

**Untersuchungen zum Tragverhalten von strukturintegrierten  
Verbindungsmiteln bei Stahlverbundträgern mit Trapezblech-  
stegen im Brückenbau**

Jochen Röhm



# **Untersuchungen zum Tragverhalten von strukturintegrierten Verbindungsmiteln bei Stahlverbundträgern mit Trapezblechstegen 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 Röhm**

aus Heidenheim an der Brenz

Hauptberichter:

Prof. Dr.-Ing. B. Novák

Mitberichter:

Prof. Dr.-Ing. U. Kuhlmann

Prof. Dr.-Ing. I. Mangerig

Tag der mündlichen Prüfung:

06. März 2009

Universität Stuttgart

Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren

2009



## Vorwort

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

Mein herzlicher Dank gilt meinem Doktorvater Herrn Prof. Dr.-Ing. Balthasar Novák für die Anregung zu dieser Arbeit, die wertvollen Diskussionen, sowie die ausgezeichnete fachliche und menschliche Unterstützung, die er mir während meiner Zeit am Institut stets zukommen ließ.

Frau Prof. Dr.-Ing. Kuhlmann danke ich sehr für ihre konstruktiven Anmerkungen zu meiner Arbeit und für ihr Engagement in einem gemeinsamen Forschungsvorhaben ihres Institutes für Konstruktion und Entwurf und des ILEKs. Auch bedanke ich mich für die Übernahme des Mitberichts. Mein Dank gilt ebenso Herrn Prof. Dr.-Ing. Mangerig für die Übernahme des Mitberichtes, die intensive Durchsicht und die wertvollen Hinweise zur Vervollständigung meiner Arbeit.

Mein besonderer Dank gilt den Mitgliedern des Instituts für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren für die stete Bereitschaft zu fachlichen Diskussionen und für die gute und kollegiale Zusammenarbeit. Besonders erwähnen möchte ich hier Frank Reichert, der mir immer ein wertvoller Ansprechpartner war, sowie Jochen Raichle vom Institut für Konstruktion und Entwurf.

Schließlich möchte ich ganz herzlich meiner lieben Frau Evelyn danken, für ihre unendliche Geduld und Ihr Verständnis in den zurückliegenden Jahren. Die mich stets ermutigt und unterstützt hat.

Stuttgart, im April 2009

*Jochen Röhm*



## Kurzdarstellung

Durch die Verwendung von gefalteten Stegen im Verbundbrückenbau entstehen aufgrund der charakteristischen Eigenschaften des Trapezbleches Vorteile gegenüber konventionellen Spannbetonbrücken und der klassischen Verbundbauweise. Durch das geringe Eigengewicht der Brücke in Kombination mit einer kontinuierlichen Querrahmenwirkung und einer hohen Beulstabilität der Stege, lassen sich aufwändig geschweißte Längs- und Quersteifen sowie Querrahmen reduzieren. Die fehlende Längssteifigkeit des Trapezbleches führt zu einer effizienteren Nutzung der Vorspannung, da die Vorspannkraft in den Gurten verbleibt.

Die Ausbildung der Verbundfuge ist bisher unbefriedigend gelöst. Ein zusätzlicher Stahlflansch, als Träger der Verbundmittel, führt zu großen Schweißnahtlängen entlang des gefalteten Steges. Insbesondere die Übertragung des Rahmeneckmomentes von Gurt in den Steg führt bei der Verwendung eines Stahlflansches zu einer Vielzahl von Verbundmitteln.

Am Beispiel der Talbrücke Altwipfergrund zeigt sich die Notwendigkeit einfacherer und praktikabler Verbindungsmöglichkeiten. Durch eine strukturintegrierte Verbindung zwischen Betongurt und Stahlsteg, wie sie sich mit Betondübeln realisieren lässt, ergeben sich Vorteile bei der Herstellung bei gleichzeitigem Verzicht auf einen zusätzlichen Stahlflansch.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird auf Grundlage der bisherigen Erkenntnisse von Betondübeln an ebenen Stegblechen das Tragverhalten einer ausgewählten Betondübelgeometrie in Kombination mit Trapezblechstegen experimentell und numerisch untersucht. Hierbei wird zwischen Längsschub- und Querbiegebeanspruchung unterschieden. Anhand der theoretischen Untersuchungen und den experimentellen Ergebnissen werden einfache Bemessungsregeln für die Verbundsicherung unter Längsschubbeanspruchung im Grenzzustand der Tragfähigkeit erarbeitet. Für die Bemessung des Rahmeneckmoments werden Stabwerkmodelle entwickelt, die für eine praktische Anwendung als Grundlage dienen und entsprechend den gegebenen Randbedingungen angepasst werden können.

## **Abstract**

The use of corrugated steel webs in composite girders provides structural and economical advantages compared to the current bridge construction methods. The reduced dead load of the composite girders in combination with high buckling resistance and the lateral stiffness of the corrugated webs avoid expensive longitudinal stiffeners and diaphragms. Due to the weakness of the web in longitudinal direction the prestressing force will be carried only by the slab.

The design of the joint between the concrete slab and the corrugated web is actually not satisfactory. An additional steel flange to provide shear connectors leads to expensive welding processes and to plenty of studs and shear loops. Especially the transfer of the transverse bending moment from the upper slab into the steel web has to be carried by these connectors.

Existing bridges, mainly the valley bridge Altwipfergrund, show the need for simple and more practicable connection methods. An integrated connection –so called concrete dowels- between the concrete slab and the corrugated steel web offers significant advantages for the construction process by avoiding additional steel flanges.

The presented dissertation deals with numerical and experimental studies of concrete dowels in combination with corrugated steel webs. The geometry of the dowel was chosen from present publications on test of concrete dowels placed on a straight web. In this thesis the transfer of shear force in longitudinal direction and the transfer of the transverse bending moment are discussed. On the basis of theoretical and experimental investigations simple design rules for shear connection in the ultimate limit state are developed. To design the connection for transfer of the transverse bending moment some strut and tie models are developed. These strut and tie models can provide a basis for the engineering practice.



# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einleitung.....</b>	<b>1</b>
1.1	Allgemeines .....	2
1.2	Problemstellung .....	4
1.3	Inhalt und Zielsetzung der Arbeit .....	5
<b>2</b>	<b>Ausbildung und Beanspruchung der Verbundfuge .....</b>	<b>7</b>
2.1	Einflüsse der Verbundpartner .....	8
2.1.1	Beton.....	8
2.1.2	Stahl.....	11
2.2	Verbundmittel .....	14
2.2.1	Allgemeines .....	14
2.2.2	Betondübel.....	15
2.2.3	Kopfbolzendübel .....	21
2.3	Vorhandene Versuche und ausgeführte Bauwerke .....	25
<b>3</b>	<b>Tragverhalten der Verbundfuge: numerische und mechanische Modelle ...</b>	<b>37</b>
3.1	Wahl der Trapezblechgeometrie und des Verbundmittels .....	38
3.1.1	Allgemeines .....	38
3.1.2	Trapezblechgeometrie .....	38
3.1.3	Verbundmittel.....	40
3.2	Längsschub .....	43
3.2.1	Allgemeines .....	43
3.2.2	Das numerische Modell.....	45
3.2.3	Trag- und Verformungsverhalten .....	49
3.2.4	Zusammenfassung.....	55
3.3	Querbiegung.....	56
3.3.1	Allgemeines .....	56
3.3.2	Entwicklung ebener Stabwerkmodelle .....	56
3.3.3	Räumliche Lastabtragung mit Hilfe der Finiten-Elemente .....	58
3.3.4	Zusammenfassung.....	65

<b>4</b>	<b>Beschreibung und Durchführung der Versuche .....</b>	<b>67</b>
4.1	Push-out Versuche .....	68
4.1.1	Versuchsprogramm.....	68
4.1.2	Versuchsaufbau .....	69
4.1.3	Messeinrichtung.....	71
4.1.4	Werkstoffe.....	74
4.1.5	Versuchsablauf .....	77
4.1.6	Versuchsergebnisse.....	78
4.1.6.1	Referenzkörper (R-Serie).....	78
4.1.6.2	BD1- Serie.....	79
4.1.6.3	BD2- Serie.....	83
4.1.6.4	Versuchskörper BD3 .....	85
4.1.7	Zusammenfassung.....	88
4.2	Querbiegeversuche .....	90
4.2.1	Versuchsprogramm.....	90
4.2.2	Versuchsaufbau .....	91
4.2.3	Messeinrichtung.....	92
4.2.4	Werkstoffe.....	95
4.2.5	Versuchsablauf .....	95
4.2.6	Versuchsergebnisse.....	96
4.2.6.1	Referenzkörper.....	96
4.2.6.2	Versuchskörper mit Betondübel .....	98
4.2.7	Zusammenfassung.....	101
<b>5</b>	<b>Numerische Parameterstudie zur Verbundfuge .....</b>	<b>103</b>
5.1	Längsschub .....	104
5.1.1	Allgemeines .....	104
5.1.2	Festlegung des Parameterbereichs .....	106
5.1.3	Einfluss der untersuchten Parameter auf die Tragfähigkeit.....	110
5.1.3.1	Einfluss der Blechdicke .....	110
5.1.3.2	Einfluss des Faltungswinkels .....	111
5.1.3.3	Einfluss der Betongüte .....	113
5.1.3.4	Einfluss der Einbindetiefe und der Gurtdicke .....	114

---

5.1.3.5	Einfluss der Faltungstiefe .....	116
5.1.3.6	Einfluss der Dübelbewehrung .....	117
5.1.3.7	Einfluss der Reibung .....	118
5.1.4	Ableitung eines Bemessungsansatzes.....	119
5.1.5	Zusammenfassung.....	124
5.1.6	Verifikation des Bemessungsansatzes.....	125
5.2	Querbiegung.....	127
5.2.1	Allgemeines .....	127
5.2.2	Verifizierung der Stabwerkmodelle .....	127
5.2.3	Einfluss der untersuchten Parameter auf die Tragfähigkeit.....	131
5.2.4	Zusammenfassung.....	136
<b>6</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick .....</b>	<b>139</b>
6.1	Zusammenfassung .....	140
6.2	Weiterer Forschungsbedarf .....	141

## Bezeichnungen

### Lateinische Buchstaben

A	Querschnittsfläche
$A_d$	Querschnittsfläche des Betondübels
$A_g$	Gleichmaßdehnung
$A_{gt}$	Dehnung bei Erreichen der Zugfestigkeit
$A_{sq1}$	Querbewehrungsfläche innerhalb der Aussparung
$A_{sq2}$	Querbewehrungsfläche außerhalb der Aussparung
$a_s$	Querschnittsfläche innerhalb der Aussparung pro Laufmeter
$a_{s,Zulage}$	Querschnittsfläche der Zulagebewehrung pro Laufmeter
B	B-Bereich (Bernoulli-Hypothese ausreichend genau erfüllt)
$b_a$	geringster Abstand zwischen zwei Dübeln
$b_0$	Öffnungsbreite der Ausnehmung
$b_i$	Dübelbreite
C	Druckstrebenkräfte
$c_o$	Betondeckung über der Stegoberkante
$c_u$	Betondeckung unter dem Dübelfuß
D	D-Bereich (Diskontinuitätsbereich)
DMS	Dehnmessstreifen
e	Abstand zweier Dübelschwerpunkte
$E_{cm}$	mittlerer E-Modul des Betons
$E_s$	E-Modul des Stahls
$E_v$	Verfestigungsmodul des Stahls
$f_y$	rechnerische Streckgrenze des Stahls
$f_{ck}$	charakteristischer Wert der Streckgrenze des Stahls
$f_{yd}$	Bemessungswert der Streckgrenze des Stahls
$F_{1,2}$	Kontaktkräfte zwischen Beton und Trapezblech
$f_{cm,cube}$	mittlere Würfeldruckfestigkeit des Betons
$f_{ctm}$	mittlere Betonzugfestigkeit
$f_{ct,fl}$	Biegezugfestigkeit des Betons
$f_{cm}(t)$	mittlere Betonzugfestigkeit nach t Tagen

$F_{\text{Spalt}}$	Spalkkraft normal zur Belastungsrichtung
$F_{\text{Reib}}$	Reibkraft entlang des Trapezbleches
$F_{\text{Normal}}$	Kraft normal auf das Trapezblech
$F_{x,y}$	Komponenten der Längsschubkraft
$G_f$	Bruchenergie des Betons
$gF$	große Faltungsgeometrie
$h$	Betongurtdicke
$h$	Einbindetiefe des Blechs (im Bemessungskonzept n. Zapfe, C. (2001))
$h_c$	Betongurtdicke (im Bemessungskonzept nach Zapfe, C. (2001))
$h_d$	Dübelhöhe
$h_{tc}$	Abstand zwischen Dübelmitte und unterer Betonkante
$h_{sp}$	Abstand zwischen Dübelmitte und -unterkante
$k_c$	Anpassungsfaktor für Materialfestigkeit
$k_\tau$	Beulwert
$k_v$	Beiwert für die Lage des Kopfbolzendübels
$L_W$	projizierte Länge einer Welle (Wellenlänge)
$M$	Moment
$M_1(x)$	Biegemoment im Trapezblech infolge der Faltung
$M_{pl,Rd}$	Bemessungswert der plastischen Momententragfähigkeit
$M_{T,Q}$	theoretische Tragfähigkeit der Verbundfuge unter Querbiegebeanspruchung nach FE-Rechnung
$n_x$	x-Komponente des Einheitsvektors über die Höhe der Ausnehmung
$P_{cp,cs}$	Bemessungswerte des Betondübels n. Hauke, B., Gündel, M. (2007)
$P_{SB}$	Stahlversagen zw. zwei Betondübel n. Hauke, B., Gündel, M. (2007)
$P_{Rd1,2,3}$	Bemessungswerte des Betondübeltragvermögens
$P_{Rd,Beton}$	Tragfähigkeit von Kopfbolzendübel bei Betonversagen
$P_{Rd,Stahl}$	Tragfähigkeit von Kopfbolzendübel bei Stahlversagen
$P_{Rd,L}$	Tragfähigkeit Liegender Kopfbolzendübel infolge Längsschub
$P_{Rd,V}$	Tragfähigkeit Liegender Kopfbolzen infolge vertikaler Kräfte
$P_L$	maximale Versuchslast unter Längsschubbeanspruchung
$P_{t,Push-out}$	rechnerische Tragfähigkeit des Push-out-Körpers
$P^{I-III}_{t,Push-out}$	normierte rechnerische Tragfähigkeit des Push-out-Körpers

$P_{T,Push-out}$	theoretische Tragfähigkeit des Push-out-Körpers nach FE-Rechnung
$P^{I-III}_{T,Push-out}$	normierte theoretische Tragfähigkeit des Push-out-Körpers
R	Resultierende
$R_{eH}$	obere Streckgrenze
$R_{eL}$	untere Streckgrenze
$R_m$	Zugfestigkeit des Stahls
$R_{p,0,1}$	technische Streckgrenze bei 0,1% bleibender Stahldehnung
$R_{p,0,2}$	technische Streckgrenze bei 0,2% bleibender Stahldehnung
S	Schwerpunkt
s	Koeffizient zur Berücksichtigung der Zementart
SDM	Setzdehnungsmesser
SMP	Schubmittelpunkt
$s_v$	Schlupf bei Vorbelastung
T	Zugstrebenkräfte die durch Bewehrung aufgenommen werden
$T_{ct}$	Betonzugstrebenkraft
$T(x)$	Längsschubkraft zwischen Gurt und Trapezblech
$T_d$	Bemessungswert der Spaltzugkraft bei Liegenden Kopfbolzendübel
$T_L$	maximaler Schubfluss im Versuch
$T_{t,L}$	rechnerische Längsschubtragfähigkeit
$T_{rk,L}$	charakteristischer Wert der Längsschubtragfähigkeit
$T_{rd,L}$	Bemessungswert der Längsschubtragfähigkeit
$T_{t,L,FE}$	theoretische Längsschubtragfähigkeit nach FE-Rechnung
$T_{t,L,Versuch}$	experimentelle Längsschubtragfähigkeit
$t_E$	Einbindetiefe des Trapezbleches
V	Querkraft
v	Verformungen
x	Druckzonenhöhe
$z_1$	innerer Hebelarm am Übergang zwischen B- und D-Bereich
$z_2$	Hebelarm zwischen Zulagebewehrung und $C_1$
$z_3$	Abstand der Abstützkräfte $F_1$ und $F_2$
$z_{pl}$	Abstand zwischen der plastischen Nulllinie und der äußeren Randfaser der Druckzone des Betons

### Griechische Bezeichnungen

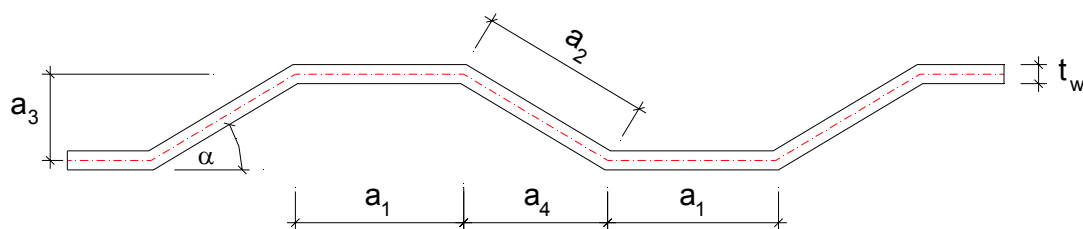
$\alpha$	Beiwert
$\alpha_r$	wirksamer Randabstand
$\alpha_\mu$	Reibungswinkel ( $\alpha_\mu = \arctan \mu$ )
$\beta$	Reduktionsfaktor
$\beta_t$	Anpassungsfaktor
$\beta_{cc}(t)$	Koeffizient zur Berücksichtigung des Betonalters
$\varepsilon_c$	Betondehnung
$\varepsilon$	einzelner Messwert der Dehnung
$\mu$	Reibbeiwert
$\Gamma$	Formfaktor der Betondübelgeometrie
$\tau$	Schubspannung
$\sigma$	Spannung
$\sigma_{1,2,3}$	Hauptspannungen
$\sigma_{R1}$	lokale Normalspannung
$\sigma_{R2}$	lokale Normalspannung
$\nu$	Querdehnzahl
$\gamma$	Teilsicherheitsbeiwert

### Kenngößen japanischer Bemessungsregeln

$A_1$	projizierte Fläche des schrägen Blechanteils
$A_2$	Querschnittsfläche der Längsbewehrung
$A_{st}$	Querschnitt der durchgesteckten Dübelbewehrung
$A_s$	Querschnittsfläche der tragenden KBD auf Zug
$H_u$	Schubwiderstand
$H_a$	zulässige Schubkraft pro Anzahl schräger Blechanteile
$I_i$	Trägheitsmoment, ohne den unter Zug stehenden Bereich des Betons
$M$	einwirkende Moment
$N$	Verhältnis der E-Moduli
$Q_{c,pu}$	Tragfähigkeit der Perfobondleiste
$\Delta Q$	Einfluss der Querbewehrung auf die Tragfähigkeit
$\phi$	Durchmesser des Betondübels

$\mu$	Koeffizient zur Berücksichtigung des Winkels zwischen Längsbewehrung und Trapezblech
$\rho$	Querbewehrungsgrad
$\sigma_{ck}$	Betonfestigkeit
$\sigma_{sy}$	Streckgrenze der Längsbewehrung
$\sigma_{sy1}$	Streckgrenze des Trapezbleches
$\sigma_{sy2}$	Streckgrenze der Dübelbewehrung
$\sigma_1$	zulässige Druckfestigkeit des Betons
$\sigma_{sa}$	zulässige Beanspruchung der Längsbewehrung
$V_{s1,s2}$	Widerstände des Betondübel
$V_{s3}$	Schubwiderstand des Bleches zwischen den Betondübeln
$x$	Lage der Nulllinie

### Definition der Faltungsgeometrie



$a_1$	Länge der geraden Blechabschnitte
$a_2$	Länge der schrägen Blechabschnitte
$a_3$	Faltungstiefe
$a_4$	projizierte Länge der schrägen Blechabschnitte
$t_w$	Trapezblechdicke
$\alpha$	Faltungswinkel

### Statistische Kenngrößen

$\alpha_\delta$	Wichtungsfaktor
$\alpha_{rt}$	Wichtungsfaktor
$b$	Mittelwertkorrektur
$b_i$	Korrektur für jeden Versuch / jede FE-Berechnung
$\delta_i$	Streumaß für die Probe i
$\Delta$	Logarithmus des Streumaßes $\delta$



$\bar{\Delta}$	Mittelwerte von $\Delta_i$
$k_c$	Anpassungsfaktor auf garantierte Materialfestigkeiten
$Q_\delta$	Wichtungsfaktoren
$r$	Wert der Widerstandsfunktion
$r_d$	Bemessungswert der Widerstandsfunktion
$r_{FE}$	Wert der Widerstandsfunktion nach FE-Berechnung
$r_k$	charakteristischer Wert der Widerstandsfunktion
$r_t$	theoretische Widerstandsfunktion
$s_\Delta$	Standardabweichung von $\Delta_i$
$V_\delta$	Variationskoeffizient des Streumaßes $\delta$
$V_i$	Variationskoeffizient für die Basisvariable $i$
$V_r$	Gesamtvariationskoeffizient



# **1 Einleitung**

## 1.1 Allgemeines

Die ersten Stahlverbundträger lassen sich in Deutschland Ende des 19. und Anfang des 20. Jahrhunderts nachweisen. Sie bestanden aus einbetonierten Walzträgern. Die Berechnung erfolgte nach dem sogenannten n-Verfahren. Hierbei wurden zwar die unterschiedlichen Steifigkeiten der Verbundpartner beachtet, der Verbund blieb aber rechnerisch unberücksichtigt. Speziell entwickelte Verbindungsmittel gab es nicht. Der Verbund musste deshalb durch den Haftverbund zwischen Stahl bzw. Eisen und Beton erfolgen. Verbundträger mit Verbindungsmittel wurden erst um 1930 verwendet. Hierbei kamen Schrägeisen oder Hakenanker zum Einsatz, die auf den Trägerflansch aufgeschweißt wurden. Da das Tragverhalten eines Verbundträgers wesentlich von der Ausbildung der Verbundfuge abhängig ist, entstanden bis heute eine Vielzahl von Verbundmitteln. Die Gebräuchlichsten sind in Abb. 1.1 dargestellt.

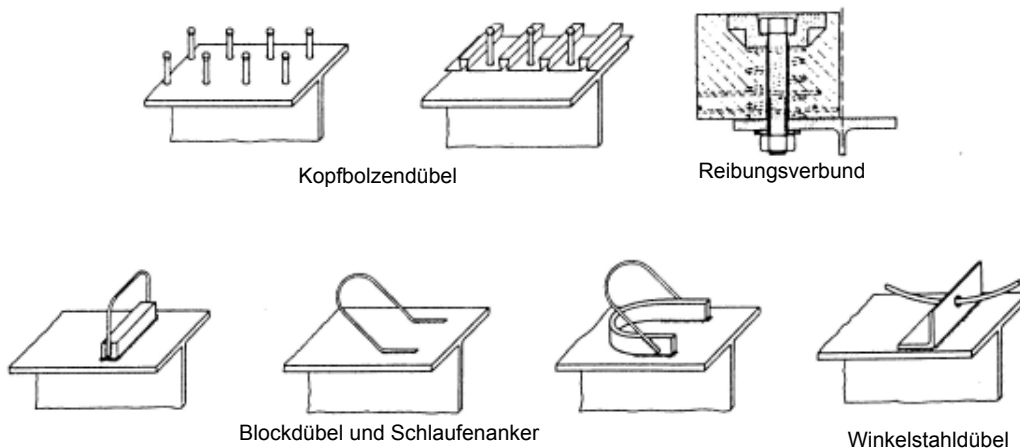


Abb. 1.1: Übersicht über die gängigen Verbundmittel [WURZER, O. (1997)]

1930 entstand in den USA die erste Brücke mit Stahlverbundträgern. Sie bestand aus fünf 19 m langen Stahllängsträgern, die über Rundstahlanker bzw. Schrägeisen mit der 19 cm dicken Stahlbetonfahrbahnplatte verbunden waren. Vier Jahre später berichtet SCHAECHTERLE, K. (1934) erstmals von mittragenden Betongurten im deutschen Brückenbau. Hierbei wurden zwischen die Fahrbahnträger Hängebleche, sogenannte Tonnenbleche vorgesehen, auf die das Verbundmittel aufgeschweißt wurde. Die ersten Verbundbrücken in Deutschland wurden über die Autobahn zwischen Stuttgart und Ulm in dieser Bauweise erstellt.

Durch den hohen Stahlpreis in den 60er und 70er Jahren wurden die Verbundbrücken durch Spannbetonbrücken fast völlig vom Markt verdrängt. Erst die Entwicklung innovativer Bautechniken machte zu Beginn der 80er Jahre den Verbundbrückenbau wieder konkurrenzfähig. So entstand zwischen 1984 und 1987 die Innbrücke Wasserburg, die erste Doppelverbundbrücke in Deutschland. Der Vorteil dieser sogenannten Sandwichbauweise liegt bei mehrfeldrigen Balkenbrücken in einer deutlichen Reduzierung der Druckbeanspruchung der Stahluntergurte. Hiermit einher geht eine geringere Beulschlankheit der Stahlstege und ein Wegfall der Beulsteifen in den Bodenblechen.

