorgegeben.

Tabelle B.2: Statistische Auswertung für den Parameter Bolzendurchmesser

Durchmesser [mm]	19	22	25	27	30	31,8	alle
Anzahl	13	17	12	3	3	10	58
Vorgegebene Steigung m	8	8	8	8	8	8	8
Mittelwert $x_i = \log \Delta\tau_i$ $\bar{x} = \frac{1}{n} \sum x_i$	2,169	2,15	2,134	2,172	2,161	2,139	2,151
Mittelwert $y_i = \log \Delta N_i$ $\bar{y} = \frac{1}{n} \sum y_i$	5,198	5,26	5,302	4,548	4,394	5,470	5,209
Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit (Mittelwert) $\Delta\tau_c$ [MPa]	<b>107,5</b>	<b>104,5</b>	<b>102,1</b>	<b>89,7</b>	<b>83,7</b>	<b>108,4</b>	<b>103,3</b>

<sup>371</sup> L = Lee, P.-G., Shim, C.S., Chang, S. P. (2005)

<sup>372</sup> F = Feldmann et al. (2007)

In gleicher Weise wurde für fünf Betonfestigkeitsgruppen eine statistische Auswertung durchgeführt, siehe Tabelle B.3.

Tabelle B.3: Statistische Auswertung für den Parameter Betonfestigkeit

Betonfestigkeit [MPa]		15 – 24,9	25 – 34,9	35 – 44,9	45 – 54,9	111-112
Anzahl		6	12	33	11	3
Vorgegebene Steigung m		8	8	8	8	8
Mittelwert $x_i = \log \Delta\tau_i$	$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum x_i$	2,148	2,154	2,139	2,182	2,258
Mittelwert $y_i = \log \Delta N_i$	$\bar{y} = \frac{1}{n} \sum y_i$	5,260	5,389	5,263	4,966	6,360
Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit (Mittelwert)	$\Delta\tau_c$ [MPa]	<b>104,2</b>	<b>109,7</b>	<b>102,2</b>	<b>103,5</b>	<b>184,1</b>





## C Anhang zu Abschnitt 6

### C.1 Bestimmung der Kennlinien für trapezförmig gekantete Stege

In Tabelle C.1 ist der Schlupf der Trapezstegträgerversuche mit Kopfbolzen unter Längsschubbeanspruchung in Abhängigkeit vom Verhältnis der Beanspruchung zur Tragfähigkeit aufgelistet. In der rechten Spalte ist der arithmetische Mittelwert der elf durchgeführten Versuche aufgeführt.

Tabelle C.1: Schlupf in Abhängigkeit der Beanspruchung für die Versuche mit Kopfbolzen

Last / Traglast [-]	Schlupf s [mm]											Arithmetischer Mittelwert
	KBD1-1	KBD1-2	KBD2	KBD3-1	KBD3-2	KBD4a	KBD4b	KBD5a	KBD5b	KBD6a	KBD6b	
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	<b>0</b>
<b>0,1</b>	0,15	0,13	0,11	0,11	0,09	0,19	0,18	0,07	0,06	0,05	0,05	<b>0,108</b>
<b>0,2</b>	0,35	0,29	0,26	0,25	0,23	0,33	0,37	0,21	0,18	0,16	0,12	<b>0,252</b>
<b>0,3</b>	0,49	0,41	0,39	0,39	0,36	0,45	0,52	0,35	0,33	0,27	0,24	<b>0,383</b>
<b>0,4</b>	0,61	0,54	0,51	0,48	0,48	0,55	0,64	0,45	0,43	0,37	0,36	<b>0,493</b>
<b>0,5</b>	0,77	0,85	0,79	0,69	0,76	0,74	0,88	0,84	0,67	0,70	0,58	<b>0,750</b>
<b>0,6</b>	1,32	1,30	1,29	1,11	1,24	1,06	1,34	1,52	1,20	1,26	1,11	<b>1,250</b>
<b>0,7</b>	2,06	1,96	1,97	1,80	1,92	1,54	2,16	2,19	1,96	2,01	1,81	<b>1,944</b>
<b>0,8</b>	3,04	2,87	3,00	2,64	2,73	2,40	3,30	3,17	3,10	2,85	2,86	<b>2,906</b>
<b>0,9</b>	4,54	4,35	4,43	4,00	3,97	3,47	4,52	4,81	5,17	4,26	4,54	<b>4,369</b>
<b>1</b>	11,44	9,00	10,41	7,77	7,37	8,25	9,47	9,86	11,48	8,63	14,13	<b>9,802</b>
<b>0,9</b>	16,42	16,36	14,32	13,49	14,15	10,97	17,45	14,47	22,12	16,61	22,08	<b>16,221</b>
<b>0,8</b>	19,92	18,34	17,11	15,44	16,83	11,61	19,49	17,19	27,18	22,13	39,12	<b>20,396</b>

Die Tabelle C.2 gibt den gleichen Sachverhalt für die drei ausgewerteten Referenzkörper wieder.