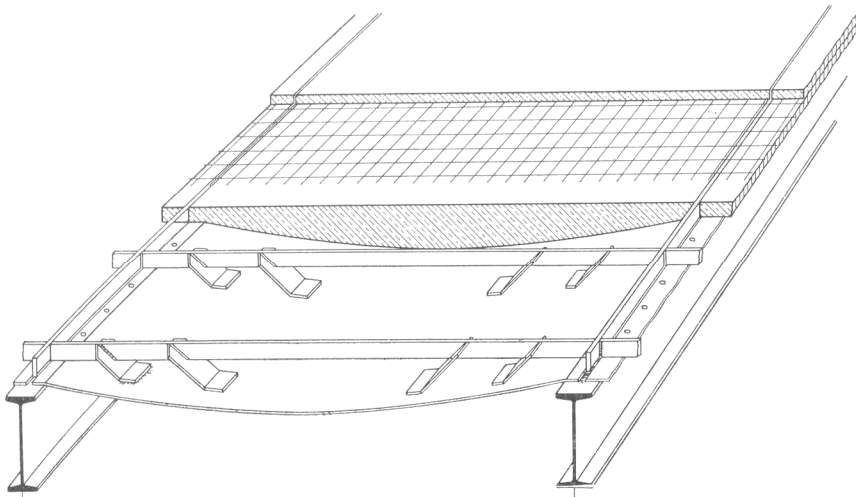


Abb. 1.2: Ausführungsvorschlag einer Verbundkonstruktion mit Tonnenblechen  
[SCHAECHTERLE, K. (1934)]

Die Fa. Campenon Bernard BTP ersetzte die ebenen Stahlstege durch trapezförmig profilierte Stegträger und baute 1986 die erste Trapezblechstegbrücke über die Charente bei Cognac in Frankreich [CHEYREZY, M. (1990)]. Diese Bauweise ermöglicht eine optimale Ausnutzung der Trag- und Verformungseigenschaften beider Verbundpartner durch eine hohe vertikale Stegsteifigkeit bei geringer Imperfektionanfälligkeit und durch eine geringe horizontale Stegsteifigkeit. Dies beruht auf einer Steigerung der Effizienz der Vorspannung durch die fehlende Längssteifigkeit der Stege, der Vermeidung aufwändiger Längs- und Quersteifen zur Verhinderung des Stegbeulens und auf der Realisierung einer Rahmenwirkung in Querrichtung zwischen dem Trapezblechsteg und dem Betongurt. Im Zuge des Verkehrsprojektes „Deutsche Einheit Nr. 16“ entstand im Jahre 2001 als Bestandteil der A71 die Talbrücke Altwipfergrund, die erste Trapezblechstegbrücke in Deutschland (Abb. 2.28).

## 1.2 Problemstellung

Die bisherigen Lösungen zur Ausbildung der Verbindungsbereiche zwischen dem Trapezblechsteg und den Betongurten sind eher unbefriedigend. Am Beispiel des Pilotprojektes Altwipfergrund in Deutschland werden die offenen Fragen bei der konstruktiven Umsetzung des durch Längsschub und Querbiegemomente beanspruchten Verbundbereiches deutlich. Vor allem die aufwändige Übertragung des Querbiegemoments vom Obergurt in den Trapezblechsteg durch zusätzliche Verbundmittel zeigt die Notwendigkeit einfacherer und praktikablerer Verbindungsmöglichkeiten.

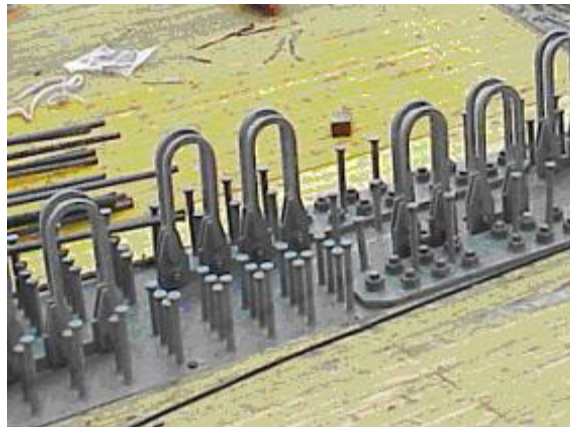


Abb. 1.3: Ausbildung der Verbundfuge bei der Talbrücke Altwipfergrund

Neben dem Aufwand an Verbindungsmitteln wird deutlich, dass bei Ausführung eines Stahlflansches auch die Erstellung der Halsschweißnähte gegenüber herkömmlichen Verbundträgern aufgrund der größeren Länge aufwändiger ist. Im Hinblick auf unterschiedliche Bauverfahren ergeben sich darüber hinaus verschiedene Anforderungen an die Steifigkeit des Stahlquerschnitts im Bauzustand. So ist es denkbar, bei Anwendung des Taktschiebeverfahrens oder der Betonage im Lehrgerüst auf den oberen Flansch zu verzichten. Dies ergibt neben dem Vorteil der entfallenden Schweißverbindung an dieser Stelle auch eine Vermeidung von Lastumlagerungen aus dem Stahlbetongurt in den Stahlflansch und eine Erhöhung der Effizienz der Vorspannung. Für die wirtschaftliche Anwendung dieser Bauverfahren ist eine Lösung des Verbundproblems ohne einen oberen Stahlflansch also von zentraler Bedeutung. Erhebliche Pionierleistung wurde in Japan in den letzten Jahren auf diesem Gebiet erbracht [Kurita, A. (2002)]. Durch zahlreiche klein- und großmaßstäbliche Versuche wurde die Anwendbarkeit der für die jeweilige Brücke entworfenen Verbundfuge bestätigt. Eine genaue Untersuchung der Verbindung und damit eine Identifikation der Einflüsse verschiedener Parameter fanden jedoch bisher nicht statt.

### **1.3 Inhalt und Zielsetzung der Arbeit**

Das große Potential, welches sich durch die Verwendung von gefalteten Stegen ohne zusätzlichen Stahlflansch ergibt soll im Folgenden näher beleuchtet werden. Anhand von experimentellen und numerischen Untersuchungen wird das Tragverhalten der Verbundfuge bestimmt.

Die Arbeit unterteilt sich im Wesentlichen in zwei Themenbereiche. Zum einen ist die Untersuchung der Verbundfuge in Längsrichtung ein Hauptbestandteil der Arbeit und zum anderen wird das Trag- und Verformungsverhalten unter Querbiegebeanspruchung untersucht.

Zunächst werden in Kapitel 2 die Eigenschaften der Verbundwerkstoffe sowie ausgewählte Verbundmittel erläutert. Desweiteren wird die Beanspruchung und an bereits bestehenden Trapezblechstegbrücken die Ausbildung der Verbundfuge näher beleuchtet.

Im 3. Kapitel wird zunächst die Geometrie der Versuchskörper und aufbauend auf Kapitel 2 das Verbundmittel und die Trapezblechgeometrie festgelegt. Anhand des Finite-Element Programms MASA werden erste numerische Berechnungen zum Tragverhalten der Verbundfuge in Längsrichtung sowie unter Querbiegebeanspruchung durchgeführt und das Trag- und Verformungsverhalten analysiert. Für das Tragverhalten unter Querbiegung werden Stabwerkmodelle entwickelt.

Im nächsten Schritt werden in Kapitel 4 die Versuche zur Längsschub- und Querbiegebeanspruchung beschrieben und durchgeführt sowie die Versuchsergebnisse dargestellt.

Kapitel 5 beschäftigt sich mit den Einflüssen verschiedener Eigenschaften der Verbundpartner auf das Trag- und Verformungsverhalten der Verbundfuge. Durch die Variation einzelner Parameter, wie z.B. der Blechdicke, lässt sich deren Einfluss auf die Verbundeigenschaften gezielt herausarbeiten. Die Ergebnisse der Parameterstudie sowie die Versuchsergebnisse führen zu einem Bemessungsvorschlag für die Verbundfuge. Die in Kapitel 3 erarbeiteten Stabwerkmodelle werden anhand der durchgeführten Parameterstudie verifiziert.





## **2    Ausbildung und Beanspruchung der Verbundfuge**

## 2.1 Einflüsse der Verbundpartner

### 2.1.1 Beton

Ein guter Entwurf zeichnet sich unter anderem durch die Wahl der geeigneten Materialien aus. Werden die Werkstoffe entsprechend ihren spezifischen Eigenschaften eingesetzt, so lassen sich in wirtschaftlicher wie auch in ästhetischer Hinsicht ansprechende Bauteile bzw. Tragwerke entwerfen.

Für druckbeanspruchte Bau- bzw. Querschnittsteile eines Verbundträgers ist es deshalb zweckmäßig, diese in Beton auszuführen. Bei einer wirtschaftlichen Bemessung sollten beide Verbundpartner so dimensioniert werden, dass sie entsprechend ihrem Materialverhalten und der gültigen Normung voll ausgenutzt sind. Für einen Verbundbiegeträger im positiven Momentenbereich bedeutet dies, dass unter Annahme eines einaxialen Tragverhaltens und unter Nutzung des Nachbruchverhaltens die Stauchung der Betonrandfaser  $\varepsilon_c = 3,5\text{‰}$  nicht überschritten wird. Um ein sprödes Betonversagen bei relativ geringen Verformungen zu vermeiden, ist die Druckzonenhöhe zu begrenzen. Nach DIN-FACHBERICHT 104 (2003) muss deshalb die vollplastische Querschnittstragfähigkeit bei tief liegender Nulllinienlage abgemindert werden.

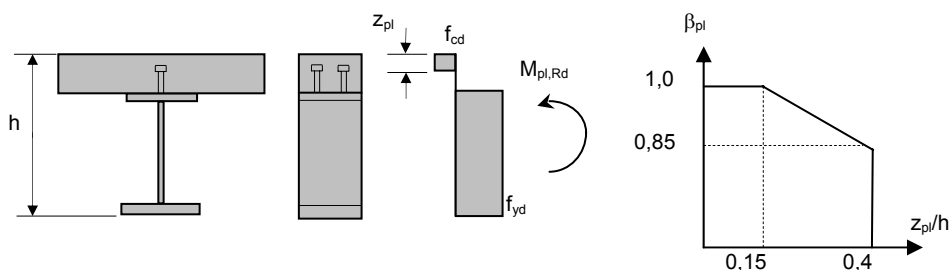


Abb. 2.1: Reduktionsfaktor  $\beta$  nach DIN-FACHBERICHT 104 (2003)

Diesen normativen Regelungen liegt das einaxiale Tragverhalten des Betons zu Grunde, welches in Druckversuchen an genormten Prüfkörpern bestimmt wird. Typische Arbeitslinien von Betonen mit unterschiedlicher Festigkeit zeigt Abb. 2.2. Die ermittelten Festigkeiten und insbesondere der Verlauf des abfallenden Astes hängen stark von der Geometrie der Prüfkörper ab. VAN MIER, J.G.M., et. al. (1987) et. al. untersuchten Betonkörper mit unterschiedlichen Schlankheiten (Höhe/Breite) von 1/2, 1 und 2. Das Ergebnis ist in Abb. 2.2 dargestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass das Abfallen der Spannungen im Nachbruchbereich mit zunehmender Schlankheit ebenfalls zunimmt. Dies ist auf die Zerstörungsvorgänge im Innern des Betongefüges zurückzuführen. Bei bereits geringem Lastniveau entstehen die ersten Verbundrisse. Bei weiterer Laststeigerung nimmt die Verbundrissbildung langsam zu und es kommt ab ca. 50% der Traglast zu ersten Gefügerissen.

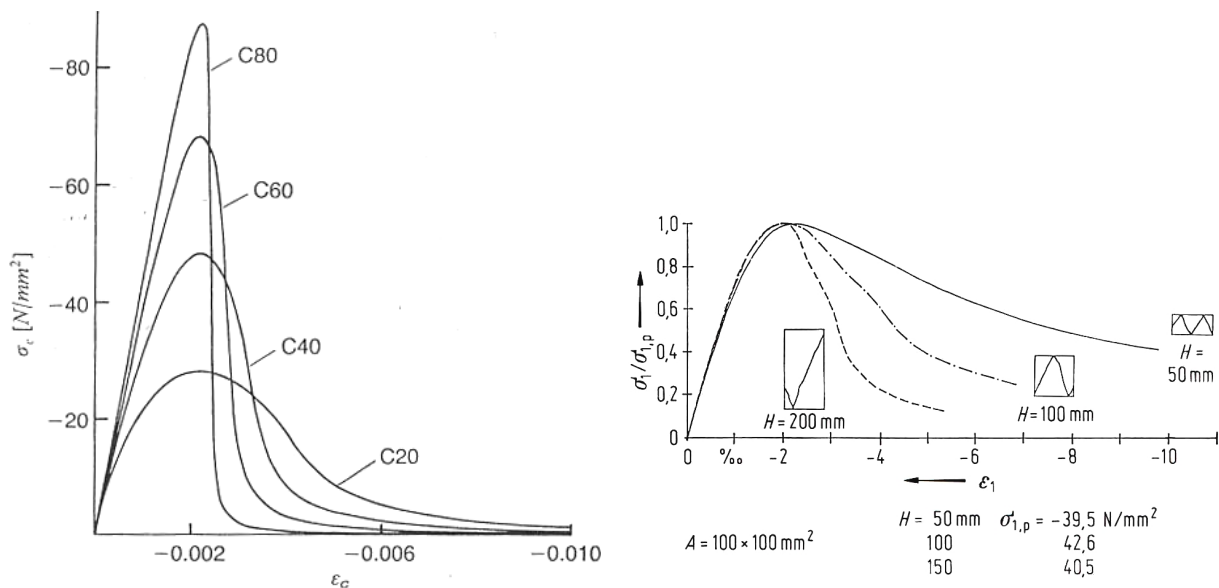


Abb. 2.2: a) Spannungs-Dehnungslinien von Beton unter Druck [CEB-FIP (1990)]  
 b) Einfluss der Probekörperschlankheit auf die  $\sigma$ - $\epsilon$ -Linie [VAN MIER, J.G.M., et. al. (1987)]

Diese durch Quersugspannungen hervorgerufenen Gefügerisse sammeln sich ab ca. 75% der maximalen Belastung und es entstehen sogenannte Rissebenen. Bei gedungenen Querschnitten teilt sich die Länge der Gleitebene auf mehrere Ebenen auf. Bei schlanken Querschnitten hingegen konzentrieren sich die Verformungen in einer Gleitebene und es kommt zu einem steilen Spannungsabfall.

Auch in Versuchen zu mehraxialen Beanspruchungszuständen zeigt Beton in Abhängigkeit der dreiaxialen Spannungskombination ein unterschiedliches Verhalten im Nachbruchbereich. Können positive Dehnungen in nur einer Richtung auftreten, dies ist z.B. bei zwei gleich großen Druckspannungen der Fall, so entstehen sehr ausgeprägte Gleitflächen. Treten hingegen positive Dehnungen in zwei Richtungen auf, orientieren sich die Bruchzonen in zwei Richtungen und es kommt zu einem weniger steilen Spannungsabfall. In Abb. 2.3 sind in Abhängigkeit der Spannungskombinationen die Brucharten zusammengefasst. Werden diese Quersugspannungen unterdrückt bzw. durch Dehnungsbehinderung oder Querdruck überdrückt, führt dies zu einer deutlichen Zunahme der Festigkeiten und der Bruchdehnung.

Bei der Übertragung der Schubkräfte zwischen Betongurt und Stahlsteg entstehen in einem lokal begrenzten Bereich um die Verbindungsmittel diese räumlichen Spannungszustände. Der Beton kann in diesen Bereichen Spannungen erreichen, die über das 10-fache der einaxialen Druckfestigkeit hinausgehen. Die zum Versagen führenden Verbundrisse und die sich dadurch ergebenden Gleitflächen können sich unter annähernd hydrostatischen Druckspannungszuständen nicht einstellen. Es kommt vielmehr zum Einbrechen der Porenwände in der Zementmatrix. Lieberum beschreibt in [LIEBERUM, K.-H. (1987)], dass im Beton unter extremer Teilflächenbelastung unterhalb der Lasteinleitungsfläche solche Spannungszustände entstehen. Dies trifft auf den Bereich um die Verbindungsmittel zu.

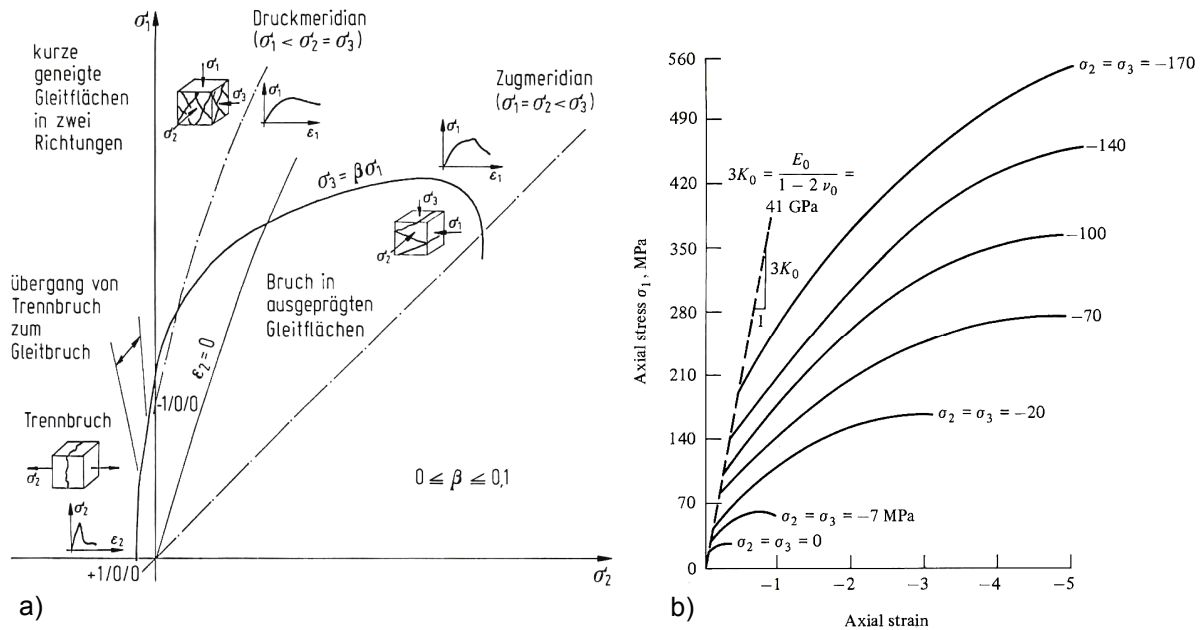


Abb. 2.3: a) Brucharten unter mehraxialen Spannungszuständen [VAN MIER, J.G.M., et. al. (1987)]  
 b) Mehraxiale Spannungs-Dehnungsbeziehung für Beton [BALMER, G.G. (1949)]

Für weiterführende Informationen zum Tragverhalten unter mehraxialer Beanspruchung sei auf die einschlägige Literatur verwiesen:

- [VAN MIER, J.G.M., et. al. (1987)], [KUPFER, H. (1969)], [BUSSLER, L. (2006)], [CHEN, W.F. (1982)], [DAFSTB-HEFT 229 (1973)], [DAFSTB-HEFT 260 (1976)], [DAFSTB-HEFT 447 (1995)]

Auch die Rissbildung des Betons trägt entscheidend zum Trag- und Verformungsverhalten des Verbundträgers bei. Wird die Zugfestigkeit des Betons überschritten, führt die Rissbildung zu einer Abnahme der Dehn- und Biegesteifigkeit. Dies bewirkt bei Durchlaufträgern eine Umlagerung der Biegemomente aus den Stützbereichen in die Feldbereiche und bei vorhandenen Stahlflanschen zusätzlich eine Umlagerung der Teilschnittgrößen vom Betongurt in den Stahlflansch. Unter Teilschnittgrößen werden, auf Grundlage der Bernoulli-Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte, die auf die Teilquerschnitte Beton und Stahl verteilte, einwirkende Gesamtschnittgröße verstanden. Durch die Rissbildung und der damit verbundenen Veränderung der Steifigkeit findet ein Abbau der Zwangsschnittgrößen statt. Bei abgeschlossener Rissbildung wird die Schnittgrößenumlagerung durch das Mitwirken des Betons zwischen den Rissen beeinflusst. Dieser Einfluss darf nach DIN-FACHBERICHT 104 (2003) für den Nachweis des Baustahlquerschnitts auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt werden. Bei Nachweisen im Grenzzustand der Ermüdung für den Betonstahl oder beim Nachweis der Rissbreitenbeschränkung muss das Mitwirken des Betons zwischen den Rissen jedoch berücksichtigt werden. Da die Momentenbeanspruchung auf die Steifigkeit der Querschnitte Einfluss nimmt, ist in der Regel nur eine iterative Berechnung der Schnittgrößen möglich. Die gültigen Normungen stellen hierfür vereinfachte Berechnungsverfahren zur Schnittgrößenermittlung unter Be-

rücksichtigung der Rissbildung zur Verfügung. Brücken oder Träger, die in Längsrichtung vorgespannt sind, erreichen im allgemeinen Fall im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nicht die Risschnittgröße. Bei diesen Konstruktionen dürfen Momentenumlagerungen nicht berücksichtigt werden.

Unter lang andauernder Belastung und aufgrund von Austrocknungsvorgängen im Beton entstehen zeitabhängige Verformungen. In statisch bestimmten Verbundkonstruktionen führen diese Kriech- und Schwindeigenschaften des Betons zu Umlagerungen der Beanspruchung innerhalb des Querschnitts, ohne eine äußere Schnittgröße zu erzeugen. Bei statisch unbestimmten Systemen erzeugen diese Verformungen Zwangsschnittgrößen, die die Gesamtschnittgrößen verändern. Zur einfacheren Berechnung dieses zeitabhängigen Verhaltens von Beton wird das Gesamtquerschnittsverfahren im Verbundbau verwendet. Hierbei werden die Querschnittswerte des Betons mit zeit- und belastungsabhängigen Reduktionswerten gewichtet und auf den E-Modul des Stahls bezogen. Nach IBACH, H.D. (2001) führen die Reduktionszahlen des Gesamtquerschnittsverfahrens bei Doppelverbundbrücken mit vorgespannten Gurten zu Ungenauigkeiten, da die Kriechbeiwerte  $\psi$  für Verbundträger mit einer nur oben liegenden Betonplatte hergeleitet wurden. Für den Fall nicht vorgespannter Gurte und unter der Voraussetzung, dass diese sich im Zustand II befinden, kann die Doppelverbundbrücke wie eine konventionelle Verbundbrücke berechnet werden. Ibach gibt genauere Kriechbeiwerte zur Berechnung von Doppelverbundbrücken an.

### 2.1.2 Stahl

In der Baupraxis werden überwiegend Baustähle der Güten S235 und S355 eingesetzt. In Einzelfällen kommen auch Feinkornbaustähle, sogenannte höherfeste Stähle der Güte S460 und höher zur Anwendung. Bei den Betonstählen unterscheidet man zwischen naturharten und kaltverformten Stählen.

Aufgrund der großen Zugfestigkeit des Stahls im Vergleich zu Beton ist es sinnvoll, die zugbeanspruchten Bau- bzw. Querschnittsteile eines Verbundträgers in Stahl auszuführen.

In genormten, verformungsgesteuerten Zugversuchen mit genau festgelegten Probekörperabmessungen, werden die einaxialen Spannungs-Dehnungsbeziehungen der einzelnen Stähle ermittelt. Bis zum Erreichen der oberen Streckgrenze  $R_{eH}$  verläuft die Spannungs-Dehnungslinie linear steigend. Die Steigung der Geraden gibt den E-Modul des Stahls wieder. Für alle Baustähle ist der E-Modul einheitlich als Mittelwert auf  $E_s=210.000 \text{ N/mm}^2$  festgelegt. Die Stähle zeigen in diesem Bereich ein rein elastisches Verhalten. Durch die Anziehungskräfte in der kristallinen Struktur des Stahles kommt es zu Rückstellkräften, die die Verzerrungen in den Kristalliten bei Entlastung wieder zurückbilden. Nach dem Erreichen der oberen Streckgrenze fällt die Spannung auf die untere Streckgrenze  $R_{eL}$  ab. Bei weiterer Dehnungszunahme beginnt die Spannung um ein etwas höheres Spannungsniveau zu schwanken, bis die Verfestigungsdehnung  $\varepsilon_v$  erreicht ist. Der Stahl fließt. Hierbei wandern bei Real-

kristallen (Kristallen mit Baufehlern im Gitternetz) sogenannte Versetzungen (Baufehler). Die Überwindung der Bindungskräfte hat eine plastische Formänderung zur Folge. Nicht die Zugspannungen senkrecht zur Gitterebene, sondern Schubspannungen quer zur Beanspruchungsrichtung führen zum Gleiten in den Gitterebenen.

Im Gegensatz zu normalen Stählen, weisen kaltverformte Stähle keine ausgeprägte Streckgrenze mehr auf. Hier wird eine äquivalente Spannung als technische Streckgrenze  $R_{p0,2}$  bzw.  $R_{p0,1}$  festgelegt, bei der die Probe nach Entlastung eine bleibende Dehnung von 0,2% bzw. 0,1% aufweist.

Die höchste Spannung ist durch die Zugfestigkeit  $R_m$  gekennzeichnet. Ihr ist die Dehnung  $A_{gt}$  zugeordnet, die gleichmäßig über die gesamte Probekörperlänge verteilt ist. Die Gleichmaßdehnung  $A_g$  bestimmt sich aus der Dehnung bei Höchstlast  $A_{gt}$  abzüglich der elastischen Dehnung bei Höchstlast.

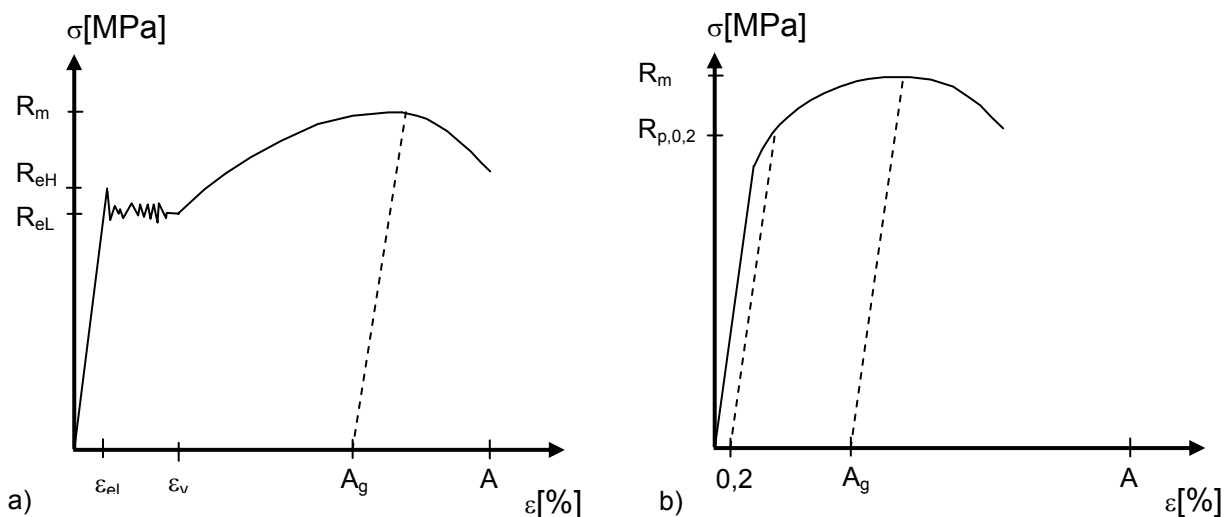


Abb. 2.4: a) Spannungsdehnungslinie eines Baustahls mit ausgeprägtem Fließplateau  
b) Spannungs-Dehnungslinie von kaltverformtem Stahl

Bei weiterer Belastung schnürt sich der Querschnitt an einer Stelle schneller ein, als die aufnehmbare Spannung steigt. Die wandernden Versetzungen stoßen an die Korngrenzen und stauen sich dort auf. So entstehen immer größer werdende Lücken. Diese Lücken führen zu einem Riss und schließlich zum Bruch des Probekörpers. Die beim Bruch vorhandene Dehnung stellt hierbei ein Maß für die Duktilität des Stahls dar.

Das Tragverhalten von Baustahl unter mehraxialer Beanspruchung bis zur Plastizitätsgrenze lässt sich recht zutreffend mit den Fließbedingungen nach Mises beschreiben. Die hydrostatische Achse ( $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ ) wird als Äquisektrix bezeichnet. Die Grenzfläche nach Mises verläuft rotationssymmetrisch um die Äquisektrix und besitzt eine zylindrische Form mit dem Radius  $r = \sqrt{2/3} \cdot f_y$ . Liegt ein ebener Spannungszustand vor ( $\sigma_3 = 0$ ), so ergibt sich als Fließbedingung eine Ellipse.

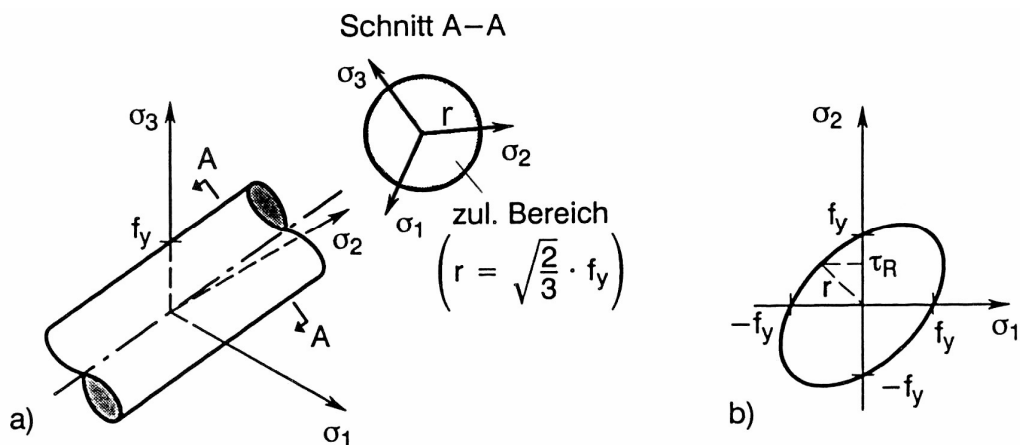


Abb. 2.5: Fließbedingungen nach Mises [NOVÁK, B.]  
 a) im Spannungsraum  
 b) für den ebenen Spannungszustand

Treten in diesem Fall Hauptspannungen gleichen Betrags mit unterschiedlichen Vorzeichen auf ( $\sigma_1 = -\sigma_2$ ), so liegt im Blech eine reine Schubbeanspruchung vor. Für die weiteren Betrachtungen spielt die räumliche Wirkung eine eher untergeordnete Rolle.

## 2.2 Verbundmittel

### 2.2.1 Allgemeines

Die Fuge zwischen Stahl und Stahlbeton stellt ein wichtiges Element beim Entwurf von Verbundkonstruktionen dar. Durch die Wahl der Verbindungsmittel und ihrer Anordnung kann großer Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten eines Tragwerks genommen werden. Die wichtigste Anforderung an die Verbundfuge ist die Übertragung aller auftretenden Kräfte zwischen den beiden Verbundpartnern. Durch eine kraft- und formschlüssige Verbindung wird erst ein Zusammenwirken der beiden einzelnen Komponenten als Gesamtquerschnitt möglich. Die maßgebenden Eigenschaften, die ein Verbindungsmittel charakterisieren, sind die Trägfähigkeit und im Wesentlichen das Verformungsvermögen auf Traglastniveau. Eine Klassifizierung erfolgt anhand von sogenannten Dübelkennlinien, die aus den Scherversuchen die Dübelkraft-Schlupf Beziehung wiedergeben. Weist ein Verbindungsmittel nach Erreichen der Trägfähigkeit eine deutliche Zunahme der Schlupfverformung ohne starken Lastabfall auf, so spricht man von einem „duktilen Verbindungsmittel“. Diese Verbindungsmittel ermöglichen es, hohe Spannungsspitzen in geringer beanspruchte Bereiche umzulagern. Damit lässt sich eine Vergleichmäßigung der Längsschubkräfte in der Verbundfuge erzielen bzw. eine optimale Ausnutzung der einzelnen Verbindungsmittel erreichen. Bei Verbindungsmitteln ohne ausreichende Duktilität lässt sich eine wirtschaftliche Bemessung hingegen nur durch eine affine Anordnung der Verbindungsmittel entsprechend dem Querkraftverlauf realisieren. Im Gebrauchszustand hingegen ist ein steifes Verhalten erwünscht, um nur kleine Relativverschiebungen der Verbundpartner zuzulassen und die Durchbiegungen möglichst gering zu halten.

Die Wahl eines geeigneten Verbundmittels hängt von den individuellen Randbedingungen eines jeden Tragwerkes ab. So spielen nicht nur die Trägfähigkeit und die Verformungseigenschaften unter statischer Belastung eine Rolle, sondern auch das Ermüdungsverhalten, die Herstellungskosten oder die Montagezeit. Eine genaue Abwägung der Anforderungen an ein Verbundmittel ist somit die Voraussetzung für eine optimale Ausnutzung der Vorteile, die die Verbundbauweise gegenüber anderen Konstruktionsarten bietet.

Im Folgenden sollen die im Brückenbau verwendeten Verbundmittel näher erläutert werden. Die Verbundmittel lassen sich in zwei Hauptgruppen unterteilen. In die strukturintegrierten Verbundmittel, die direkt in einzelne Querschnittsteile integriert werden können und in die Verbundmittel, die auf einzelne Querschnittsteile appliziert werden müssen. Das Augenmerk liegt dabei auf den Kopfbolzendübeln (strukturappliziert) und den Betondübeln (strukturintegriert), da diese bei bereits existierenden Trapezblechstegbrücken am häufigsten zur Anwendung kamen.



### 2.2.2 Betondübel

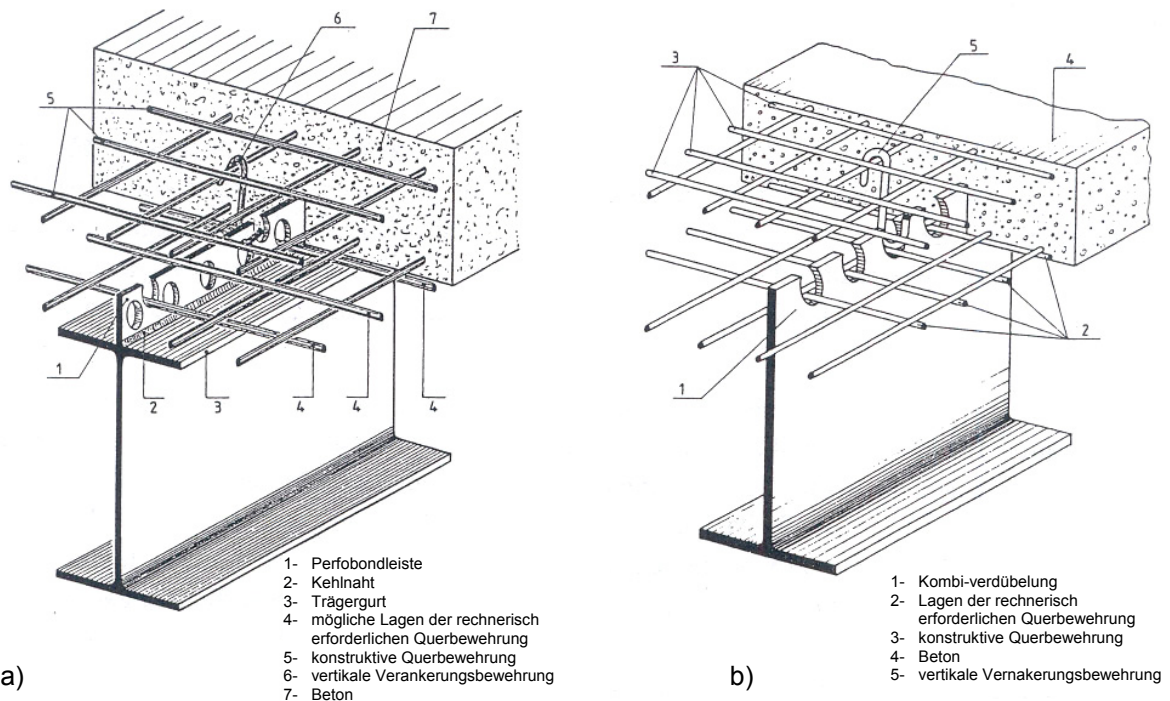


Abb. 2.6: a) Verbundträger mit Perforationsbleche  
b) Verbundträger mit Kombi-Verdübelung [WURZER, O. (1997)]

Das Verbundmittel „Betondübel“ besteht aus gelochten bzw. gezahnten Stahlstegen die in den Beton einbinden. Erste Forschungsergebnisse wurden Mitte der 80er Jahre durch ANDRÄ, H.-P. (1985) publiziert. Hierbei handelte es sich um die „Perforationsbleche“, bei der Flachstahlbleche hochkant auf einen Stahlträger aufgeschweißt werden und mit kreisrunden Öffnungen versehen sind. Sie zählt in die Gruppe der applizierbaren Verbundmittel. 1991 wurde die allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für die Perforationsbleche in zwei verschiedenen Varianten erteilt. Diese unterschieden sich in Blechdicke und Dübelgröße. Unabhängig von der Entwicklung der Perforationsbleche entstand die Kombi-Verdübelung. In einem obergurtlosen Stahlträger sind die Ausnehmungen direkt am Steg angeordnet. Sie zählt deshalb zu den strukturintegrierten Verbundmitteln. Das von Irmfried Brendel 1989 angemeldete Patent zur Kombi-Verdübelung deckt ein größeres Spektrum an geometrischen Variationen ab als die Perforationsbleche [DEUTSCHES PATENTAMT (1989)]. Es werden offene und geschlossene, trapez- und tropfenförmige Ausnehmungen beschrieben. Der Begriff „Betondübel“ leitete sich ursprünglich aus der Vorstellung eines zweiseitigen Dübels aus Beton ab, der auf Lochleibungspressungen und Scherkräfte beansprucht wird.

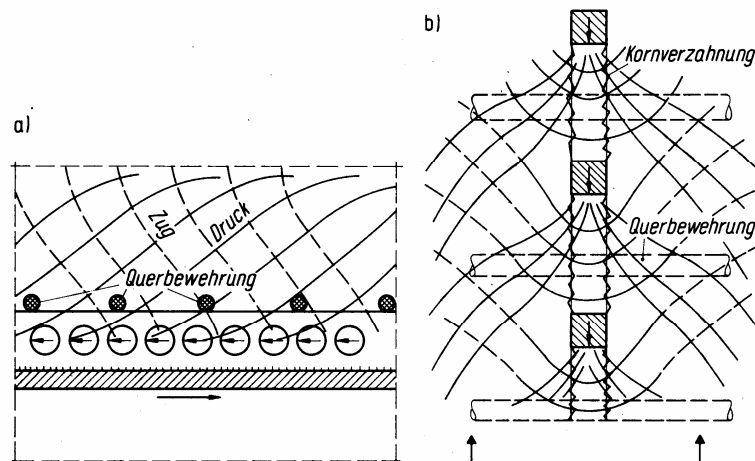


Abb. 2.7: Verlauf der Druck- und Zugtrajektorien im Betongurt [LEONHARDT, F., et.al. (1987)]

Dieses Modell wurde zur Beschreibung des Tragverhaltens der Perfobondleiste und der Kombiverdübelung entwickelt. Da es keine einheitliche Bezeichnung für die Verbundmittel Perfobondleiste und Kombi-Verdübelung gab, beide aber Varianten desselben Verbundmitteltyps darstellen, führte WURZER, O. (1997) den Begriff „Betondübel“ als Überbegriff dieses Verbindungsmitteltyps ein. Er wies darauf hin, dass es sich hierbei um eine rein nominale Festlegung handelte und die Modellvorstellung des Dübelabscherens nicht als einziges Versagenskriterium angesehen werden darf. Vielmehr konnte festgestellt werden, dass diese Modellvorstellung das Tragverhalten nicht in allgemeingültiger Form beschreibt. Anhand von Versuchen leitete Wurzer ein alternatives Bemessungskonzept her. Es basiert anders als das Dübel-Abschermodell auf der ertragbaren Teilflächenpressung des Betons unter mehraxialer Beanspruchung im Kontaktbereich zwischen Stahlfläche und Beton. Durch die stützende Wirkung des umgebenden Betons stellt sich direkt vor der Stahlschneide ein nahezu hydrostatischer Spannungszustand ein. Abb. 2.8 zeigt die beanspruchten Bereiche entsprechend dem Betondübelmodell nach WURZER, O. (1997). Durch die sich von der Lasteinleitung ausbreitenden Druckstreben entstehen senkrecht zu den Druckspannungsfeldern in der Zone B Zugspannungen, die in der Dübelachse zur Rissbildung führen können. Eine obere Grenze der ertragbaren Teilflächenpressung stellt sich durch die Versagensform des Spaltens ein (siehe Kap. 2.1.1). Es ist deshalb zweckmäßig, eine durch den Dübel gehende Querbewehrung anzuordnen.

ZAPFE, C. (2001) formuliert aufgrund von schollenartigen Ausbrüchen des Betons bei randnahen Dübeln das Ausbruchkriterium. Er entwickelte einen idealen Ersatzkegel, dessen Spitze im Schwerpunkt der Ausnehmung durch die Dübelkraft belastet wird (Abb. 2.9). Die Beanspruchbarkeit des Betondübel hängt somit vom Scherwiderstand des Betons und der Mantelfläche des Ausbruchskegels ab.

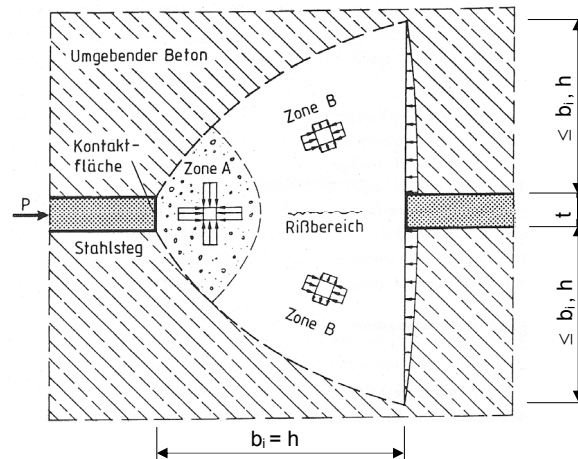


Abb. 2.8: Hochbeanspruchter Bereich an der Kontaktfläche nach WURZER, O. (1997)

Die genaue Geometrie des Kegels bestimmt Zapfe mittels einer statistischen Analyse der Versuchsergebnisse. Sie fließt über einen Vorfaktor in die Bemessungsgleichung ein.

Auch greift Zapfe die Modellvorstellung des zweiseitigen Dübelabscherens wieder auf. Er verbessert die Beschreibung des Tragverhaltens hingehend zu schräg verlaufende, sich in Richtung Dübellängsachse hin orientierende Scherflächen und verwirft die ursprüngliche Überlegung von parallel zum Stegblech verlaufenden Scherebenen. Hierbei hängt die Geometrie des Abscherkeils von der Breite des Dübels ab (Abb. 2.10). Bei großen Dübelöffnungen vereinigen sich die zwei Bruchflächen im Dübel zu einer, so dass das zweiseitige Abscheren nicht über die ganze Dübelfläche vorliegt. In der Bemessungsgleichung zum Ausstanzkriterium wird dies durch den Formfaktor  $f_h$  berücksichtigt.

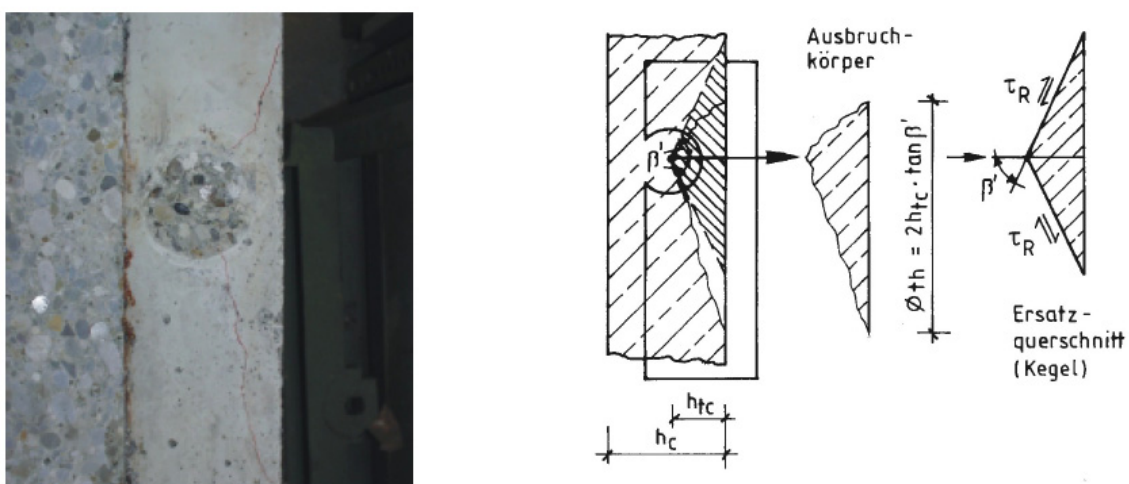


Abb. 2.9: Ausbruchkörper nach ZAPFE, C. (2001)

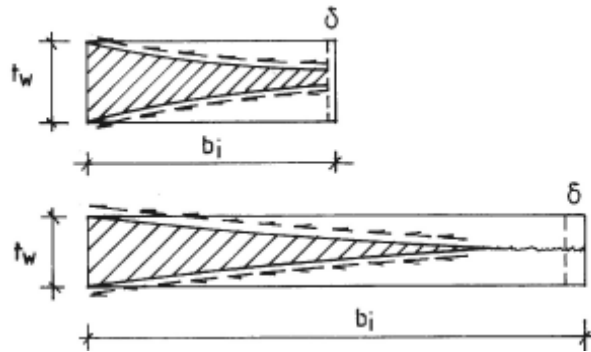


Abb. 2.10: Verlauf der Scherflächen nach ZAPFE, C. (2001)

Aus den zuvor beschriebenen Tragmechanismen lassen sich drei verschiedene Nachweise in Abhängigkeit der Materialparameter, der Dübelgeometrie und der Dübellage ableiten. Nach ZAPFE, C. (2001) ergeben sich die einzelnen Nachweise wie folgt:

Nachweis der Teilflächenpressung:

$$P_{Rd1} = 72,7 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_d \cdot t_w \cdot \frac{1}{\gamma_v} \quad \text{Gl. 2-1}$$

Nachweis zum Ausstanzkriterium:

$$P_{Rd2} = 25,6 \cdot h_{tc}^2 \cdot f_{ctk} \cdot \rho_i \cdot \frac{1}{\gamma_v} \quad \text{Gl. 2-2}$$

mit:  $\rho_i = 1 + (E_s / E_m - 1) \cdot A_{sq1} / A_d$

Nachweis zum Abscherkriterium:

$$P_{Rd3} = 23,4 \cdot A_d \cdot f_{ctk} \cdot \rho_i \cdot f_h \cdot \frac{1}{\gamma_v} \quad \text{Gl. 2-3}$$

mit:  $f_h = (1,2 - h_d / 180) \leq 1$

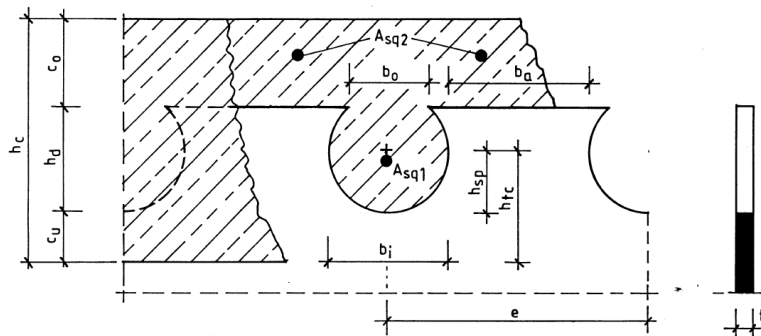
Um ein Stahlversagen zwischen den Stegausehnehmungen auszuschließen gibt Zapfe einen Mindestabstand zweier Betondübel in Lastrichtung an.

$$\min e = b_i + P_{Rd} / (0,7 \cdot t_w \cdot f_{yd}) \quad \text{Gl. 2-4}$$

Der zur Aufnahme der entstehenden Querkzugspannungen erforderliche Bewehrungsquerschnitt bestimmt sich wie folgt:

$$A_{sq1} + A_{sq2} = 0,5 \cdot P_{Rd} / f_{yd} \quad \text{Gl. 2-5}$$

Die Bezeichnungen der einzelnen Parameter wurden entsprechend Zapfe übernommen.



mit:

- $h_c$  Dicke der Betonplatte
- $c_o$  Betondeckung über der Stegoberkante
- $c_u$  Betondeckung unter dem Dübelfuß
- $h_d$  Dübelhöhe
- $h$  Einbindetiefe des Bleches
- $b_o$  Öffnungsbreite der Ausnehmung
- $b_a$  geringster Abstand zwischen zwei Dübeln
- $b_i$  Dübelbreite
- $h_{tc}$  Abstand zwischen Dübelmitte und unterer Betonkante
- $h_{sp}$  Abstand zwischen Dübelmitte und -unterkante
- $e$  Abstand zweier Dübelschwerpunkte
- $t$  Blechdicke
- $A_{sq1}$  Querbewehrungsfläche innerhalb der Aussparung
- $A_{sq2}$  Querbewehrungsfläche außerhalb der Aussparung
- $A_d$  Querschnittsfläche der Aussparung