Tabelle C.2: Schlupf in Abhängigkeit der Beanspruchung für die Referenzversuche

Last / Traglast [-]	Schlupf s [mm]				Arithmetischer Mittelwert
	R1-2	R2	R3		
<b>0</b>	0	0	0		<b>0</b>
<b>0,1</b>	0,03	0,02	0,05		<b>0,036</b>
<b>0,2</b>	0,08	0,07	0,10		<b>0,083</b>
<b>0,3</b>	0,15	0,11	0,15		<b>0,136</b>
<b>0,4</b>	0,57	0,75	0,23		<b>0,515</b>
<b>0,5</b>	1,13	1,53	0,65		<b>1,102</b>
<b>0,6</b>	1,88	2,55	1,34		<b>1,921</b>
<b>0,7</b>	2,93	3,87	2,49		<b>3,093</b>
<b>0,8</b>	4,02	5,83	5,42		<b>5,089</b>
<b>0,9</b>	6,19	10,24	10,93		<b>9,120</b>
<b>1</b>	22,65	29,16	31,13		<b>27,647</b>
<b>0,9</b>	55,06	42,97	50,25		<b>49,427</b>
<b>0,8</b>	69,48	59,90	67,30		<b>65,559</b>

Der von Becker gewählte Wert 1,6 für die Variable b hat den Nachteil, dass sich die Tragfähigkeit nach dem Erreichen der Traglast noch geringfügig erhöht. Da dies den Versuchen widerspricht, wurde der Wert der Variablen b entsprechend der Ausarbeitung von Zweigart<sup>373</sup> und Kürschner<sup>374</sup> zu 2 gewählt, bei dem dieser Effekt nicht auftritt. In der normierten Fassung ist das Maximum  $P_t = 1,0$ . Damit vereinfacht sich die Gleichung (6-7) zu Gleichung (C-1) und es verbleiben die Unbekannten a und b.

<sup>373</sup> Vgl. Zweigart, K. (2002), Abschnitt 4.4.1

<sup>374</sup> Vgl. Kürschner, K. (2003), Tabelle 7-2.

$$P(s) = \frac{a \cdot \frac{s}{s_t} - \left(\frac{s}{s_t}\right)^2}{1 + c \cdot \frac{s}{s_t}} \quad (\text{C-1})$$

$s$  = Schlupf  
 $s_t$  = Schlupf bei der Traglast  
 $a, c$  = Formvariable

Für die Stelle der Tragfähigkeit ist  $s = s_t$ . Damit lässt sich  $a$  in Abhängigkeit von  $c$  ausdrücken:

$$P(s_t) = \frac{a \cdot \frac{s_t}{s_t} - \left(\frac{s_t}{s_t}\right)^2}{1 + c \cdot \frac{s_t}{s_t}} = \frac{a}{1 + c} = 1 \quad (\text{C-2})$$

$$\Rightarrow a = c + 2$$

Mit einem beliebigen Punkt auf der Mittelwertlinie  $P(s) = y$  ergibt sich durch Einsetzen und Umformen die Variable  $c$ :

$$c = \frac{2 \cdot \frac{s}{s_t} - \left(\frac{s}{s_t}\right)^2 - y}{y \cdot \frac{s}{s_t} - \frac{s}{s_t}} \quad (\text{C-3})$$

Für die Kennlinien der Referenzkörper und für die Körper mit zusätzlichen Kopfbolzen wird ein Punkt im mittleren Bereich des aufsteigenden Astes bei 60 % der Tragfähigkeit gewählt, durch den die Kennlinie exakt durch die Mittelwertlinie geht. Ein Punkt auf diesem Niveau führt zu geringen Abweichungen zwischen Mittelwertlinie und Kennlinie in dem für die Gebrauchstauglichkeit entscheidenden Bereich.