Abb. 2.11: Bezeichnungen zum Bemessungskonzept für Betondübel nach ZAPFE, C. (2001)

Während der Einfluss der Ausnehmungsgeometrien im Bemessungskonzept nach ZAPFE, C. (2001) nicht explizit eingeht, sondern gezielt nach Versagensarten unterschieden wird, bestimmt HAUKE, B. (2005) einen Formfaktor  $\Gamma_x$ . Dieser ermittelt sich über die Integration der horizontalen x-Komponente des Einheitsnormalenvektors über die Höhe der Ausnehmung (Abb. 2.12).

$$\Gamma_x = \frac{1}{h_d} \int_{hd/2}^{-hd/2} n_x(y) \cdot dy \quad \text{Gl. 2-6}$$

mit:  $\Gamma_x$ =Formfaktor

$n_x$ =x-Komponente des Einheitsnormalenvektors

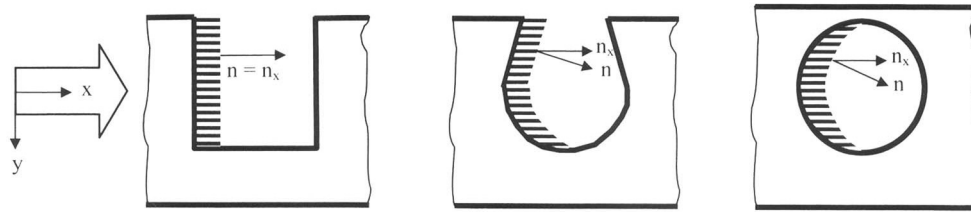


Abb. 2.12: x-Komponente des Einheitsnormalenvektor [HAUKE, B. (2005)]

Für die oben offene Ausnehmung, die C-Form, ergibt sich der Formfaktor zu  $\Gamma_x=0,89$  und für die O-Form zu  $\Gamma_x=0,78$ . Der Nachweis der Teilflächenpressung bestimmt sich nach HAUKE, B., GÜNDEL, M. (2007)

$$P_{cp} = 0,85 \cdot 86 \cdot \sqrt{f_c} \cdot h_d \cdot t_w \cdot \Gamma_x \quad \text{Gl. 2-7}$$

Mit zunehmender Blechdicke wechselt der Versagensmodus vom Versagen des Betons vor der lasteinleitenden Stahlschneide hin zum Abscheren des Betondübels.

$$P_{cs} = 0,75 \cdot 2 \cdot A_d \cdot f_c \cdot (t_w / 10)^{0,5} \quad \text{Gl. 2-8}$$

HAUKE, B. (2005) stellte bei einigen Ausnehmungsformen ein kombiniertes Stahlversagen auf Schub und Biegung des Stahlzahnes fest. Hierbei gibt Hauke folgenden Ansatz zur Berücksichtigung des Stahlversagens zwischen zwei benachbarten Betondübeln mit dem minimalen Abstand  $w$  an:

$$P_{SB} = 1,03 \cdot f_y \cdot (w - 0,13 \cdot h_d) \cdot t_w \quad \text{Gl. 2-9}$$

### Zusammenfassung

Das Tragverhalten einer Verbundfuge mit Betondübeln unter Längsschubbeanspruchung lässt sich mit dem in Abb. 2.13 dargestellten mechanischen Modell erläutern. Hierbei können vier verschiedene Versagensmodi unterschieden werden. Über die Schneide des Stahlblechs können lokal sehr hohe Kräfte in den Beton übertragen werden. Diese erzeugen Spannungen, die auf das zehnfache der einaxialen Betondruckfestigkeit ansteigen können. In diesem Bereich gehen durch Mikrorissbildung die Bindungskräfte im Beton verloren. Der Beton ist jedoch durch die verhinderte Querdehnung im Innern der Betonplatte in der Lage, weiterhin Kräfte zu übertragen. Von diesen hochbelasteten Stellen breiten sich die Kräfte in einem Winkel von ca.  $45^\circ$  in Richtung der eingeleiteten Längsschubkraft aus. Die Querbewehrung des folgenden Betondübels ist in der Lage, diese schräg verlaufenden Druckkräfte aufzunehmen und kurzzuschließen.

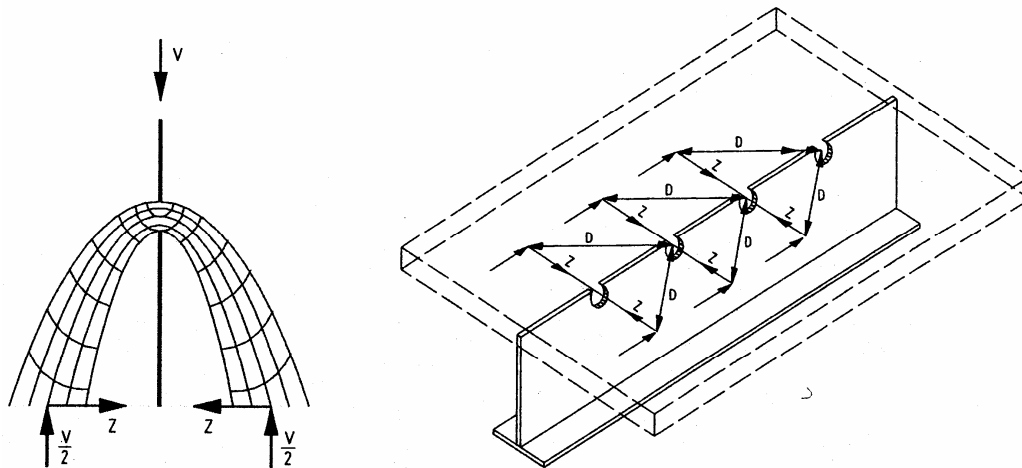


Abb. 2.13: Lastausbreitung in einer Verbundfuge mit Betondübel [MANGERIG, I. (2005)]

Es werden vier verschiedene Versagensmodi unterschieden. Diese sind:

- Versagen des Betons auf Teilflächenpressung vor der lasteinleitenden Stahlfläche
- Ausstanzen des Betondübels aufgrund großer Nähe zum Betongurtrand
- Abscheren des Betondübels
- Stahlversagen zwischen zwei benachbarten Betondübeln bei geringem Dübelabstand

Für die Ausbildung der Verbundfuge bei Verbundbrücken mit Trapezblechstegen stellt aufgrund der Anforderungen an die Verbundfuge der Betondübel ein ideales Verbundmittel dar.

### 2.2.3 Kopfbolzendübel

Aufgrund ihres duktilen Verhaltens und ihrer wirtschaftlichen Herstellung sind die Kopfbolzendübel das gängigste Verbundmittel im Verbundbau. Im Verbundbrückenbau werden üblicherweise Durchmesser von 19 mm, 22 mm und 25 mm mit Dübellängen von 150 mm bis 200 mm verwendet. Während früher nur stehende Kopfbolzen zum Einsatz kamen, ist mittlerweile auch der liegende Kopfbolzen in die Normung aufgenommen [DIN 18800-5 (1990), ANHANG A].

#### Stehende Kopfbolzendübel

Als Trägerplatte für die Verbindungsmittel dient in der Regel der Stahlflansch. Das Tragverhalten lässt sich in vier Bereiche unterteilen, wobei die Abstützung des Dübelfußes am Betongurt den größten Anteil (A) an der Lastübertragung beisteuert. Durch die Umlenkung der Druckstrebe am Dübelfuß entsteht eine Zugkraft (C) im Dübel, die am Dübelkopf verankert wird und Druckspannungen im umgebenen Beton in Dübelrichtung hervorruft. Die behinderte Querdehnung am Dübelfuß führt zu einem räumlichen Spannungszustand, so dass der Beton in der Lage ist, ein Vielfaches seiner einaxialen Druckfestigkeit zu ertragen. Mit zunehmender Schädigung

des Betons wandert die Druckstrebe vom Dübelfuß in Richtung Kopf nach oben und erzeugt Biegemomente im Dübel (B). Eine weitere Tragkomponente ergibt sich durch den Reibverbund zwischen Beton und Stahlplatte. Diese Lastabtragung bedingt große Verformungen auf Traglastniveau. In Abhängigkeit der Betongüte stellt sich Betonversagen im Schaftbereich des Dübels ein oder bei ausreichend hoher Betonfestigkeit ein Stahlversagen des Dübels infolge der Schub- und Biegebeanspruchung.

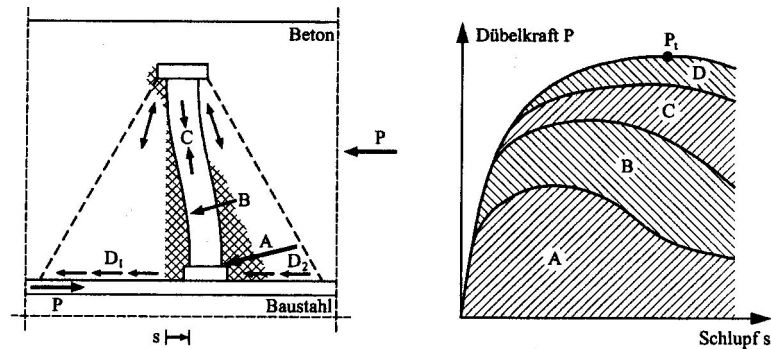


Abb. 2.14: Tragkomponenten eines Kopfbolzendübels [LUNGERHAUSEN, H. (1988)]

In den aktuellen Normen [DIN-FACHBERICHT 104 (2003); DIN 18800-5 (1990)] ist ein zweistufiges Nachweisformat verankert, welches zwischen Beton- und Stahlversagen unterscheidet.

$$P_{Rd} = \min \{ P_{Rd, \text{Beton}} ; P_{Rd, \text{Stahl}} \} \quad \text{Gl. 2-10}$$

$$P_{Rd, \text{Beton}} = 0,25 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} E_{cm}} \cdot \frac{1}{\gamma_v} \quad \text{Gl. 2-11}$$

mit  $\alpha = 0,2[(h_{sc}/d)+1]$  für  $3 \leq h_{sc}/d \leq 4$ ,  
 $\alpha = 1,0$  für  $h_{sc}/d > 4$

$$P_{Rd, \text{Stahl}} = 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \frac{1}{\gamma_v} \quad \text{Gl. 2-12}$$

### Liegende Kopfbolzendübel

Bei „Liegenden“ bzw. randnahen Kopfbolzendübeln wird die Dübeltragfähigkeit unter Längsschubbeanspruchung zusätzlich durch das Spalten des Betons begrenzt. Hierbei wird zwischen einer Mittel- bzw. Randlage der Dübel unterschieden (Abb. 2.15). Die Beanspruchungsrichtung kann hierbei variieren. Neben einer Beanspruchung der Kopfbolzendübel in Längsrichtung aus der Trägerwirkung (Längsschub), übertragen die Dübel bei einer randnahen Ausbildung auch Kräfte orthogonal zum freien Rand (Querschub).



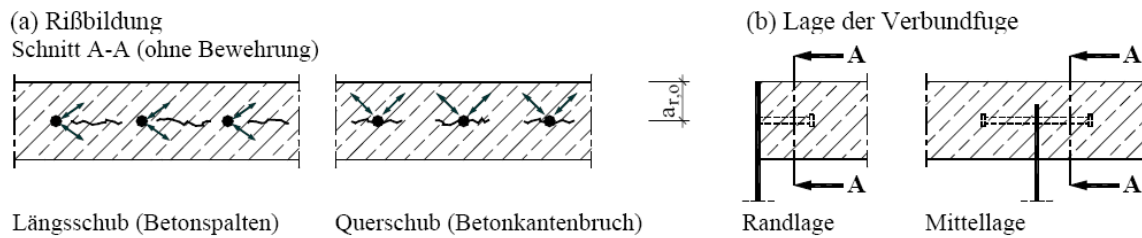


Abb. 2.15: Rand- und Mittellage Liegender Kopfbolzen sowie Beanspruchungsrichtung  
[KÜRSCHNER, K. (2003)]

Im Anhang A der DIN 18800-5 (1990) sind die randnahen Kopfbolzendübel geregelt. Im Nachweiskonzept wird hierbei zwischen einer reinen Längsschubbeanspruchung und einer gleichzeitigen Wirkung von Längsschub und Querschub unterschieden. Die reine Längsschubtragfähigkeit ergibt sich aus dem kleineren Wert der Gl. 2-11, Gl. 2-12 und Gl. 2-13.

$$P_{Rd,L} = \frac{1,4 \cdot k_v \cdot (f_{ck} \cdot d \cdot a_r')^{0,4} \cdot (a/s)^{0,3}}{\gamma_v} \quad \text{Gl. 2-13}$$

mit:  $a_r'$  = wirksamer Randabstand

$k_v$  = Beiwert für die Lage des Dübels

$k_v = 1,0$  für Randlage,  $k_v = 1,14$  für Mittellage

Hierbei muss die in Gurtickenrichtung entstehende Spaltzugkraft durch Bügel aufgenommen werden. Die Bügel-Zugkraft ergibt sich zu:

$$T_d = 0,3 \cdot P_{Rd,L} \quad \text{Gl. 2-14}$$

Bei gleichzeitiger Beanspruchung aus Längsschub und vertikalen Kräften ist die Tragfähigkeit über eine Interaktion entsprechend Gl. 2-15 nachzuweisen.

$$\left( \frac{F_{d,L}}{P_{Rd,L}} \right)^{1,2} + \left( \frac{F_{d,V}}{P_{Rd,V}} \right)^{1,2} \leq 1,0 \quad \text{Gl. 2-15}$$

mit:

$$P_{Rd,V} = \frac{0,012 \cdot (f_{ck} \cdot d_t)^{0,5} \cdot (d \cdot a/s)^{0,4} \cdot (d_s)^{0,3} \cdot (a_{r,o}')^{0,7} \cdot k_v}{\gamma_v} \quad \text{Gl. 2-16}$$

In Abb. 2.16 sind Stabwerkmodelle, die den Lastabtrag für die jeweilige Belastungsrichtung in Abhängigkeit der Lage der Kopfbolzendübel wiedergeben, dargestellt. Aus den dargestellten Modellen wird ersichtlich, dass sich sowohl für die Längsschub- als auch für die Querschubbeanspruchung bei Mittellage der Kopfbolzen höhere Tragfähigkeiten ergeben. Der horizontal Anteil der am Dübelfuß sich abstützenden Druckstreben kann sich bei Mittellage direkt über Kontaktkräfte durch den Stahlsteg kurzschließen, wohingegen bei einer Anordnung der Kopfbolzen am Rand Querkzug in der Platte entsteht.

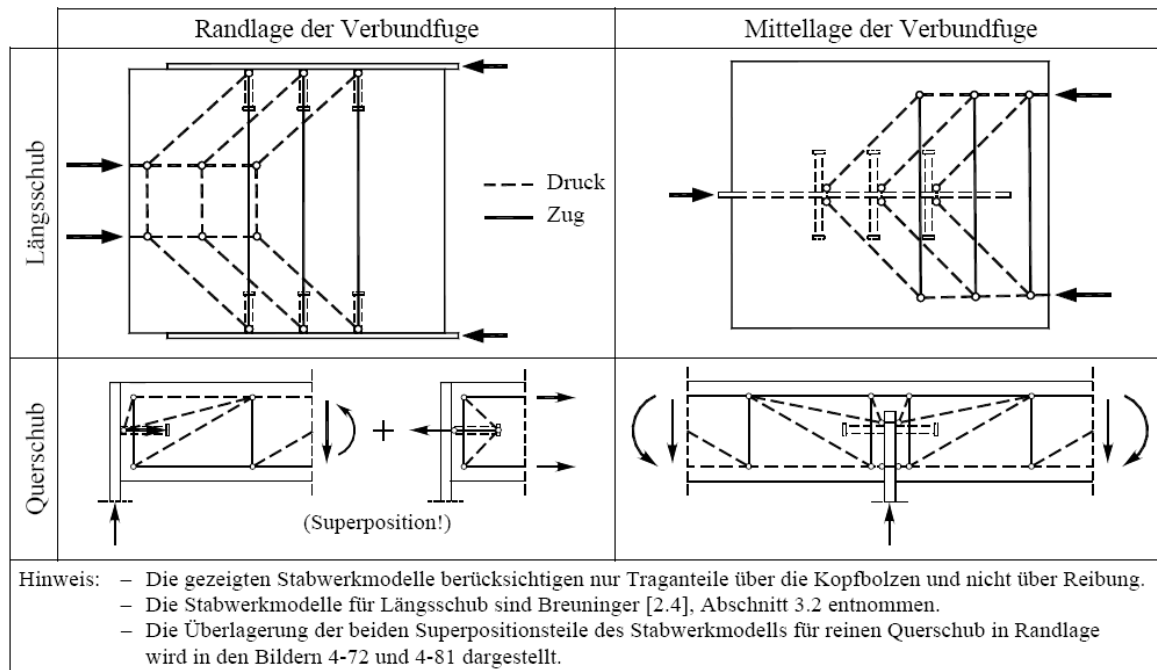


Abb. 2.16: Stabwerkmodelle in Abhängigkeit der Belastungsrichtung und der Lage  
 [KÜRSCHNER, K. (2003)]

Für die Anwendung Liegender Kopfbolzendübel bei Verbundbrücken mit Trapezblechstegen ist die Randlage eher von untergeordneter Bedeutung. Vielmehr stellt sich durch den Verzicht auf einen Stahlflansch und die damit zwangsläufig verbundene Einbindung des Trapezbleches in den Betongurt, eine Ausbildung der Verbundfuge mit Liegenden Kopfbolzendübeln ebenfalls als sinnvolle Variante dar.

## 2.3 Vorhandene Versuche und ausgeführte Bauwerke

Weltweit existieren etwas über 100 Brücken mit Trapezblechstegen. Die meisten davon stehen in Japan. Der Ursprung dieser Bauweise liegt in Frankreich. Jedoch wurde in Japan mit sehr viel Aufwand die Entwicklung dieser Bauweise vorangetrieben, so dass die Japaner mittlerweile als führend auf diesem Gebiet angesehen werden können. Großes Augenmerk legten die Japaner auf die Verbindung zwischen Betonplatte und Trapezsteg. Da die Steifigkeit des Trapezbleches orthogonal zur Blechebene größer ist als bei ebenen Blechen, nimmt auch das zu übertragende Einspannmoment an der Verbundfuge zu. Die Verbundmittel müssen bei einer wirtschaftlichen Bauweise dieses Querbiegemomente übertragen. In einer Vielzahl von Versuchen, einige davon sogar mit den Maßen realer Brücken, und mittels Finite-Element Berechnungen entwickelten die Japaner verschiedene Möglichkeiten zur Ausbildung der Verbundfuge. Aufgrund der hohen Anzahl an bereits gebauten Trapezblechstegbrücken in Japan, werden im Folgenden lediglich die gängigsten Verbundfugenausbildungen und charakteristische Brückenbauwerke vorgestellt.

### Hondani-Brücke

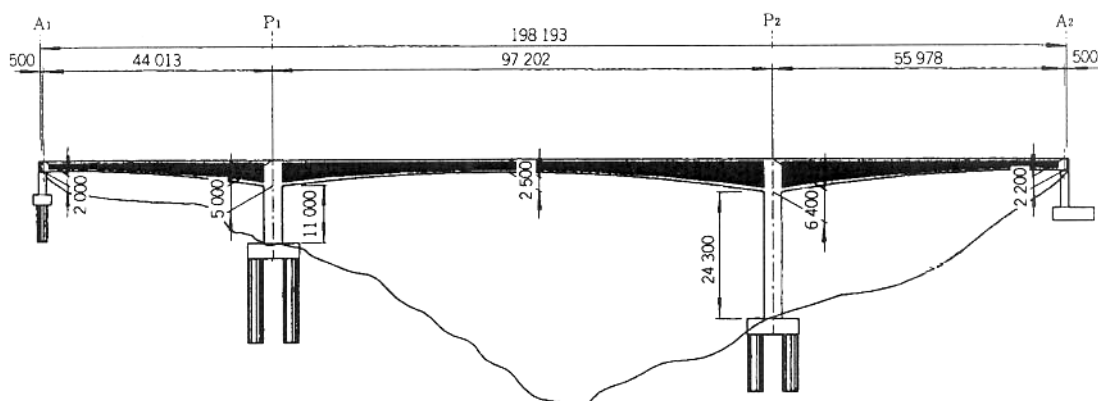


Abb. 2.17: Längsschnitt der Hondani-Brücke [KURITA, A. (2002)]



Abb. 2.18: Hondani-Brücke [VITEK, V. (2003)]

Die 1998 fertiggestellte Hondani-Brücke ist die weltweit erste Hohlkasten-Brücke mit Trapezblechstegen und einer biegesteifen Verbindung zwischen Pfeiler und Überbau. Sie wurde als erste Brücke mit Trapezstegen im Freivorbau erstellt und spannt über drei Felder 44 m/97,2 m/56 m. Die Querschnittshöhe variiert von 2,50 m in Feldmitte bis zu 6,40 m über den Pfeilern. Die Breite des Obergurtes beträgt 11,04 m und die des Untergurtes 6,20 m. Die Trapezblechstege haben eine Faltungslänge von 1200 mm. Die Tiefe der Faltung beträgt dabei 200 mm bei einer geraden Blechlänge von 330 mm.

Das Verhältnis von Blechhöhe zu Blechdicke ergibt sich bei 12 mm Blechstärke und einer maximalen Blechhöhe von 5250 mm zu  $h/t_w = 445$  [SAYED-AHMED, E.Y. (2001)]. Die Verbundfuge der Brücke wurde ohne Stahlflansch ausgebildet. Ähnlich der Perfobondleiste, bei der die Leiste aber auf einen Stahlflansch geschweißt wird, wurden hier die Löcher mit Durchmesser 34 mm, Abstand 150 mm direkt im Stegblech angeordnet.

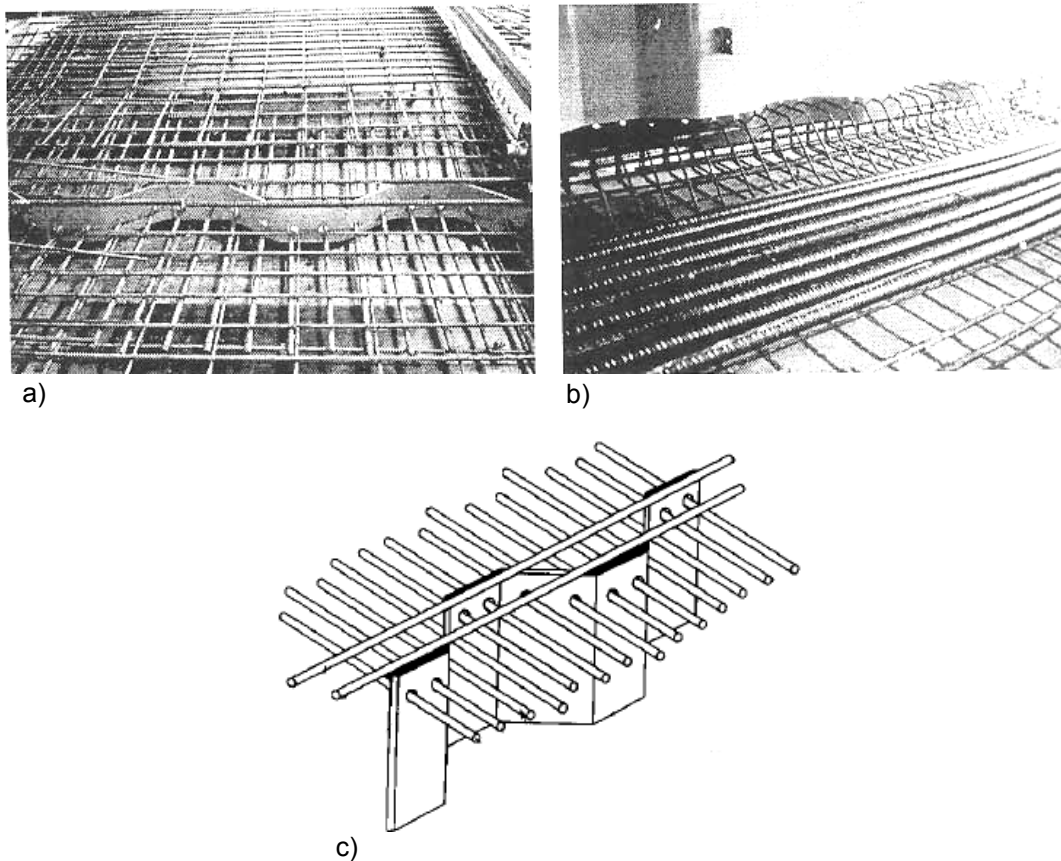


Abb. 2.19: a) Verbundfuge der Hondani-Brücke am oberen Flansch  
b) Verbundfuge der Hondani-Brücke am unteren Flansch  
c) Prinzipskizze der Verbundfuge [PLANNING MANUAL (1998)]

Durch jedes Loch wurde je ein Bewehrungsstab  $\text{Ø}19\text{--}\text{Ø}25$  geführt. Eine zweite Bewehrungslage  $\text{Ø}25$  wurde in Längsrichtung an den geraden Blechabschnitten am oberen Ende des Bleches angeschweißt (Abb. 2.19). Das Blech bindet 200 mm in den Betongurt ein.

Die Bewehrung in Längsrichtung und die schrägen Bereiche des Trapezbleches bilden eine Art Blockdübel und tragen zusätzlich zu den Betondübeln zur Lastabtragung bei.

Die Bemessung dieser strukturintegrierten Verbindung erfolgte in Anlehnung an die Bemessungskonzepte von Blockdübel und Perfobondleiste. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wurden für den vom Trapezblech übernommenen Anteil an der Lastabtragung, also für die Bemessung des Blockdübels, nach MICHIIRO, S.(2001) folgende Gleichungen verwendet:

Grenzzustand der Tragfähigkeit:

$$H_u = \frac{3}{5} \cdot \sigma_{ck} \cdot A_1 + \mu \cdot \sigma_{sy} \cdot A_2 \quad \text{Gl. 2-17}$$

mit  $H_u$ : Schubwiderstand

$\sigma_{ck}$ : Betonfestigkeit

$A_1$ : Projizierte Fläche des schrägen Blechanteils

$\mu$ : Koeffizient zur Berücksichtigung des Winkels zwischen Längsbewehrung und Trapezblech ( $\cos \theta$ )

$\sigma_{sy}$ : Streckgrenze der Längsbewehrung

$A_2$ : Querschnittsfläche der Längsbewehrung

Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit:

$$H_a = \sigma_1 \cdot A_1 + \mu \cdot \sigma_{sa} \cdot A_2 \quad \text{Gl. 2-18}$$

mit  $H_a$ : Zulässige Schubkraft pro Anzahl schräger Blechanteile

$\sigma_1$ : Zulässige Druckfestigkeit des Betons

$\sigma_{sa}$ : Zulässige Beanspruchung der Längsbewehrung

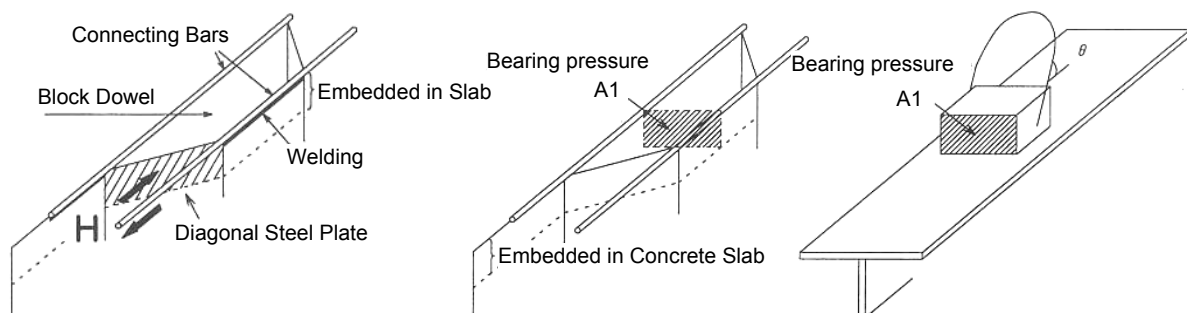


Abb. 2.20: Zusammenhang zwischen Blockdübel und strukturintegrierter Verbindung [MICHIIRO, S.(2001)]

Der Abstand und der Durchmesser der gebohrten Löcher im Blech sowie die Querschnittsfläche der durchgesteckten Bewehrung werden wie folgt bestimmt [MICHIIHIRO, S.(2001)]

$$V_{s1} = 2 \cdot \pi \cdot \Phi^2 \cdot \frac{1}{4} \cdot 1,14 \cdot \sigma_{ck} \quad \text{Gl. 2-19}$$

$$V_{s2} = \Phi \cdot t \cdot 7,5 \cdot \sigma_{ck} \quad \text{Gl. 2-20}$$

$$V_{s3} = \frac{A_s \cdot \sigma_{sy1} \cdot 100}{\sqrt{3} \cdot 60} \quad \text{Gl. 2-21}$$

$$A_{st} = 0,8 \cdot \frac{V_{s1}}{\sigma_{sy2}} \quad \text{Gl. 2-22}$$

mit  $V_{s1} \leq V_{s2}$ ;  $V_{s1} \leq V_{s3}$

$V_{s1}$ : Schubwiderstand eines Betondübels

$V_{s2}$ : Widerstand gegen Spalten eines Betondübels

$V_{s3}$ : Schubwiderstand des Bleches zwischen den Betondübeln

$A_{st}$ : Querschnittsfläche der durchgesteckten Bewehrung

$\sigma_{ck}$ : Betonfestigkeit

$\phi$ : Durchmesser des Betondübels

$t$ : Dicke des Trapezbleches

$\sigma_{sy1}$ : Streckgrenze des Trapezbleches

$\sigma_{sy2}$ : Streckgrenze der durchgesteckten Bewehrung

Um die Leistungsfähigkeit dieses Verbindungstyps und die angewandten Bemessungsgleichungen zu bestätigen, wurden zahlreiche Versuche durchgeführt. MICHIIHIRO, S. (2001) berichtet von Vierpunktbiegeversuchen mit drei Meter Spannweite. Die Versuchskörper bestanden aus einem oberen Betongurt, einem Trapezblechsteg und einem unteren Stahlflansch. Getestet wurden zwei verschiedene Verbundmittel. Im Versuchskörper Typ A wurde das strukturintegrierte Verbundmittel verwendet und im Versuchskörper Typ B kamen auf einen Stahlflansch aufgeschweißte Kopfbolzendübel zum Einsatz. Hinsichtlich der Traglast und der Verformungen waren kaum Unterschiede festzustellen. Es kam bei beiden Versuchskörpern zu einem Biegedruckversagen. Derselbe Versuchsaufbau sowie identische Versuchskörper dienten auch zur Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit der Verbundträger. Beim Versuchskörper Typ A trat nach 980.000 Lastzyklen ein Ermüdungsbruch im unteren Stahlflansch auf, wohingegen bei Versuchskörper Typ B bereits nach 240.000 Lastzyklen der obere Betongurt brach. Auch durch großmaßstäbliche

Versuche im Maßstab 1:2 mit neun Metern Spannweite konnte die Eignung des Verbindungsmittels bestätigt werden [KAZUYUKI, M. (1999)], [MICHIIRO, S.(2001)].

SHITO, K. (2002) untersuchte die Verwendbarkeit unterschiedlicher Verbundmittel zur Übertragung des Querbiegemoments. Mit acht Versuchskörpern, fünf davon mit Kopfbolzendübel  $\varnothing 22$ , zwei mit Winkeldübeln und einen mit dem Verbundmittel der Hondani-Brücke wurden Versuche im Maßstab 1:1 durchgeführt. Die Versuchskörper mit Kopfbolzendübel unterschieden sich durch eine zwei-, vier- oder sechsreihige Anordnung sowie durch den Abstand der einzelnen Dübel. Bei den Winkeldübeln wurden die Bewehrungsschlaufen einmal angeschweißt und beim anderen Versuchskörper nur fixiert. Die Geometrie des Trapezbleches entsprach der der Hondani-Brücke.

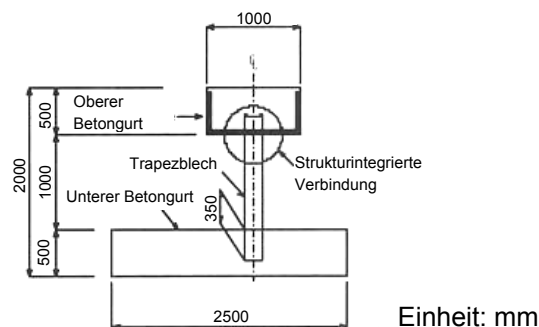


Abb. 2.21: Prüfkörper und Versuchsaufbau [SHITO, K. (2002)]

Abb. 2.21 zeigt die Abmessungen der Prüfkörper sowie den Versuchsaufbau. Im Traglastversuch erreichten die Versuchskörper mit Kopfbolzendübel nicht die zuvor bestimmte Traglast (siehe Tabelle 2.1). Es wurde deutlich, dass die Spannungsverteilung in den Kopfbolzendübeln in Trapezlängsrichtung nicht konstant ist. Die Beanspruchung der Kopfbolzendübel konzentrierte sich vielmehr auf die Dübel, die im Bereich von Zugsicken liegen, also dort, wo sich das Trapezblech auf der Zugseite befindet.

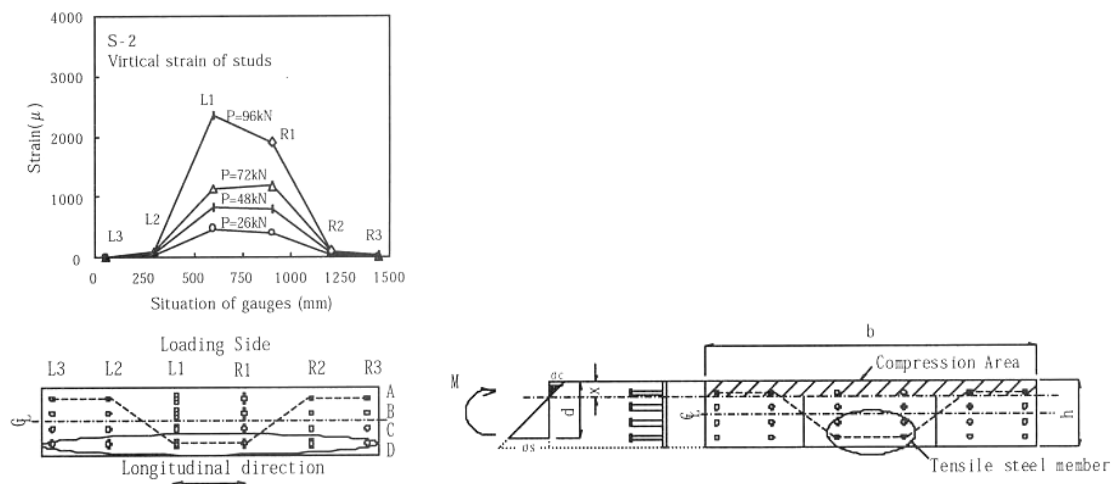


Abb. 2.22: Spannungsverteilung in den Kopfbolzendübeln [SHITO, K. (2002)]

In SHITO, K. (2002) werden folgende Gleichungen zur Bemessung der Verbundfuge mit Kopfbolzendübel unter Querbiegebeanspruchung angegeben.

$$\sigma_s = n \cdot \frac{M}{I_i} (d - x) \tag{Gl. 2-23}$$

$$x = \frac{n \cdot A_s}{2} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} - 1 \right) \tag{Gl. 2-24}$$

$$I_i = \frac{1}{2} \cdot b \cdot x^2 \cdot \left( d - \frac{x}{3} \right) \tag{Gl. 2-25}$$

- mit
- n: Verhältnis der E-Moduli
  - $\sigma_s$ : Spannung im Kopfbolzendübel
  - M: einwirkendes Biegemoment
  - d: statische Nutzhöhe
  - x: Lage der Nulllinie
  - $A_s$ : Querschnittsfläche der tragenden Kopfbolzendübel auf Zug
  - $I_i$ : Trägheitsmoment, ohne den unter Zug stehenden Bereich des Betons

Die Versuchskörper mit Winkeldübeln (Abb. 2.26) erreichten die zuvor berechnete Traglast. Es lässt sich aus den Ergebnissen der Versuche schlussfolgern, dass Winkeldübel mit angeschweißten Bewehrungsschlaufen das einwirkende Biegemoment besser aufnehmen können als die ohne Schweißung. Bei der strukturintegrierten Verbindung kam es auf Traglastniveau zum Fließen des Trapezbleches. Aufgrund der großen plastischen Verformung des Bleches wurde bei weiterer Laststeigerung der Betongurt zerstört. An allen Körpern wurden auch Ermüdungsversuche durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 2.1 dargestellt. Die Lastamplitude betrug 34 kN, bei einem Lastniveau von 35 kN und einer Frequenz von 3 Hz. Da bei der strukturintegrierten Verbindung nach drei Millionen Lastzyklen noch keine Schädigung zu erkennen war, wurde das Lastniveau stufenweise auf bis zu 208 kN angehoben.

Tabelle 2.1: a) Statische Traglast b) Ermüdungsversuche [SHITO, K. (2002)]

Specimen	Ultimate Strength			Specimen	Number of cycles at failure	Failure mode
	Experimental Value (kN)	Calculated Value (kN)	Ratio			
S-1	90	210	0.43	S-2	160,000	Fatigue failure of stud dowel
S-2	139	262	0.53	S-4	1,120,000	Fatigue failure of stud dowel
S-3	162	425	0.38	S-5	4,470,000	Fatigue failure of stud dowel
A-1	253	211	1.20	A-1	2,890,000	Fatigue failure of angle dowel
A-2	267	235	1.14	A-2	3,200,000	Fatigue failure of angle dowel
E-1	251	231	1.09	E-1*	6,570,000**	Crash of concrete slab

\* As for E-1 specimen, the load was increased gradually after 3 million cycles.  
 \*\* Converted cycles

Erläuterung: S-1 KBD 2-reihige-; S-2 KBD 4-reihige- und S-3 KBD 6-reihige Anordnung  
 A-1 Winkeldübel; A-2 Winkeldübel mit angeschweißter Bewehrungsschleife  
 E-1 Strukturintegrierte Verbindung



## Nakano-Brücke

Die erste im Grundriss gekrümmte Trapezblechstegbrücke ist die im Jahr 2002 fertig gestellte Nakano-Brücke. Sie besteht aus zwei aneinander gereihten, vierfeldrigen Hauptbrücken und je einer Auffahrts- und Abfahrtsrampe. Der Krümmungsradius variiert zwischen maximal  $R = 440$  m für die Hauptbrücken und minimal  $R = 250$  m für die Rampen. Die maximale Spannweite der Hauptbrücke beträgt 83,90 m. Die Brücke wurde im Freivorbau erstellt. Die Trapezblechstege haben eine Faltungslänge von 1200 mm. Die Tiefe der Faltung beträgt dabei 200 mm. In Abhängigkeit der Schubbeanspruchung variiert die Blechdicke zwischen  $9 \text{ mm} \leq t_w \leq 19 \text{ mm}$ . Die Verbundfugen des Doppelverbundquerschnitts sind am Ober- und Untergurt unterschiedlich ausgebildet. Während die Verbundfuge des Untergurtes mit dem strukturintegrierten Verbindungsmittel ausgeführt wurde, kam am Obergurt eine Kombination aus Kopfbolzendübel und Perfobondleiste zum Einsatz. Dieses Verbundmittel, im Weiteren „Nakano Methode“ genannt, besteht aus einem Stahlflansch, einer aufgeschweißten Perfobondleiste und zusätzlich stehenden Kopfbolzendübel (Abb. 2.23).

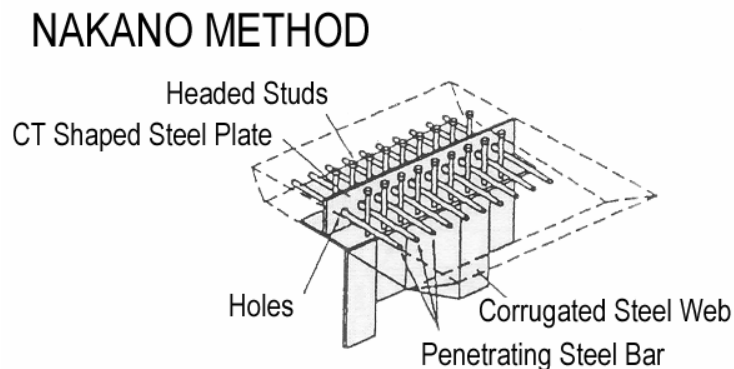


Abb. 2.23: Verbundfuge „Nakano Method“ [HATA, K. ET. AL. (2002)]

Um das Tragvermögen dieses Verbindungstyps zu bestätigen und um die einzelnen Traganteile von Kopfbolzen und Perfobondleiste herauszufiltern, wurden Push-Out-Tests durchgeführt. Es wurden sowohl die Perfobondleiste und die Kopfbolzen einzeln als auch das Zusammenwirken beider Verbundmittel entsprechend der „Nakano Methode“ ermittelt. Eine Vordimensionierung der einzelnen Push-out-Körper fand für die Kopfbolzenvariante entsprechend der gültigen japanischen Normung für Autobahnbrücken statt [JAPAN ROAD ASSOCIATION (1996)]. Die Tragfähigkeit der Perfobondleiste wurde nach LEONHARDT, F., ET.AL. (1987) mit einem Reduktionsfaktor von 0,7 nach EBINA, T., ET. AL. (1998) wie folgt berechnet:

$$Q_{pu} = 2 \cdot (\pi \cdot \varnothing^2) / 4 \cdot 1,14 \cdot \sigma_{ck} \cdot 0,7 \quad \text{Gl. 2-26}$$

mit  $\varnothing$  : Durchmesser der Löcher in der Perfobondleiste

$\sigma_{ck}$  : Betondruckfestigkeit

Abb. 2.24 zeigt die Last-Schlupf-Beziehungen, die bei den Versuchen ermittelt wurden. Es ist festzustellen, dass die Tragfähigkeit der Verbundfuge „Nakano Methode“ aus der einfachen Addition der einzelnen beteiligten Verbundmittel bestimmt werden kann. Gegenüber der vorher bestimmten, mit Sicherheiten beaufschlagten Tragfähigkeit liegt die Traglast im Versuch um den Faktor sechs und ohne Sicherheit um den Faktor zwei höher.

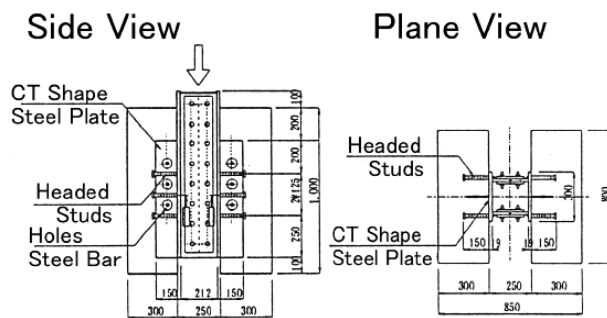


Figure 3 Specimen of Push-out Test

Versuchsaufbau

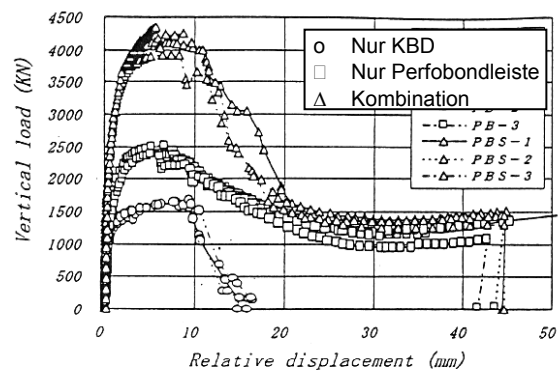


Figure 4 Test Results of Push-out Test

Versuchsergebnisse

Abb. 2.24: Last-Verformungsdiagramm der Push-out-Körper [HATA, K. ET. AL. (2002)]

KOSA, K. , ET. AL. (2002) berichtet von Querbiegeversuchen an Kastenquerschnitten. Die Verbundfugen wurden entsprechend der „Nakano Methode“ und der strukturintegrierten Methode ausgebildet. Die Belastung wurde auf den Kragarmen sowie in der Mitte des Hohlkastens aufgebracht. Es konnten hinsichtlich der Tragfähigkeit und der Duktilität keine nennenswerten Unterschiede zwischen den Verbundfugen festgestellt werden. Während beim Versuchskörper mit der strukturintegrierten Verbindung (Abb. 2.19) nur Risse im Bereich

des Verbundmittels auftraten, erzielten die Prüfkörper mit der „ Nakano Methode“ (Abb. 2.23) eine bessere Rissverteilung und folglich kleinere Rissbreiten.

### Tanigawa-Brücke

Um das bei Hohlkastenquerschnitten auftretende Rahmenmoment effektiver übertragen zu können, wurde anstelle einer Einfach-Perfobondleiste die Doppel-Perfobondleiste entwickelt (Abb. 2.25b), die auch bei der Tanigawa-Brücke zum Einsatz kam. Genau genommen handelt es sich hierbei um eine Abwandlung der Perfobondleiste. Bei der ursprünglichen Form der Perfobondleiste ist jedes zweite Loch nach oben versetzt und nach oben offen, um ein einfaches Bewehren zu ermöglichen (Abb. 2.6).

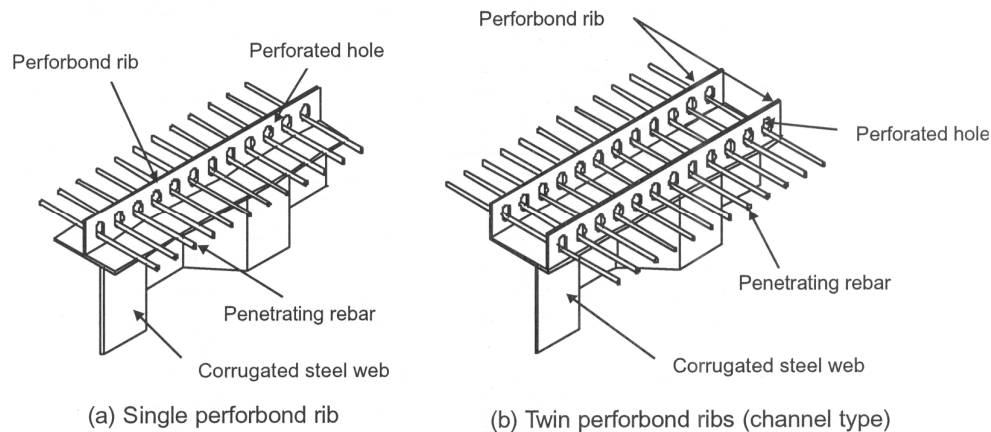


Abb. 2.25: Einfach- und Doppelleiste [EBINA, T., ET. AL. (2002)]

Als Grundlage für die Ausbildung der Verbundfuge der Tanigawa-Brücke dienten die Untersuchungen von EBINA, T., ET. AL. (2002). Ebina untersuchte das Tragverhalten von Einfach- und Doppelleisten unter Längsschubbeanspruchung in Kombination mit Normal- und Leichtbeton. Außer der Betonart wurde der Lochdurchmesser der Leisten, die Betonierichtung der Push-out-Körper sowie die Dübelbewehrung variiert. Hierbei zeigte sich, dass sich die Tragfähigkeit der Doppelleiste mit dem Faktor zwei der errechneten Tragfähigkeit der Einfachleiste bestimmen lässt. Ebenfalls wurde ein sehr steifes Tragverhalten der beiden Verbundfugen-Varianten auf Gebrauchslastniveau festgestellt. Die Dübelbewehrung sorgt für einen Zuwachs der maximal aufnehmbaren Traglast und für ein duktileres Verhalten der Verbundfuge im Nachbruchbereich. Die Tragfähigkeiten der Einfach- und Doppelleiste können nach EBINA, T., ET. AL. (2002) wie folgt bestimmt werden.

Schubtragfähigkeit der Einfachleiste ohne Querbewehrung:

$$Q_c = 1,1 \cdot \varnothing^2 (-0,818 \cdot (\varnothing/40) + 2,691) \cdot \sigma_c \quad \text{Gl. 2-27}$$

mit  $\varnothing$  : Durchmesser der Löcher in der Leiste

$\sigma_c$  : Betondruckfestigkeit

Einfluss der angeordneten Querbewehrung:

$$\Delta Q = 1,1 \cdot \varnothing^2 (12,966 \cdot \rho - 0,312) \cdot \sigma_c \quad \text{Gl. 2-28}$$

mit  $\rho$  : Querbewehrungsgrad

Schubtragfähigkeit der Einfachleiste mit Querbewehrung:

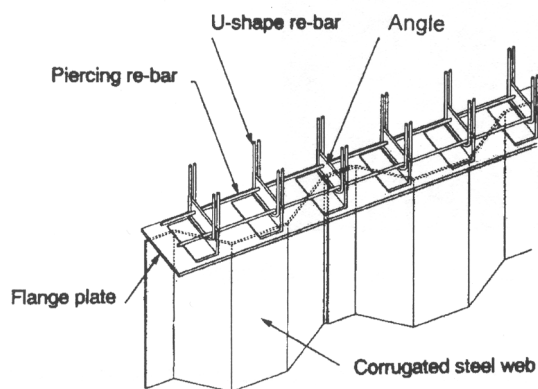
$$Q = Q_c + \Delta Q \quad \text{Gl. 2-29}$$

Schubtragfähigkeit der Doppelleiste mit Querbewehrung:

$$Q = 2 \cdot (Q_c + \Delta Q) \quad \text{Gl. 2-30}$$

### Maetani-Brücke

Die extern vorgespannte Maetani-Brücke spannt über zwei Felder mit 77,30 m und 84,30 m Spannweite. Pfeiler und Überbau sind biegesteif miteinander verbunden. Das verwendete Trapezblech besitzt eine Wellenlänge von 1600 mm bei einem Faltungswinkel von  $30,8^\circ$  und einer Faltungstiefe von 220 mm. Die Blechstärke variiert zwischen 9 mm und 12 mm. Die Verbundfuge wurde mit einem oberen Stahlflansch und darauf applizierten Winkeln mit Loch, durchgesteckter Bewehrung sowie angeschweißten Schlaufen ausgeführt (Abb. 2.26). Die Abmessung der Winkel beträgt L-150x150 mm, die durchgesteckte Bewehrung hat einen Durchmesser von 19 mm und die Schlaufen besitzen ein Durchmesser von 13 mm. Versuche hierzu beschreibt SHITO, K. (2002), diese wurden im Zusammenhang der strukturintegrierten Verbindung der Hondani-Brücke bereits erwähnt.