Für die Kennlinie der Körper mit Kopfbolzen ergibt sich damit für die Variablen  $a$  und  $c$ :

$$c = \frac{2 \cdot \frac{1,250}{9,802} - \left(\frac{1,250}{9,802}\right)^2 - 0,6}{0,6 \cdot \frac{1,250}{9,802} - \frac{1,250}{9,802}} = 7,079 \Rightarrow a = 7,079 + 2 = 9,079 \quad (\text{C-4})$$

Entsprechend gilt für die Referenzkörper:

$$c = \frac{2 \cdot \frac{1,921}{27,647} - \left(\frac{1,921}{27,647}\right)^2 - 0,6}{0,6 \cdot \frac{1,921}{27,647} - \frac{1,921}{27,647}} = 16,760 \Rightarrow a = 16,760 + 2 = 18,760 \quad (\text{C-5})$$

## C.2 Statistische Auswertung der Längsschubversuche

Die Auswertung der durchgeführten Versuche und berechneten Traglasten der Parameterstudie erfolgt nach DIN EN 1990<sup>375</sup>. Das grundsätzliche Vorgehen der statistischen Auswertung erfolgt entsprechend Abschnitt A.2. Die für die Querbiegebeanspruchung relevanten Variationskoeffizienten und zugehörigen Ableitungen sind in Tabelle C.3 aufgelistet.

Tabelle C.3: Variationskoeffizienten und partielle Ableitungen

Einflussfaktor		Variationskoeffizient V [%]	Partielle Ableitung
Betondruckfestigkeit	$f_c$	20 / 15	$\frac{\partial P_{t,L}}{\partial f_{cm}} = \frac{0,6}{f_c} P_{t,L}$
Betonzugfestigkeit	$f_{ct}$	20	$\frac{\partial P_{t,L}}{\partial f_{ct}} = \frac{0,6}{f_{ct}} P_{t,L}$
Reibung	$\mu_k$	11	$\frac{\partial P_{t,L}}{\partial \mu_k} = \frac{0,3}{\mu_k} P_{t,L}$
Einbindetiefe	$t_e$	2	$\frac{\partial P_{t,L}}{\partial t_e} = \frac{0,35}{t_e} P_{t,L}$
Blechdicke	$t_w$	2	$\frac{\partial P_{t,L}}{\partial t_w} = \frac{0,2}{t_w} P_{t,L}$
Bügelbewehrung	$d_s$	5	$\frac{\partial P_{t,L}}{\partial d_s} = \frac{0,05}{d_s} P_{t,L}$
Zulagebewehrung	$d_a$	5	$\frac{\partial P_{t,L}}{\partial d_a} = \frac{0,05}{1 + d_a} P_{t,L}$
Faltungswinkel	$k_\alpha$	2	$\frac{\partial P_{t,L}}{\partial k_\alpha} = \frac{1}{k_\alpha} P_{t,L}$
Abschnittslänge	$k_{a1}$	2	$\frac{\partial P_{t,L}}{\partial k_{a1}} = \frac{1}{k_{a1}} P_{t,L}$