(c) Angle dowel joint

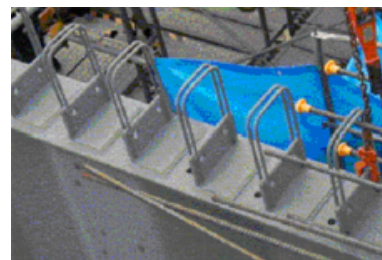


Abb. 2.26: Verbundfuge mit Winkeldübel [KURITA, A. (2002)]  
Foto: Verbundfuge Maetani-Brücke [MAEDA, Y., ET. AL. (2002)]

### Kurobegawa-Brücke

Die über 6 Felder spannende Kurobegawa-Brücke besitzt eine Gesamtlänge von 344 m und wurde im Jahr 2001 erstellt. Die maximale Spannweite beträgt 72 m bei einer Querschnittshöhe des Hohlkastens über den Stützen von 4,80 m und von 3,30 m in den Feldern. Die Trapezblechdicke variiert zwischen 12 mm und 25 mm.

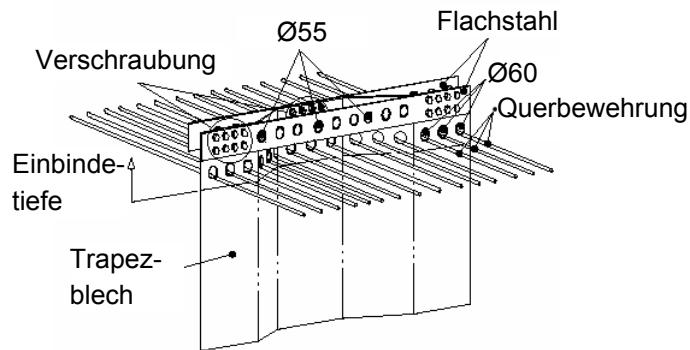


Abb. 2.27: Verbundfuge der Kurobegawa-Brücke [SAITO, K., ET. AL. (2002)]

Eine Wellenlänge des gefalteten Bleches beträgt 1500 mm, die Faltungstiefe 200 mm und der Faltungswinkel beträgt  $29^\circ$ . Die Verbundfuge der Kurobegawa-Brücke wurde mit einer strukturintegrierten Variante ausgebildet. Entsprechend der Verbundfuge der Hondani-Brücke kamen hier kreisförmige, geschlossene Betondübeln mit einem Durchmesser von 60 mm und entsprechender Querbewehrung zum Einsatz. Anstelle der angeschweißten Längsbewehrungsstäbe (Abb. 2.19) wurde bei der Kurobegawa-Brücke Flachstahl mit Dicken zwischen 9 mm und 19 mm an das Trapezblech geschraubt (Abb. 2.27). Die Verschraubung erfolgte mit hochfesten Schrauben. Das Trapezblech wird somit in Längsrichtung versteift und die diagonalen Blechabschnitte beteiligen sich an der Lastabtragung. Um den Verbund zwischen Flachstahl und Betongurt zu erhöhen, erhielt der Flachstahl alle 125 mm Löcher mit einem Durchmesser von 55 mm. Die Bemessung der Verbundfuge erfolgte nach den Vorgaben für strukturintegrierte Verbindungen nach [PLANNING MANUAL (1998)] und entspricht im Wesentlichen den Gl. 2-17 bis Gl. 2-22.

### Die Talbrücke Altwipfergrund



Abb. 2.28: Talbrücke Altwipfergrund

Die bisher einzige Brücke mit Trapezblechstegen in Deutschland ist die Talbrücke Altwipfergrund. Als Pilotprojekt wurde die Brücke im Zuge des Verkehrsprojektes Deutsche Einheit Nr.16 im Thüringer Wald als Bestandteil der Autobahn A71 zwi-

schen 1999 und 2001 erbaut [NOVÁK, B., ET. AL., (2007); ROESLER, H. (2002); ROESLER, H. (1999)]. Die dreifeldrige Doppelverbundbrücke spannt über ein Naturschutzgebiet mit einer Mittelstützweite von 115m und Endfeldlängen von 80 m bzw. 84 m. Sie wurde im Freivorbau erstellt. Die Konstruktionshöhe der sowohl im Verbund als auch extern vorgespannten Hohlkästen variiert zwischen 6 m über den Pfeilern und 2,80 m im Mittelfeld. Die Trapezblechdicke variiert zwischen 10 mm und 22 mm. Die Faltungstiefe des Bleches beträgt 216 mm und der Faltungswinkel  $36,8^\circ$ . Der Tragsicherheitsnachweis der Trapezblechstege wurde nach der DAST-RICHTLINIE 015 (1990) geführt.

Die relativ hohen Kosten der Brücke von etwa 2.900 DM/m<sup>2</sup> [VON BRUNN, H. (2004)] lassen sich u.a. auf die sehr aufwändige Ausbildung der Verbundfuge zurückführen, die mit einem Stahlobergurt und darauf applizierten Kopfbolzendübeln sowie Schlaufen zur Aufnahme des Rahmeneckmoments ausgeführt wurde (vgl. Abb. 1.3). Da eine unbeabsichtigte Mitwirkung der Schlaufen bei der Abtragung der Längsschubbeanspruchung nicht ausgeschlossen werden konnte, wurden diese deutlich überdimensioniert.

### **3 Tragverhalten der Verbundfuge: numerische und mechanische Modelle**

### 3.1 Wahl der Trapezblechgeometrie und des Verbundmittels

#### 3.1.1 Allgemeines

Die Anforderungen an die Verbundfuge ergeben sich einerseits aus der Bedingung einer möglichst wirtschaftlichen Herstellbarkeit, dies beinhaltet eine optimale Ausnutzung der am Verbund beteiligten Partner, und andererseits aus den Anforderungen, die an die Verbundfuge im Gebrauchs- und Traglastzustand gestellt werden. Das Steifigkeitsverhalten des Verbundträgers wird wesentlich von der Steifigkeit der Verbundfuge beeinflusst. So ist es wünschenswert, bei der Durchbildung der Verbundfuge auf Gebrauchslastniveau ein möglichst steifes Verhalten zu erzielen, während nach Erreichen der Tragfähigkeit eine deutliche Verformungszunahme ohne nennenswerten Lastabfall erreicht werden sollte. Dieses Verhalten wird hauptsächlich durch die Wahl des Verbundmittels und den Verdübelungsgrad bestimmt. Aufbauend auf den in Kapitel 2.2 beschriebenen Eigenschaften der Verbundmittel und den bisherigen Erkenntnissen aus bestehenden Verbundfugen mit Trapezblechstege werden in diesem Kapitel für die weiteren experimentellen und numerischen Untersuchungen die Trapezblechgeometrie und das Verbundmittel festgelegt. Bei der Durchbildung der Verbundfuge wird die Tatsache berücksichtigt, dass bei Einbindung des Bleches in den Betongurt sich das Trapezblech aufgrund der Faltung am Lastabtrag beteiligt. Da die Anzahl der experimentellen Untersuchungen begrenzt sind und nur auf eine Faltungsgeometrie zurückgegriffen werden kann, werden hier sinnvolle Grenzen der Trapezblechgeometrie aufgezeigt und eine repräsentative Faltungsgeometrie für die experimentellen Untersuchungen bestimmt.

#### 3.1.2 Trapezblechgeometrie

Bei Verwendung von gefalteten Stegen wird, bei gleichen Blechabmessungen, eine höhere Querkrafttragfähigkeit erreicht. Die Gefahr des Beulens wird durch die Faltung reduziert. Ein Querkraftversagen stellt sich in Abhängigkeit der Steifigkeitsverhältnisse bzw. der geometrischen Verhältnisse, also Faltungsgeometrie, Blechdicke und Blechhöhe, durch lokales, globales oder gemischtes Beulen ein.

Unter lokalem Beulen versteht man das Ausweichen einer einzelnen Rippe aus der Ebene. Der Vorteil der Faltung liegt hier in der elastischen Stützung der einzelnen Beulfelder an den Kanten durch ihre benachbarten Blechabschnitte. Über den Einfluss der Faltungsgeometrie auf den Beulwert  $k_r$  bei örtlichem Beulen berichtet LINDNER, J. (1995). Abb. 3.1 zeigt den Einfluss des Faltungswinkels auf den Beulwert. Es wird ersichtlich, dass ab einem Faltungswinkel von etwa  $\beta=25^\circ$  der Beulwert für jedes Seitenverhältnis nahezu konstant verläuft. Bei kleineren Winkeln nimmt die elastische Stützung der Ränder durch die benachbarten Bleche schnell ab.



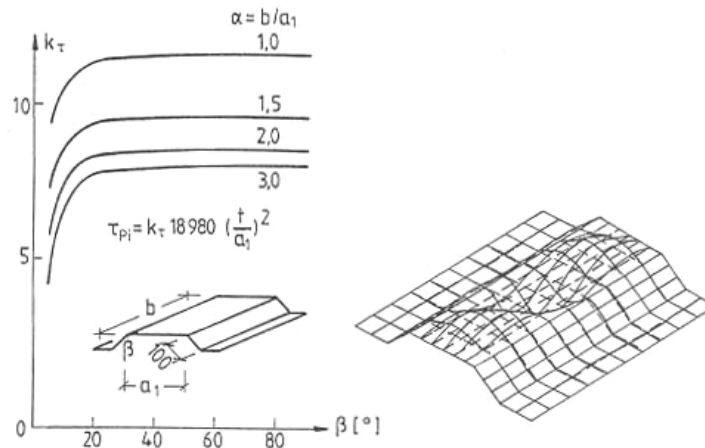


Abb. 3.1: Beulwert  $k_\tau$  in Abhängigkeit vom Faltungswinkel [LINDNER, J. (1995)]

Ein weiterer wichtiger Parameter, der auf das Beulverhalten Einfluss nimmt, ist die Faltungstiefe. Die Abb. 3.2 zeigt, dass sich für Faltungstiefen zwischen 50 mm und ca. 140 mm ein konstantes Maximum einstellt. Das Seitenverhältnis  $a_2/a_1$  hat einen entscheidenden Einfluss auf die elastische Stützung der benachbarten Blechabschnitte und auf das Teilfeld, in welchem das Schubbeulen auftritt. Bei  $a_1 > a_2$  ist dies im Feld  $a_1$ , bei  $a_1 < a_2$  im Feld  $a_2$ . Bei Seitenverhältnissen  $a_1 \neq a_2$  nimmt die elastische Einspannung des kleineren Feldes ab und die des größeren Feldes zu. Dementsprechend hängt auch der Beulwert der einzelnen Blechfelder von der Größe des benachbarten Blechfeldes ab.

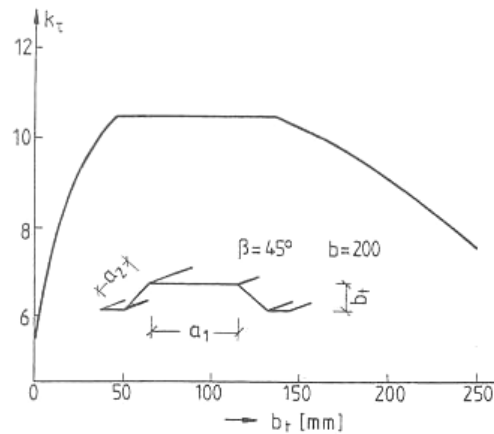


Abb. 3.2: Beulwert  $k_\tau$  in Abhängigkeit der Faltungstiefe [LINDNER, J. (1995)]

Beim globalen Beulen hingegen erstreckt sich das Ausweichen über mehrere Sicken. Zur Berechnung der kritischen Beulspannung müssen deshalb die verschiedenen Steifigkeiten in den unterschiedlichen Richtungen berücksichtigt werden. Die DAST-RICHTLINIE 015 (1990) geht bei der Berechnung der globalen Beulspannung von einer gelenkigen Lagerung der Stege an den Gurten aus. Dies mag für reine Stahlträger sicherlich zutreffend sein, für hybride Brückenquerschnitte mit massiven Betongurten liegt diese Annahme aber zu weit auf der sicheren Seite. In Frankreich und in Japan gab es Untersuchungen, wie sich die Einspannung des Steges in die Gurte auf das

Beulverhalten auswirkt [MORI, T. (2002)]. Bei der Brücke Pont de la Corniche wurde sogar eine volle Einspannung der Stege angesetzt und die kritische Beulspannung konnte somit fast verdoppelt werden [DANNECKER, S. (2003)].

Für die folgenden Untersuchungen wurde auf Grundlage der bisher genannten Erkenntnisse eine auch für die Praxis anwendbare Faltungsgeometrie verwendet. Zwar sind die Längen der einzelnen Blechabschnitte aufgrund der Versuchskörperabmessungen kürzer als sie in der Praxis gewählt würden, für das Beulverhalten jedoch spielen eher das Seitenverhältnis  $a_1/a_2$ , der Faltungswinkel und die Faltungstiefe eine entscheidende Rolle. In Abb. 3.3 ist die Faltungsgeometrie für die weiteren Betrachtungen dargestellt.

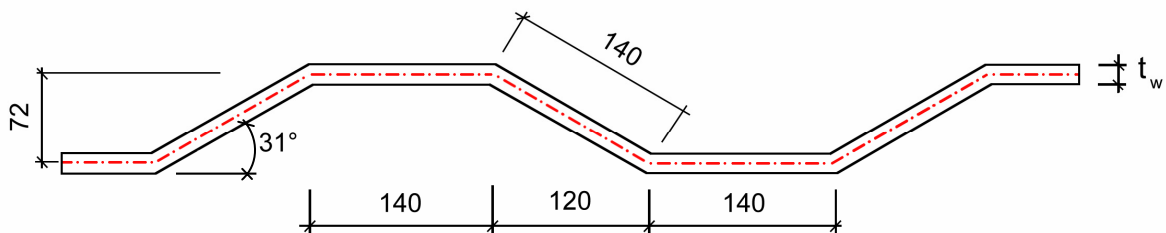


Abb. 3.3: Gewählte Trapezblechgeometrie

### 3.1.3 Verbundmittel

Die zentrale Aufgabe der Verbundmittel besteht bei herkömmlichen Verbundträgern in der Übertragung der Längsschubkräfte. Die Verbindung zwischen Betongurt und Stahlsteg eines Verbund-Hohlkastenquerschnitts wird in aller Regel als Gelenk betrachtet, da die Querbiegesteifigkeit eines ebenen Bleches sehr gering ist. Dies führt in Abhängigkeit der Randbedingung zu aufwändigen Querschotten. Trapezblechstege hingegen besitzen aufgrund ihrer Faltung eine wesentlich höhere Steifigkeit in Querrichtung. Die Betrachtung der Verbundfuge als volles Gelenk ist in diesem Fall nicht zweckmäßig. Die Verbundfuge muss deshalb in der Lage sein, die auftretenden Querbiegemomente zu übertragen.

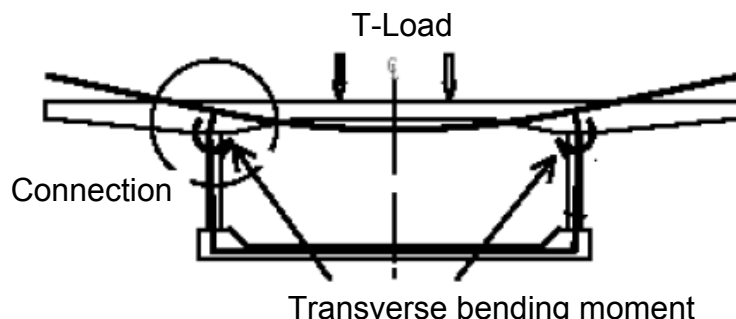


Abb. 3.4: Rahmeneckmoment beim Hohlkastenquerschnitt [Shito, K., Kamihigashi, Y. (2002)]

Dadurch entstehen für die Verbundmittel Zusatzbeanspruchungen. Das zu übertragende Moment kann in ein Kräftepaar aufgeteilt werden, dessen innerer Hebelarm durch die Faltungstiefe des Bleches bestimmt wird. Die Verbundmittel müssen somit in der Lage sein, Druck- und Zugkräfte zu übertragen. Nähere Erläuterungen dazu im Kapitel 3.3.

Wie in Kapitel 1.2 bereits erwähnt, wird am Beispiel der Talbrücke Altwipfergrund deutlich, dass aktuell keine praktikablen Lösungen zur Ausbildung der Verbundfuge unter Querbiegebeanspruchung zur Verfügung stehen. Das im DIN-FACHBERICHT 104 (2003) für den Brückenbau genormte Verbundmittel, der Kopfbolzendübel, ist für eine aus der Querbiegung resultierende Zugbeanspruchung nicht zugelassen. Desweiteren ist es von Vorteil, auf einen Stahlflansch zu verzichten, da zum einen große Schweißnahtlängen entfallen und zum anderen sich bei Einbindung des Bleches in den Betongurt die Faltung an der Lastabtragung in Längsrichtung beteiligt. Die Einbindetiefe hat aber auch erheblichen Einfluss auf die Lastabtragung unter Querbiegebeanspruchung. Zusätzlich zur Lastabtragung über die Verbundmittel entsteht durch die Einbindung ein zweiter Tragmechanismus. Das einwirkende Biegemoment wird über Verkantung des Bleches im Betongurt in das Trapezblech eingeleitet. Der hierfür zur Verfügung stehende Hebelarm vergrößert sich mit zunehmender Einbindetiefe des Bleches (Kapitel 3.3). Als Konsequenz einer flanschlosen Ausführung müssen die Verbundmittel direkt auf das Stahlblech applizierbar oder im Steg integrierbar sein. Praktikable Lösungsmöglichkeiten bietet hier die Ausbildung der Verbundfuge mit horizontal angeordneten, sogenannten Liegenden Kopfbolzendübeln oder, ähnlich der Verbundfuge der Hondani-Brücke mit Betondübeln.

In einem von der FOSTA finanzierten Forschungsvorhaben wurde das Tragverhalten eines in den Betongurt eingebundenen Trapezbleches mit liegenden Kopfbolzendübeln und Betondübeln untersucht. Hierbei lag der Schwerpunkt auf der Bestimmung des Tragverhaltens unter Längsschub und Querbiegebeanspruchung. Im Folgenden wird auf die Verwendung von Betondübeln näher eingegangen. Zum Tragverhalten mit liegenden Kopfbolzendübeln sei auf RAICHLE, J. verwiesen.

Um ein einfaches Bewehren auf der Baustelle zu ermöglichen, ist ein oben offener Betondübel zweckmäßig. Die Untersuchungen von WURZER, O. (1997) und ZAPFE, C. (2001) an ebenen Blechen zeigten, dass bei oben offenen Dübeln maßgeblich die Größe der Ausnehmung und das Hinterschneidungsverhältnis  $b_0/b_1$  das Verformungs- und Ermüdungsverhalten beeinflussen. Es hat sich gezeigt, dass kleine Betondübel eine große Anfangssteifigkeit besitzen, aber erst bei Öffnungen ab etwa 70 mm ein ähnlich günstiges Verformungsverhalten wie Kopfbolzendübel aufweisen [Abb. 3.5].

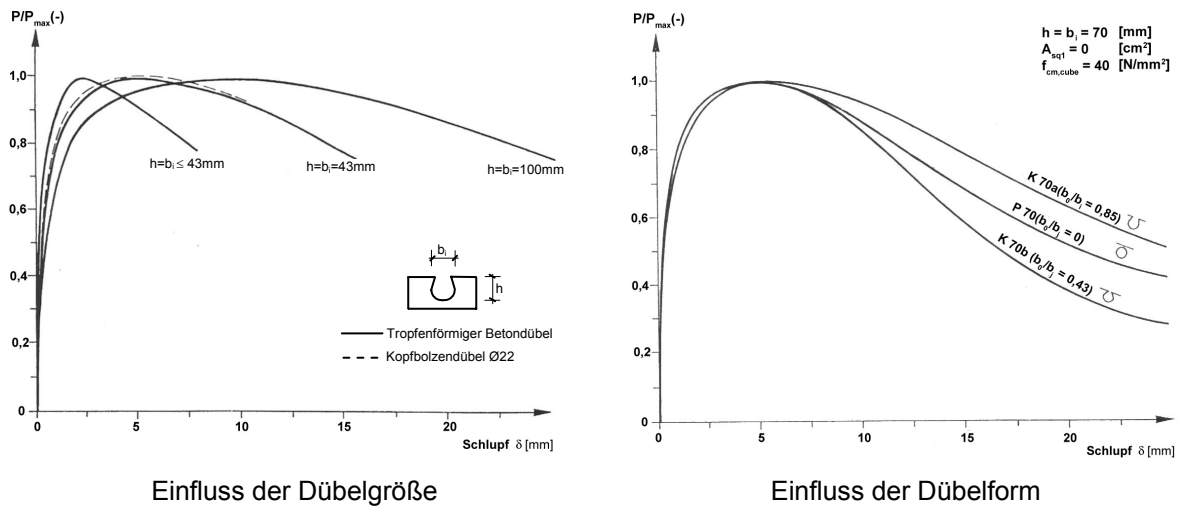


Abb. 3.5: Einfluss der Dübelabmessungen [WURZER, O. (1997)]

Mit zunehmendem Hinterschneidungsverhältnis  $b_0/b_i$  wiesen die Versuche auch ein günstigeres Nachbruchverhalten auf. Die größte Duktilität erreichten die Dübel mit großem Hinterschneidungsverhältnis von  $b_0/b_i \cong 0,8$ . Allerdings zeigte sich, dass bei diesen Dübelformen mit relativ schwacher Hinterschneidung ein Abheben des Gurtes nicht ausreichend begrenzt werden konnte, und in den Untersuchungen von ZAPFE, C. (2001) ein ungünstiges Ermüdungsverhalten im Vergleich zu geschlossenen Dübeln oder Dübelformen mit stärkerer Hinterschneidung vorlag.

Aus den oben genannten Gründen wurde für die weiteren Untersuchungen ein Betondübel mit einer mittleren Ausnehmungsbreite von  $b_0 = 70$  mm und einem Hinterschneidungsverhältnis von  $b_0/b_i \cong 0,64$  gewählt (Abb. 3.6).

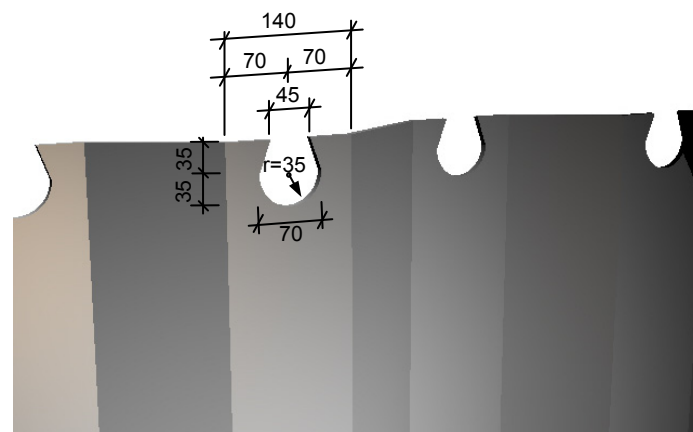


Abb. 3.6: Gewählte Betondübelgeometrie

## 3.2 Längsschub

### 3.2.1 Allgemeines

Das vielschichtige Tragverhalten und die komplexen Versagensmechanismen der einzelnen Verbindungselemente lassen in der Regel eine analytische Bestimmung der Bemessungsgleichungen in Abhängigkeit der verschiedenen Einflussparameter nur schwer zu. Die in den Normen angegebene Nachweisführung wurde im Allgemeinen aus umfangreichen, experimentellen Untersuchungen bestimmt. Um eine Vergleichbarkeit zwischen den verschiedenen Verbindungsmitteln zu erreichen, ist in DIN EN 1994-1-1 (2006) das Prüfverfahren sowie die Prüfkörpergeometrie festgelegt. Mittels so genannten Push-out-Versuchen kann die Längsschubtragfähigkeit der einzelnen Verbindungsmittel bestimmt werden.

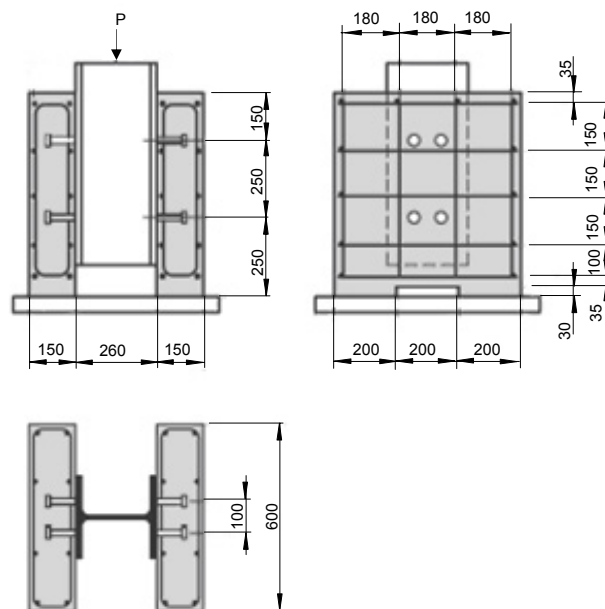


Abb. 3.7: Push-out-Körper nach DIN EN 1994-1-1 (2006)

Zur Untersuchung des Längsschubverhaltens bei Verbundträgern mit Trapezblechstege ohne Stahlflansch muss der im Eurocode 4 [DIN EN 1994-1-1 (2006)] beschriebene Versuchskörper modifiziert werden. Eine Ausführung ohne Stahlflansch erfordert die Einbindung des Trapezbleches in den Betongurt. Um eine entsprechend der gewählten Faltungs- und Betondübelgeometrie vernünftige Einbindetiefe erreichen zu können, muss die Betongurtdicke erhöht werden.

Das Trapezblech besitzt durch seine Geometrie im Vergleich zum geraden Blech selbst eine gewisse Verbundwirkung. Zur Bestimmung und zur Aktivierung dieses Verbundverhaltens sollte der Push-out-Körper aus mindestens zwei Wellenlängen bestehen. Abb. 3.8 zeigt, dass die Verwendung von zwei Wellenlängen zu schiefen Hauptachsen führt und somit im Blech Momente entstehen, die die Verbundfuge in unerwünschter Weise beanspruchen würden.

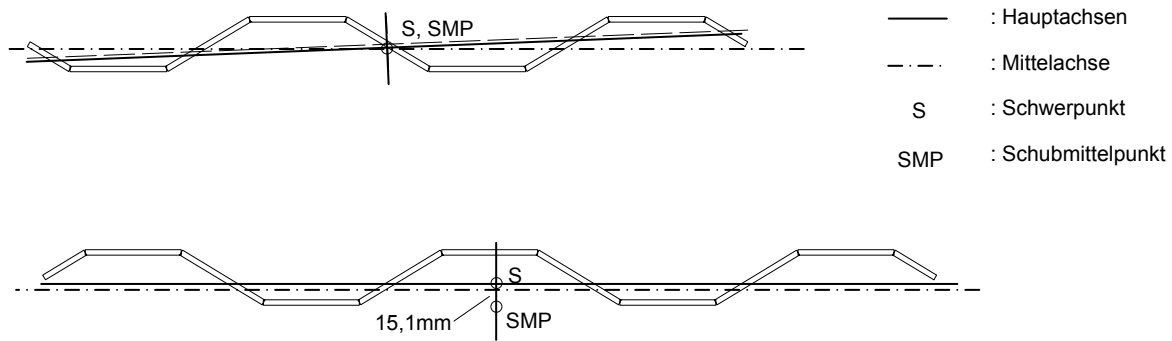


Abb. 3.8: Hauptachsen, Schwerpunkt und Schubmittelpunkt

Bei zweieinhalb Wellenlängen (Abb. 3.8) sind die Hauptachsen gerade, jedoch fallen hier der Schubmittelpunkt und der Schwerpunkt nicht mehr zusammen. Durch die Verwendung einer entsprechend dem Schubmittelpunkt exzentrisch angeordneten Lasteinleitungssteife lassen sich Biegemomente in der Fuge vermeiden und eine kontinuierliche Lasteinleitung gewährleisten.

Da aufgrund der gewählten Größe des Trapezbleches mit zweieinhalb Wellenlängen die Höhe des Push-out-Körpers im Vergleich zum Eurocode 4 zunimmt, muss auch der Abstand der Betongurte vergrößert werden, um eine gleichmäßige Lasteinleitung zu erreichen. Entsprechend verbreitern sich auch die Betongurte.

Daraus ergibt sich der in Abb. 3.9 dargestellte Push-out-Körper.

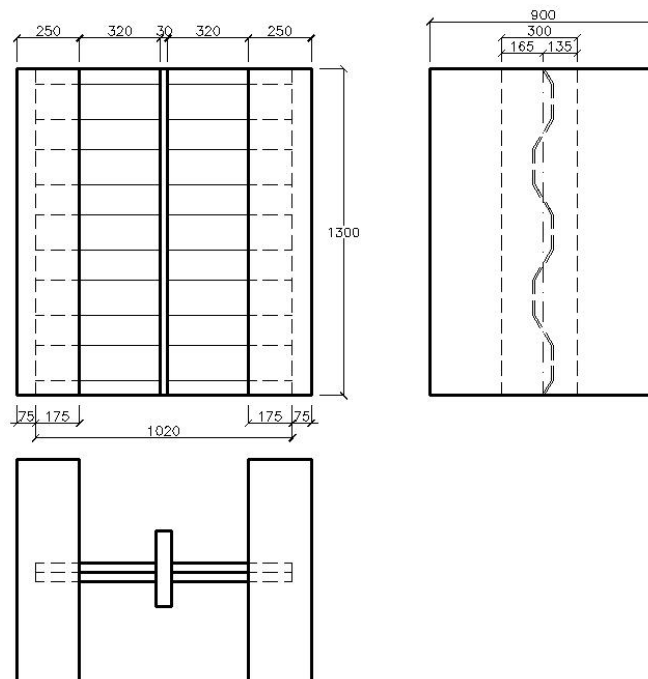


Abb. 3.9: Geometrie des modellierten Push-out-Körpers

Die Betongurtdicke beträgt 250 mm und der lichte Abstand zwischen den Gurten 670 mm. Die Lasteinleitungssteife ist entsprechend dem Schubmittelpunkt der in Kapitel 3.1.2 und 3.2.1 gewählten Trapezblechgeometrie um 15,1 mm exzentrisch angeordnet. Das Blech bindet 175 mm in den Beton ein. Um das volle Potenzial der Verbindung auszuschöpfen bzw. die Vorteile des Trapezbleches hinsichtlich der geringeren Beulgefährdung zu nutzen, ist das Trapezblech mit einer Dicke von 8 mm sehr dünn gewählt worden. Daraus ergibt sich, dass beim Versagen der Verbundfuge auf dem zu erwartenden Traglastniveau ein hoher Ausnutzungsgrad des Bleches vorhanden ist.

### 3.2.2 Das numerische Modell

Für die dreidimensionalen Berechnungen wird das nichtlineare FE-Programm MASA verwendet. Als Pre- und Postprozessor kommt das Programm FEMAP zum Einsatz.

MASA (Macroscopic Space Analysis) basiert auf der Verwendung der Microplane Werkstoffmodelle und eignet sich zur Analyse von nichtlinearen, quasibrüchigen Materialien [OZBOLT, J. (1998)]. Das mehraxiale Werkstoffverhalten wird hierbei durch die Anwendung der einaxialen Arbeitslinien auf 21 verschiedenen Microebenen in jedem Integrationspunkt des Finiten Elements abgebildet.

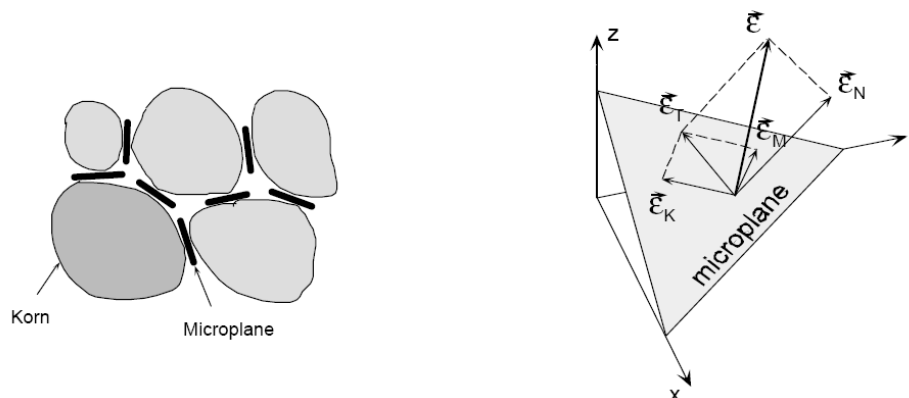


Abb. 3.10: Prinzip der Microebenen (Quelle: Ozbolt, Lecture Notes)

Die Simulation der Kontaktfläche zwischen zwei unterschiedlichen Materialien stellt oft eine besondere Schwierigkeit dar. Die Aufgabe dieser Fläche ist im vorliegenden Fall die unveränderte Weiterleitung von Druckkräften und der Ausfall bei Zugbeanspruchung. Außerdem müssen Reibkräfte übertragen werden können. Die Abbildung dieser Schicht erfolgt mittels Bar-Elementen, die von Hexaeder-Elementen mit annähernd der Steifigkeit Null umgeben sind. Diese Modellierung der Kontaktfläche verbindet zwei Knoten von vornherein miteinander. Diese Verbindung bleibt auch während der Berechnung vorhanden. Es können so sehr einfach alle Eigenschaften der Kontaktschicht simuliert werden und die Rechenzeit verkürzt sich maßgeblich. Ein Nachteil ist, dass die zwei Knoten bei sehr großen Verschiebungen auch noch verbunden bleiben, obwohl sie nicht mehr in direktem Kontakt stehen (Abb. 3.11). Dies führt zu einer ungenauen Abbildung der Kontaktfuge bei großen Verschiebungen.

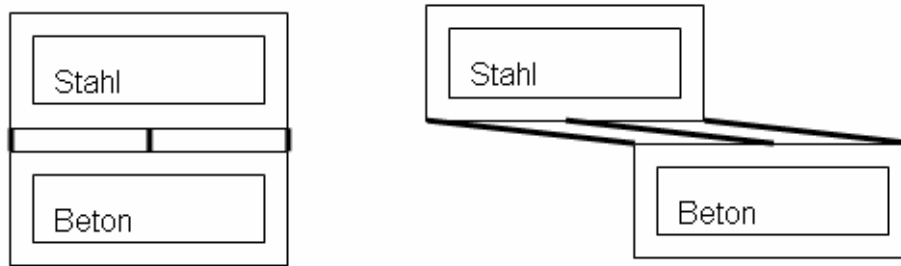


Abb. 3.11: Prinzip der Kontaktfläche [FICHTNER, S. (2005)]

Allgemein wird die Steifigkeits- und Lastermittlung der erzeugten Stäbe unter einer Zugbeanspruchung ausgeschaltet. Auf Grund der sehr kleinen Abmessungen der Kontaktstäbe darf deren Steifigkeit 10% der Steifigkeit des Betons nicht überschreiten, um numerische Probleme durch die hohe geometrische Steifigkeit zu vermeiden.

Zur Identifizierung der einzelnen Traganteile von Trapezblech und Verbundmittel werden zwei numerische Modelle erstellt:

- Modell 1: Verbund durch Trapezblech und Verbundmittel
- Modell 2: Verbund durch Trapezblech (ohne Verbundmittel, Referenzmodell).

Als Verbundmittel werden offene Betondübel entsprechend Kapitel 3.1.3 verwendet, die sich mittig auf den geraden Blechabschnitten befinden.

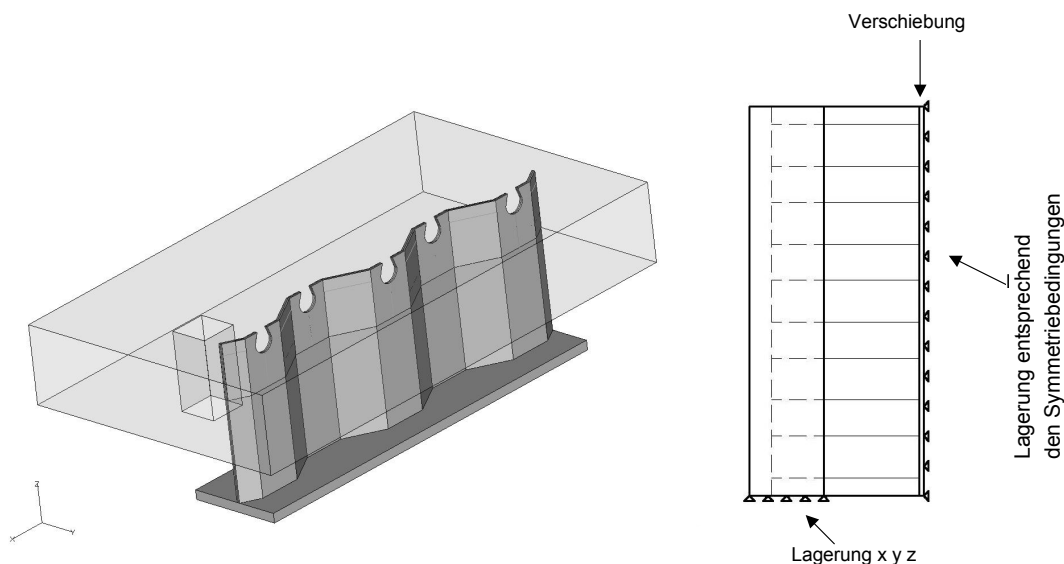


Abb. 3.12: Räumliches Modell mit Lagerungsbedingungen und Lastangriffspunkt

Abb. 3.12 zeigt das räumliche Modell eines zu untersuchenden Push-out-Körpers mit Verbundmittel. Um möglichst genau das Tragverhalten der experimentellen Untersuchungen numerisch zu erfassen, wird das numerische Modell an die Randbedingungen des Versuchs angepasst. So wird am unteren Rand der Betongurte eine Aussparung mit modelliert, die beim Versuchskörper erforderlich ist, um eine ungestörte Schlupfentwicklung des Bleches zu ermöglichen. Die Betonkörper erhalten eine



Netzbewehrung aus Bügel mit Durchmesser 10 mm. Der Durchmesser der Dübelbewehrung beträgt 16 mm. Der Beton unterhalb dieser Aussparung wurde durch drei Bügel  $\varnothing 16$  verstärkt, um die aus den geneigten Druckstreben resultierende Sprengwerkskraft aufzunehmen.

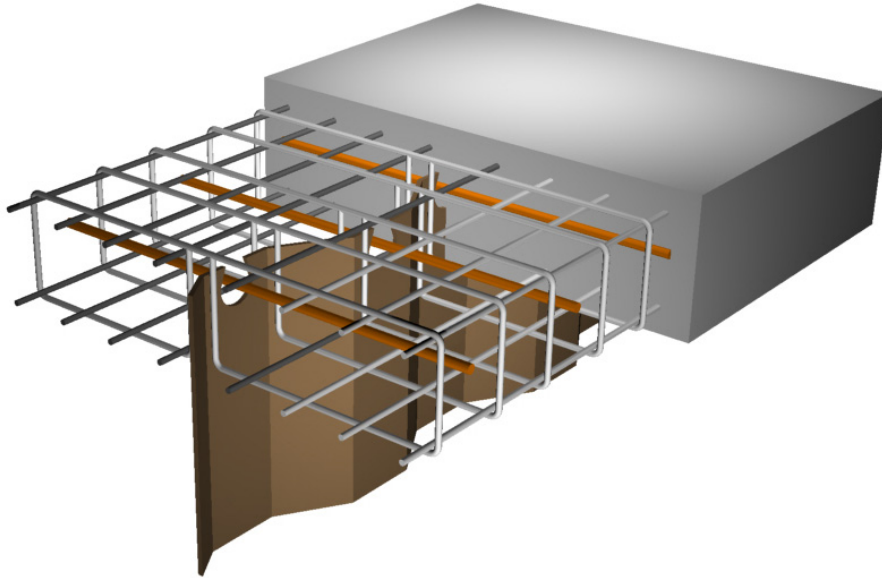


Abb. 3.13: Bewehrungsführung des Push-out-Körpers

Zur Begrenzung der Rechenzeit und zur Reduzierung der Knotenanzahl ist es zweckmäßig, nur eine Hälfte des symmetrischen Push-out-Körpers zu modellieren. Eine Lagerung (Abb. 3.12) gemäß der Symmetriebedingung erfolgt entlang der Lasteinleitungssteife. Die spätere Aufstandsfläche des Betongurts im Versuch wird vollflächig in alle drei Raumrichtungen gehalten.

Zur Diskretisierung des Trapezbleches werden achtknotige Volumenelemente, sogenannte Hexaeder verwendet. Da sich aufgrund der komplizierten Geometrie im Dübelbereich der Betongurt nur sehr aufwändig mit hexagonalen Elementen modellieren lässt, werden für den Gurt vierknotige Tetraeder verwendet. Die Bewehrung ist als Stabelement diskretisiert, die mit den entsprechenden Eckknoten der Betonelemente verbunden ist. Die Kontaktfläche zwischen Beton und Stahl wird mit der oben beschriebenen Interfaceschicht abgebildet.

Zur Bestimmung der Last-Schlupf-Beziehungen werden die Verformungen an der in Abb. 3.14 dargestellten Stelle am Blech aufgezeichnet und über die einwirkende Last abgetragen. Die Lage des Bezugsknotens wurde in unterschiedlichen Rechenläufen variiert. Dabei konnte festgestellt werden, dass die Lage über die Betongurthöhe hinsichtlich der aufgezeichneten Verformungen kaum Einfluss hat.

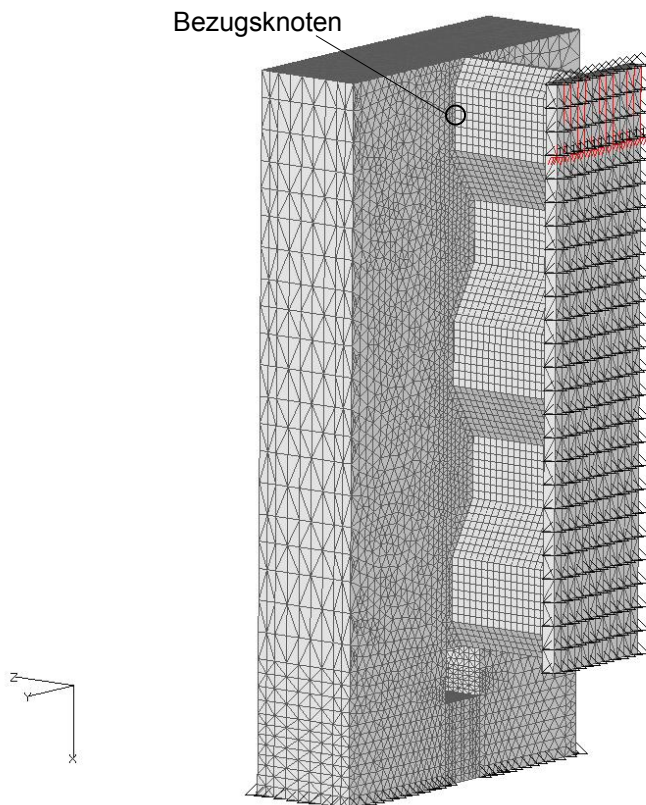


Abb. 3.14: Bezugsknoten für die Last- Schlupf Beziehung

Für die Berechnungen werden folgende Werkstoffkenngrößen zugrunde gelegt:

Für den Beton C20/25 nach DIN 1045-1 (2001)

Druckfestigkeit:	$f_{cm} = 28,0 \text{ N/mm}^2$
E-Modul:	$E_{cm} = 24900 \text{ N/mm}^2$
Zugfestigkeit:	$f_{ctm} = 2,20 \text{ N/mm}^2$
Querdehnzahl:	$\nu_c = 0,18$
Bruchenergie:	$G_f = 0,6 \text{ Nm/m}^2$ nach CEB-FIP (1990)

Für den Bewehrungsstahl BSt 500 S nach DIN 1045-1 (2001)

Streckgrenze:	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$
Zugfestigkeit:	$f_{tk,cal} = 525 \text{ N/mm}^2$
Stahldehnung:	$\varepsilon_{su} = 0,025$
E-Modul:	$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$

Für das Trapezblech S460M nach DIN 18800-1 (1990)

Streckgrenze:	$f_{yk} = 460 \text{ N/mm}^2$
Zugfestigkeit:	$f_{uk} = 540 \text{ N/mm}^2$
E-Modul:	$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$

### 3.2.3 Trag- und Verformungsverhalten

Abb. 3.15 zeigt die berechneten Last-Schlupf-Beziehungen für die zwei Varianten.

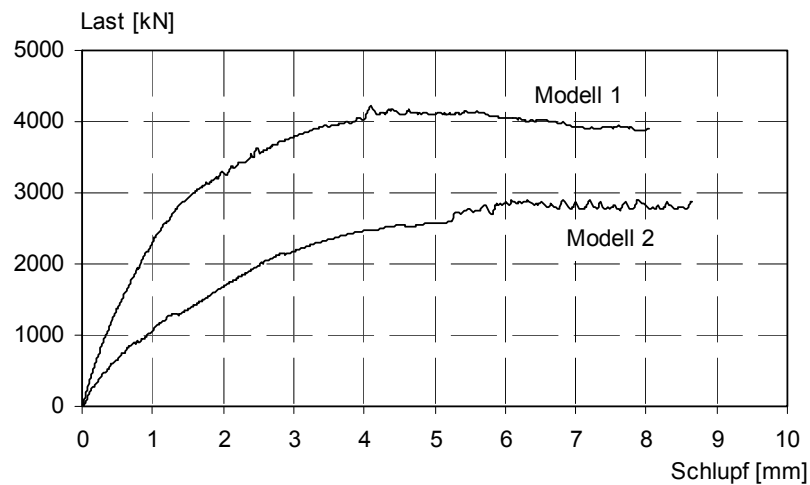


Abb. 3.15: Last-Schlupf-Beziehung

Es ist ersichtlich, dass das Referenzmodell trotz fehlender Verbundmittel erhebliche Schubkräfte über die Verbundfuge transportieren kann. Allerdings findet dies mit deutlich geringer Steifigkeit statt als mit Verbundmittel. Die Verbundwirkung des Referenzkörpers ist auf die Faltung des Bleches zurückzuführen und hängt damit von der Einbindetiefe, der Betongurtdicke und der Faltungsgeometrie ab. Aschinger untersuchte in [ASCHINGER, R. (1995)] das Tragverhalten von Stahlträgern mit Trapezblechstegen. Aufgrund der Faltung des Bleches entstehen im Stahlflansch Zusatzbeanspruchungen. Um die Tragwirkung des Gesamtquerschnittes eines Verbundträgers mit Trapezblechstegen ohne Verbundmittel zu aktivieren, müssen diese Zusatzbeanspruchungen über die Verbundfuge übertragen werden. Die Schubkräfte  $T_1(x)$  und  $T_2(x)$  zwischen Gurt und Steg entstehen durch die Integration der Schubspannungen  $\tau$  entlang der Profilierung des gefalteten Steges (Abb. 3.16). Durch die Zerlegung der schräg gerichteten Schubkraft  $T_2(x)$  in ihre Komponenten  $F_y(x)$  und  $F_x(x)$  kommt es durch  $F_y(x)$ , sowie durch das aufgrund der exzentrisch angreifenden Schubkraft  $T_1(x)$  entstehende Biegemoment  $M_1(x)$  zu einer Rotation der geraden Blechabschnitte. Durch diese Biegeverformung des Trapezbleches, überlagert mit der translatorischen Verformung infolge von  $T_1(x)$  und  $F_x(x)$ , entstehen Abstützstellen des Bleches im Betongurt (Abb. 3.17). Die Verbundwirkung hängt darum wesentlich von der Steifigkeit der beiden Verbundpartner ab. Der das Blech umgebende Beton begrenzt die freie Verformbarkeit des Stahles. Die Kontaktflächen befinden sich hauptsächlich im Bereich der Faltungskanten. Dort treten lokal sehr große Spannungen im Beton auf. Durch die Faltung entstehen horizontale Abtriebskräfte, die zum Öffnen der Verbundfuge führen. Letztlich, vor allem bei dünnen Blechen, wird aufgrund der geringen Steifigkeit und des Aufweitens der Fuge das Blech durch den Beton durchgeschoben.