<sup>375</sup> Vgl. Norm DIN EN 1990 (2010), Anhang D

Tabelle C.4: Statistische Auswertung der Längsschubversuche

Statistische Größe		
Theoretisches Widerstandsmodell nach Gleichung:		(6-11)
Anzahl der ausgewerteten Versuche und Berechnungen n:		250
Mittelwertabweichung:	$b = \frac{\sum r_t \cdot r_t}{\sum r_t^2}$	1,00972
Schätzwert:	$\bar{\Delta} = \frac{1}{n} \sum \Delta_i$	0,00371
	$s_{\Delta}^2 = \frac{1}{n-1} \sum (\Delta_i - \bar{\Delta})^2$	0,0038
Variationskoeffizienten und Wichtungsfaktoren:	$V_{\delta}^2 = \exp(s_{\Delta}^2) - 1$	0,0038
	$V_{rt}^2 = \sum_{i=1}^n V_{Xi}^2$	0,01637
	$V_r^2 = V_{\delta}^2 + V_{rt}^2$	0,02017
	$Q_{\delta} = \sqrt{\ln(V_{\delta}^2 + 1)}$	0,06159
	$Q_{rt} = \sqrt{\ln(V_{rt}^2 + 1)}$	0,12741
	$Q = \sqrt{\ln(V_r^2 + 1)}$	0,14130
Fraktilefaktoren (V <sub>x</sub> unbekannt)	5,0 % 0,1 %	k <sub>n</sub> (n>30) k <sub>d,n</sub> (n>30)
		1,73 3,44
$P_{Rk} = b \cdot P_t(\underline{X}_M) \cdot \exp\left(-1,64 \cdot \frac{Q_{rt}^2}{Q} - k_n \cdot \frac{Q_{\delta}^2}{Q} - 0,5 \cdot Q^2\right)$		0,7904 · P <sub>tL</sub>
$P_d = b \cdot P_t(\underline{X}_M) \cdot \exp\left(-3,04 \cdot \frac{Q_{rt}^2}{Q} - k_{d,n} \cdot \frac{Q_{\delta}^2}{Q} - 0,5 \cdot Q^2\right)$		0,6428 · P <sub>tL</sub>
	$\gamma_R = P_{Rk} / P_{Rd}$	1,230
Anpassung an die charakteristische Materialfestigkeit von Beton:	$\Delta k_c = [\exp(-1,64 \cdot V_{fcm} - 0,5 \cdot V_{fcm}^2)]^{1/2}$	0,879
	$k_c = \Delta k_c / (P_{Rk,L} / P_{t,L})$	1,112
	$\gamma_R^* = \gamma_R \cdot k_c$	1,368
Anpassung an den Teilsicherheitsbeiwert γ <sub>v</sub> = 1,25 für Verbundmittel:	$P_{Rk,L}^* = P_{t,L} \cdot \frac{1,25}{\gamma_R^*}$	14.000 · $\frac{1,25}{1,368} = 12.793$
Zusätzliche Berücksichtigung der Kurzzeitrelaxation mit dem Faktor 0,9:	$P_{Rk,L}^* \cdot 0,9$	<b>11.514</b>

Auf der sicheren Seite wird der Vorfaktor V für die Bemessungsgleichung auf 11.500 abgerundet.

### C.3 Statistische Auswertung der Querbiegeversuche M-

Die Auswertung der durchgeführten Versuche und berechneten Traglasten der Parameterstudie erfolgt nach DIN EN 1990<sup>376</sup>. Das grundsätzliche Vorgehen der statistischen Auswertung erfolgt entsprechend Abschnitt A.2. Die für die Querbiegebeanspruchung relevanten Variationskoeffizienten und zugehörigen Ableitungen sind in Tabelle C.5 aufgelistet. Für die statistische Auswertung der Körper mit und ohne Kopfbolzen werden die jeweils größeren Exponenten verwendet. Dieses Vorgehen liegt auf der sicheren Seite.

Tabelle C.5: Variationskoeffizienten und partielle Ableitungen

Einflussfaktor		Variationskoeffizient V [%]	Partielle Ableitung
Betondruckfestigkeit	$f_c$	20 / 15	$\frac{\partial P_{t,M-}}{\partial f_{cm}} = \frac{0,4}{f_c} P_{t,M-}^{1)}$
Betonzugfestigkeit	$f_{ct}$	20	$\frac{\partial P_{t,M-}}{\partial f_{ct}} = \frac{0,4}{f_{ct}} P_{t,M-}^{1)}$
Abschnittslänge	$a_1$	2	$\frac{\partial P_{t,M-}}{\partial a_1} = \frac{-0,45}{a_1} P_{t,M-}$
Zulagebewehrung	$d_a$	5	$\frac{\partial P_{t,M-}}{\partial d_a} = \frac{0,55}{0,5 + d_a} P_{t,M-}^{2)}$
Faltungswinkel	$k_\alpha$	2	$\frac{\partial P_{t,M-}}{\partial k_\alpha} = \frac{1}{k_\alpha} P_{t,M-}$
Reibung	$k_\mu$	11	$\frac{\partial P_{t,M-}}{\partial k_\mu} = \frac{1}{k_\mu} P_{t,M-}$
Einbindetiefe	$k_{te}$	2	$\frac{\partial P_{t,M-}}{\partial k_{te}} = \frac{1}{k_{te}} P_{t,M-}$

<sup>1)</sup> Exponent für die Körper *mit* Kopfbolzen (sichere Seite)

<sup>2)</sup> Exponent für die Körper *ohne* Kopfbolzen (sichere Seite)

<sup>376</sup> Vgl. Norm DIN EN 1990 (2010), Anhang D

Tabelle C.6: Statistische Auswertung der Querbiegeversuche M-

Statistische Größe			
Theoretisches Widerstandsmodell nach Gleichung:		(6-18)	
Anzahl der ausgewerteten Versuche und Berechnungen n:		207	
Mittelwertabweichung:	$b = \frac{\sum r_t}{\sum r_t^2}$	0,9996	
Schätzwert:	$\bar{\Delta} = \frac{1}{n} \sum \Delta_i$	0,00053	
	$s_{\Delta}^2 = \frac{1}{n-1} \sum (\Delta_i - \bar{\Delta})^2$	0,0051	
Variationskoeffizienten und Wichtungsfaktoren:	$V_{\delta}^2 = \exp(s_{\Delta}^2) - 1$	0,0052	
	$V_{rt}^2 = \sum_{i=1}^n V_{Xi}^2$	0,02014	
	$V_r^2 = V_{\delta}^2 + V_{rt}^2$	0,02529	
	$Q_{\delta} = \sqrt{\ln(V_{\delta}^2 + 1)}$	0,07170	
	$Q_{rt} = \sqrt{\ln(V_{rt}^2 + 1)}$	0,14120	
	$Q = \sqrt{\ln(V_r^2 + 1)}$	0,15804	
Fraktilefaktoren ( $V_x$ unbekannt)	5,0 % 0,1 %	$k_n$ (n>30) $k_{d,n}$ (n>30)	1,73 3,44
$P_{Rk} = b \cdot P_t(\underline{X}_M) \cdot \exp(-1,64 \cdot \frac{Q_{rt}^2}{Q} - k_n \cdot \frac{Q_{\delta}^2}{Q} - 0,5 \cdot Q^2)$			0,7588 · $P_{t,M}$
$P_d = b \cdot P_t(\underline{X}_M) \cdot \exp(-3,04 \cdot \frac{Q_{rt}^2}{Q} - k_{d,n} \cdot \frac{Q_{\delta}^2}{Q} - 0,5 \cdot Q^2)$			0,6015 · $P_{t,M}$
$\gamma_R = P_{Rk} / P_{Rd}$			1,261
Anpassung an die charakteristische Materialfestigkeit von Beton:	$\Delta k_c = [\exp(-1,64 \cdot V_{fcm} - 0,5 \cdot V_{fcm}^2)]^{1/2}$		0,879
	$k_c = \Delta k_c / (P_{Rk,L} / P_{t,L})$		1,159
	$\gamma_R^* = \gamma_R \cdot k_c$		1,462
		<b>Vorfaktor B</b>	
		<b>mit Kopfbolzen</b>	<b>ohne Kopfbolzen</b>
Anpassung an den Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_v = 1,25$ für Verbundmittel:	$P_{Rk,L}^* = P_{t,L} \cdot \frac{1,25}{\gamma_R}$	$313 \cdot \frac{1,25}{1,462} = 267,7$	$103 \cdot \frac{1,25}{1,462} = 88,1$
Zusätzliche Berücksichtigung der Kurzzeitrelaxation mit dem Faktor 0,9:	$P_{Rk,L}^* \cdot 0,9$	<b>240,9</b>	<b>79,3</b>

Zur praktikablen Anwendung werden für die Bemessungsgleichung die Vorfaktoren B als ganze Zahlen verwendet. Für den Fall mit Kopfbolzen wird  $B_{KBD}$  auf der sicheren Seite zu 240 kN gewählt. Der Fall ohne Kopfbolzen wird ausreichend sicher mit dem Vorfaktor  $B_{Ref} = 80$  abgebildet.

# Lebenslauf

Name: Jochen Walter Raichle

Geburtsdaten: 8. Mai 1971 in Kirchheim unter Teck

Familienstand: verheiratet, zwei Kinder

1978-1982 Grundschole in Dettingen unter Teck

1982-1991 Gymnasium in Kirchheim unter Teck, Abschluss: Abitur

1991-1992 Wehrdienst in Bremerhaven und Olpenitz

1992-1998 Studium des Bauingenieurwesens an der Universität Stuttgart,  
Vertiefung im Konstruktiven Ingenieurbau, Abschluss: Diplom

1998-2001 Mitarbeiter im Ingenieurbüro Prof. Dr.-Ing. U. Kuhlmann in Ostfildern

2002-2007 Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Konstruktion und Entwurf,  
Universität Stuttgart

seit 2008 Mitarbeiter im Ingenieurbüro Prof. Dr.-Ing. U. Kuhlmann in Ostfildern