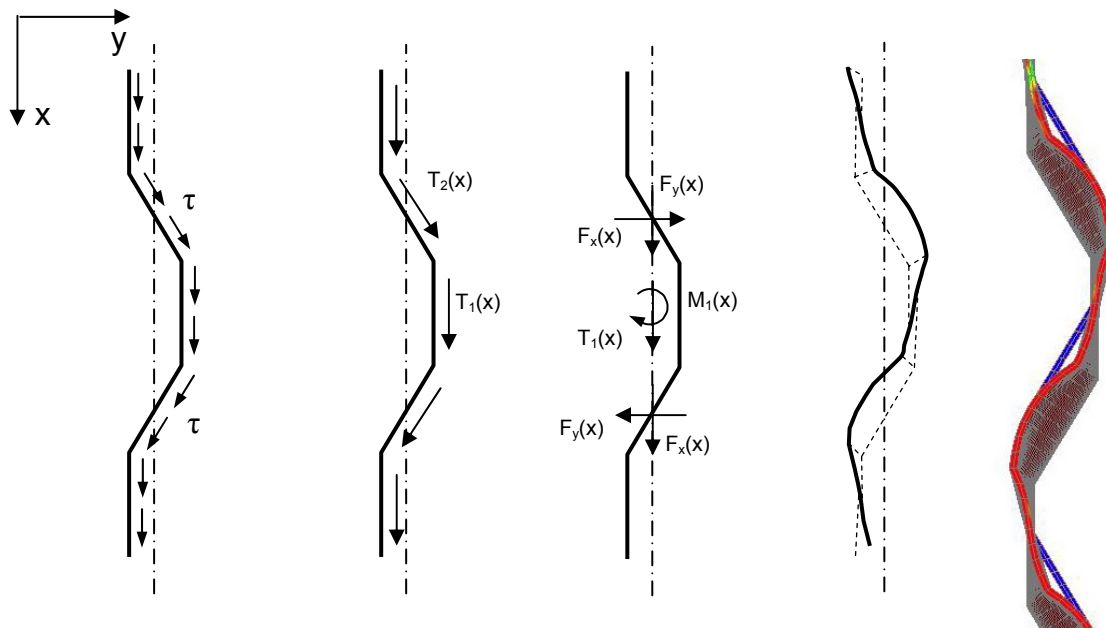


Abb. 3.16: Verformung des Bleches infolge des Schubflusses

Die Verbundfuge kann hierbei keine weitere Last mehr aufnehmen. Wird das gefaltete Blech versteift, so dass es seine Form behält, wird ein Durchziehen verhindert. In Japan werden aus diesen Gründen bei der strukturintegrierten Verbindung (Abb. 2.18 und Abb. 2.27) zur Versteifung des Bleches so genannte „Connecting bars“ oder „Plates“ an die geraden Blechabschnitte geschweißt bzw. geschraubt. Hierbei fließt die Verbundwirkung des Trapezbleches selber über die projizierte Fläche der schrägen Blechabschnitte mit in die Bemessung der Verbundfuge mit ein (Kapitel 2.3). Aber auch mit zunehmender Einbindetiefe wird die Formtreue des Bleches eher gewahrt und die Schlupfentwicklung in der Fuge stark reduziert. Abb. 3.17 zeigt einen horizontalen Schnitt durch den Betongurt. An den Faltungskanten des Trapezbleches sind die Abstützstellen zu erkennen.

Die sich von den Stützstellen ausbreitenden Druckstreben sind über die Gurtdicke geneigt. In Abb. 3.18b ist dies in der Projektion dargestellt. Durch die Neigung der Druckstreben entstehen Querkraftkräfte oberhalb des Bleches und Querkraftkräfte an der Oberseite des Betongurtes. Es kommt zum, bei Push-out-Körper typischen Aufbiegen der Gurte [ROIK, K., HANSWILLE, G. (1987)]. Abb. 3.18a zeigt die Zugspannungen über dem einbindenden Blech und die auf der Gurtoberseite auftretenden Druckspannungen im ungerissenen Beton. Bei großen Einbindetiefen des Bleches steht im Vergleich zu einer geringeren Einbindetiefe bei gleicher Betongurtdicke weniger Betonquerschnitt oberhalb des einbindenden Trapezbleches zur Lastabtragung zur Verfügung, so dass nicht nur das Durchschieben des Bleches durch den Betongurt von Relevanz ist, sondern vielmehr die Beanspruchung des im Querschnitt verbleibenden Betons oberhalb des Bleches.

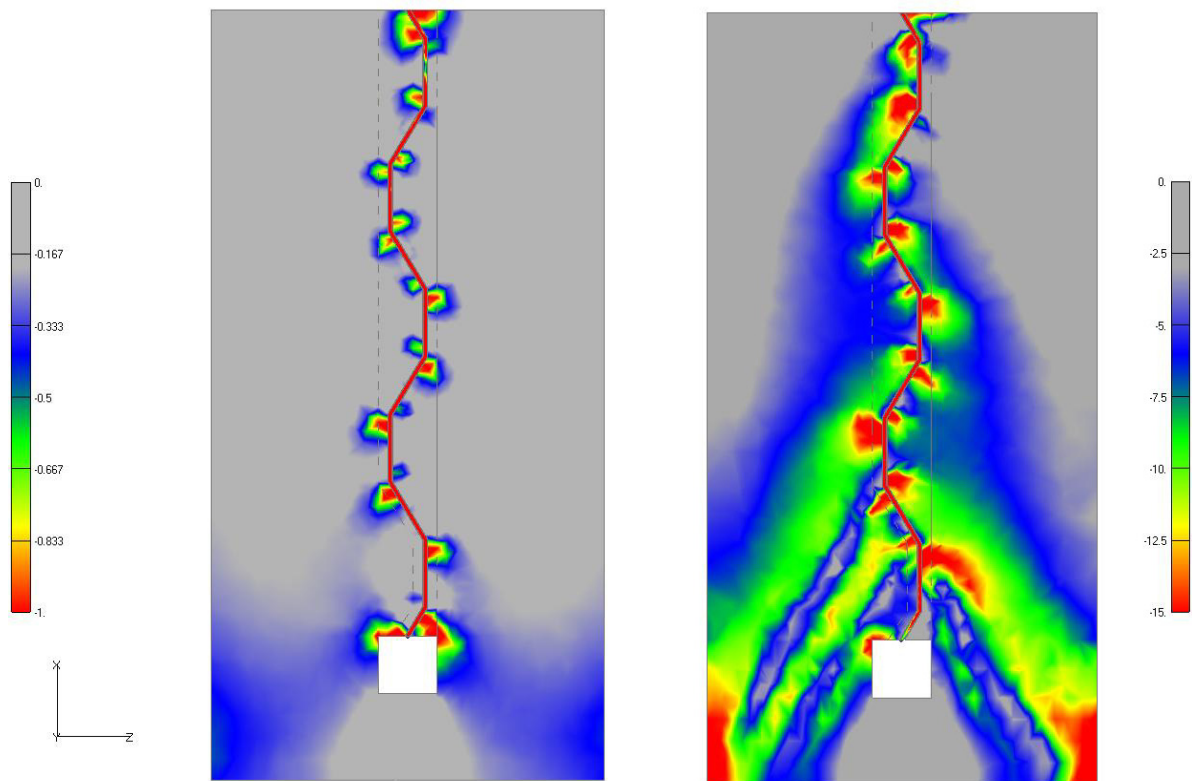


Abb. 3.17: Kontaktstellen zwischen Trapezblech und Beton beim Referenzkörper.  
 Dargestellt: Hauptdruckspannungen; Schnitt durch Betongurt  
 a) niedriges Lastniveau (2. Lastschritt)  
 b) Lastniveau bei 2/3 der Traglast

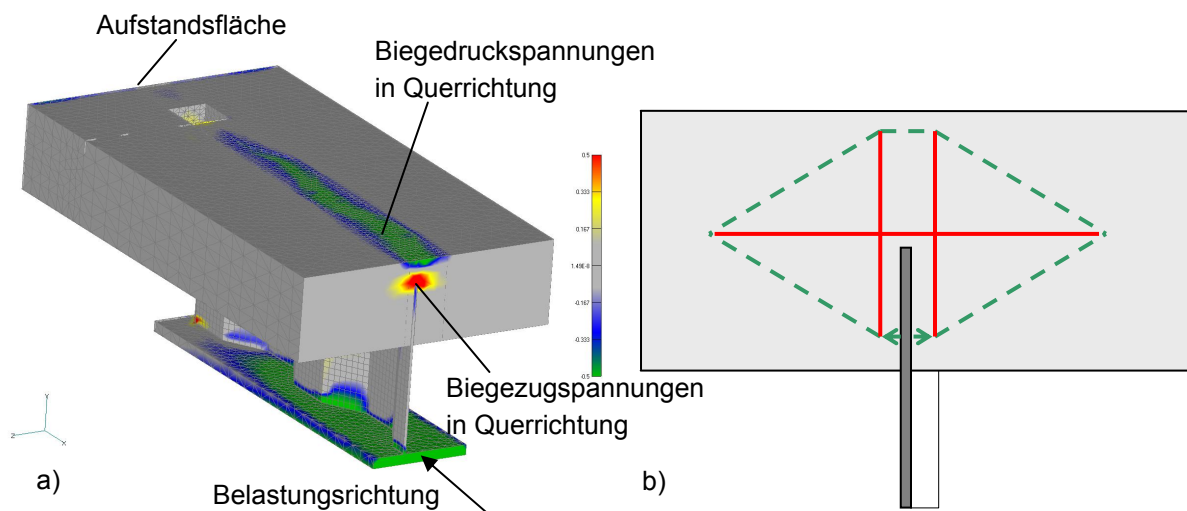


Abb. 3.18: a) Biegezug- und Biegedruckspannungen im Querschnitt des Referenzkörpers  
 b) dazugehöriges Stabwerkmodell für das Referenzmodell

Eine Behinderung der Aufbiegung findet an der Aufstandsfläche des Gurtes statt, während am gegenüberliegenden Ende der Beton sich frei verformen kann. Für die Untersuchung des Tragverhaltens der Verbundfuge unter Längsschubbeanspruchung ist die Lagerung von großer Bedeutung. Auf den Einfluss der Randbedingungen wird in Kapitel 5.1 näher eingegangen. Mit zunehmender Last wird die Betonzugfestigkeit überschritten und es beginnt die Rissbildung. Von der Oberkante des Bleches wandert der Riss in Richtung Betongurtaußenseite (Abb. 3.19a). Die Druckzone schnürt sich hierbei ein.

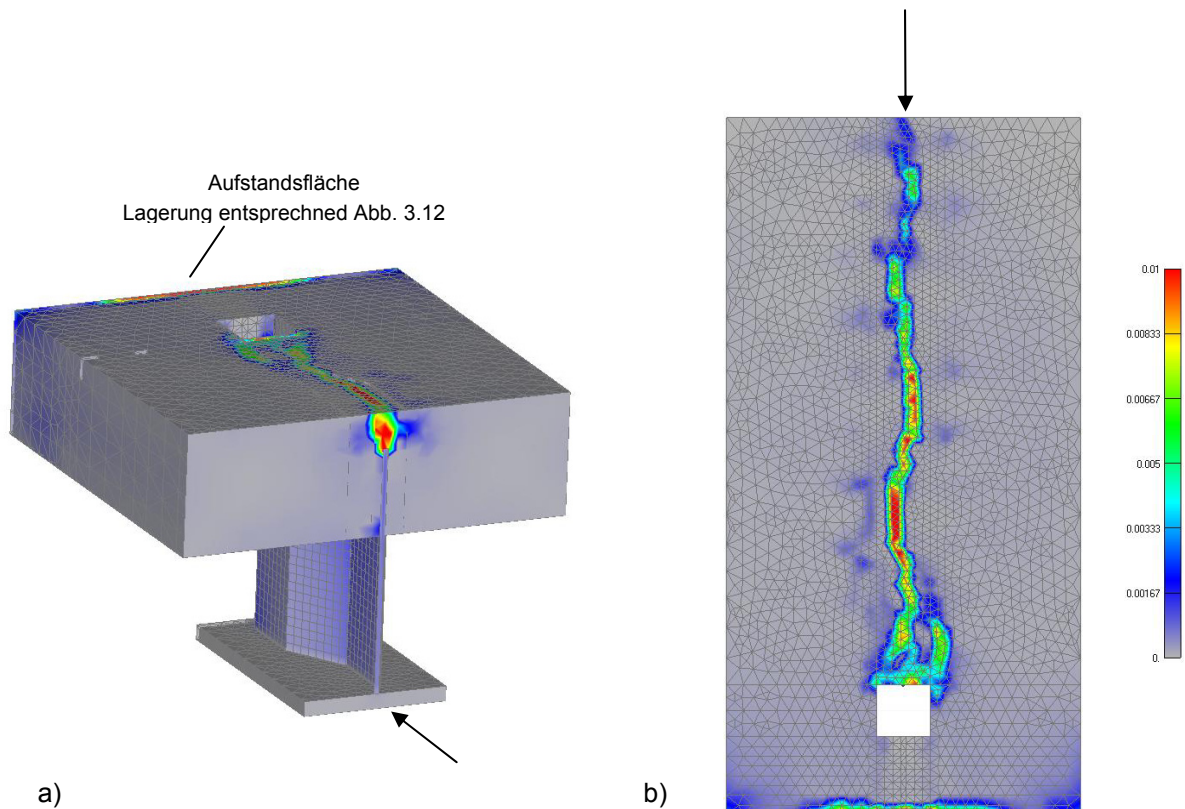


Abb. 3.19: Risszonen im gespaltenen Betongurt. Dargestellt: Hauptzugdehnungen  
 a) Schnitt durch den Betongurt  
 b) Vertikaler Riss auf der Außenseite des Betongurtes

Die sich von den steifen Faltungskanten ausbreitenden Druckstreben werden in Lastrichtung umgelenkt (vgl. Abb. 2.7 und Abb. 2.13). Dadurch entstehen im Betongurt Querkzugkräfte, die sich mit der bereits erwähnten Biegebeanspruchung überlagern. Oberhalb der Öffnung im Gurt entsteht durch die behinderte Aufbiegung und die vorhandenen Querkzugkräfte ein vertikal orientierter Riss. Der Gurt ist im Rissbereich gespalten. Bei weiterer Laststeigerung wandert der Riss, mit abnehmender Rissbreite in Richtung freien Endes. Bei ca. 2/3 der Traglast verläuft der Riss vertikal in Gurtmitte nahezu über die gesamte Gurthöhe (Abb. 3.19b). Ein Zusammenhalten des Gurtes findet nur noch über den sich unterhalb der Aussparung befindenden Beton und über die eingelegte Bügelbewehrung, die auf diesem Lastniveau die Fließgrenze erreicht hat, statt. Aufgrund der stärkeren Biegebeanspruchung des Gurtes am oberen, freien Ende (Abb. 3.18a) sind die Bügel in diesem Bereich

weniger beansprucht. Die Abstützkräfte des Bleches können sich nun bei weiterer Laststeigerung nicht mehr oberhalb des Bleches kurzschließen. Dadurch werden die beiden Betonhälften zunehmend auf Torsion beansprucht und sind in dem unterhalb der Aussparung befindlichen Betonkörper eingespannt (Abb. 3.20b).

Abb. 3.20a zeigt die Hauptzugspannungen im Betongurt. Die aufgrund der Torsionsbeanspruchung umlaufenden Zugspannungen sind deutlich zu erkennen. Auf Traglastniveau hat sich die Verbundfuge bereits soweit geöffnet, dass das Blech trotz der Faltung keinen Halt mehr findet. Die Formtreue des Bleches wird nicht mehr gewahrt. Das Blech wird durch den Betongurt durchgezogen.

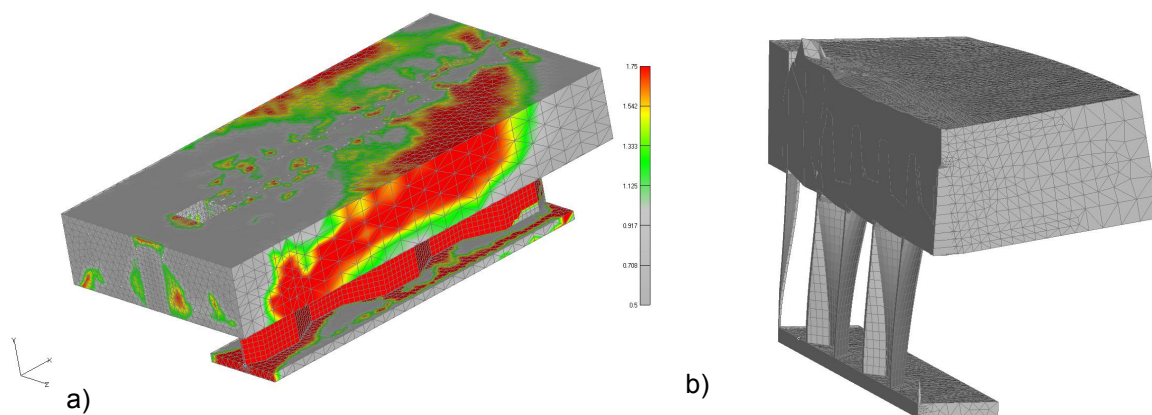


Abb. 3.20: Torsionsbeanspruchung des Betongurtes beim Referenzkörper  
 a) Umlaufende Hauptzugspannungen im Gurt  
 b) Torsionsverformung einer Gurthälfte (30-fach überhöht); Längsschnitt durch Gurt und Trapezblechmitte

Durch ein zusätzlich zur Faltung vorhandenes Verbindungsmittel wird ein Durchziehen des Bleches verhindert und die zu übertragende Schubkraft zwischen Trapezblech und Verbundmittel aufgeteilt. Der durch den Betondübel geführte Bewehrungsstab nimmt die entstehenden Zugkräfte in Querrichtung bereits auf Dübelhöhe auf. Somit entsteht ein größerer innerer Hebelarm und ein Aufbiegen des Betongurtes wird dadurch stärker behindert. Die Beschreibung des Kraftflusses zur Übertragung der Längsschubkräfte mittels Betondübel wurde bereits in Kapitel 2.2 ausführlich beschrieben und wird hier nicht weiter vertieft. Der prinzipielle Tragmechanismus bleibt unverändert. Vielmehr wird im Folgenden der Einfluss der Kombination von Trapezblech und Betondübel auf das Tragverhalten herausgearbeitet.

Die Verbundfuge mit Betondübel weist ein steiferes Verhalten auf als die Fuge ohne Dübel. Dies lässt sich darauf zurückführen, dass zur Aktivierung der Verbundwirkung des gefalteten Bleches größere Verformungen erforderlich sind, als es für die Aktivierung der Verbundwirkung des Betondübels nötig ist.

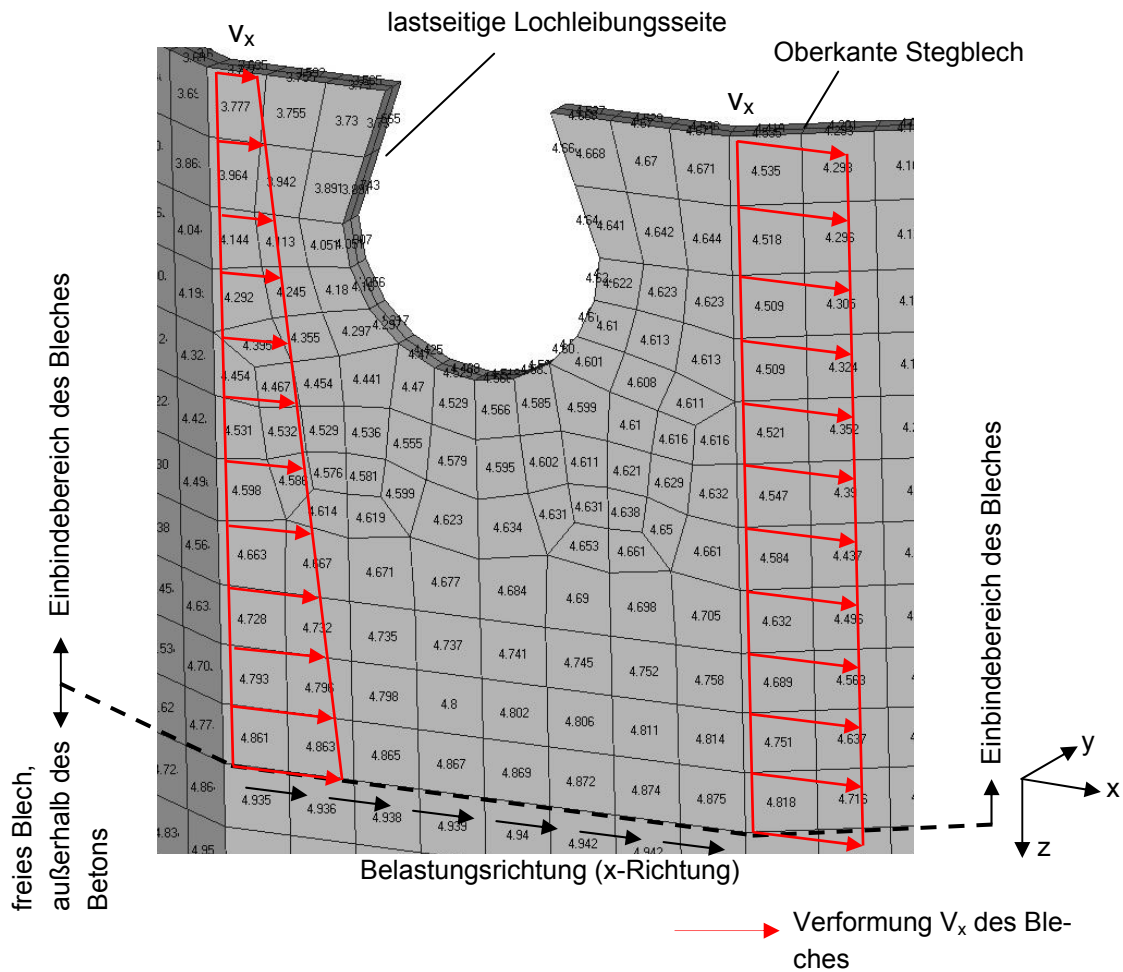


Abb. 3.21: Verformungen des Bleches in x-Richtung in [mm] bei 90 % der Traglast

Die Übertragung der Längsschubkraft über eine Kombination von Verbundmittel und gefaltetem Steg führt somit zu einer stärkeren Verformungsdifferenz im Blech über die Einbindetiefe. Dies tritt vor allem in Bereichen der lastseitigen Lochleibungsseiten auf (Bereich vor dem Dübel). Im Bereich der lastabgewandten Lochleibungsseiten (hinter dem Dübel) fällt die Verformungsdifferenz zwischen Oberkante Stegblech und Übergang zwischen freiem und einbindendem Blech wesentlich geringer aus (Abb. 3.21). Die Öffnung der Stegaussparung weitet sich dabei auf. Die Verbundwirkung des gefalteten Bleches findet deshalb vor dem Dübel hauptsächlich am Übergang zwischen freiem und einbindendem Blech statt, während sich die Faltungskanten hinter dem Dübel über die gesamte Einbindetiefe abstützen können.

Da aus baupraktischen und wirtschaftlichen Gründen ein oben offener Betondübeltyp in den Untersuchungen verwendet wird, entsteht aufgrund der Rotation des geraden Blechabschnittes ein Versatz in der Dübelachse (Abb. 3.22). Während bis zur Traglast der umgebene Beton den Dübel weitestgehend zusammenhält, nimmt darüber hinaus der Versatz deutlich zu. Im Nachbruchbereich ist der Beton in der Fuge schon so stark geschädigt, dass er dem Verwinden des Bleches nicht mehr entgegenwirken kann.



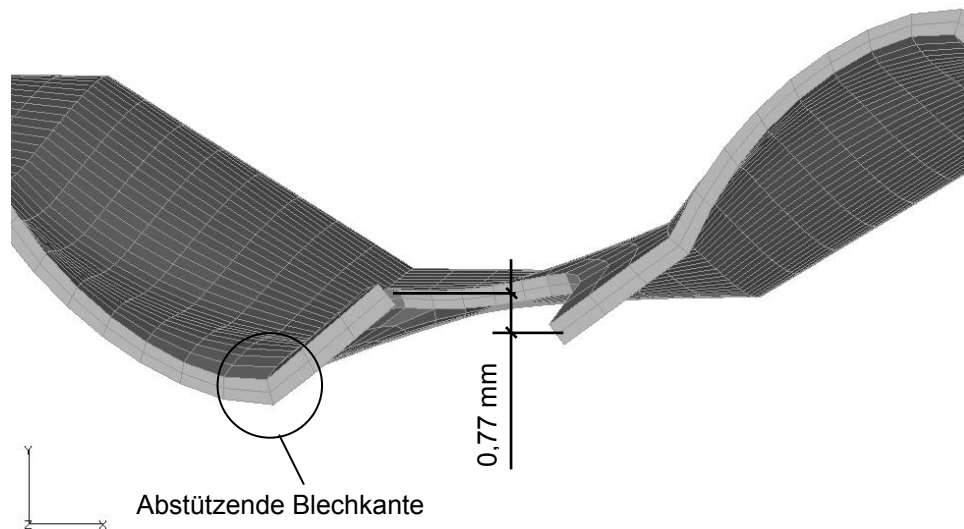


Abb. 3.22: Verwindung der Öffnung im Blech. Verformung 20-fach überhöht.

Die Traglast wird nicht mehr durch ein ungehaltenes Durchziehen des Bleches durch die Verbundfuge bestimmt. Es kündigt sich vielmehr durch Betonabplatzungen an den sich abstützenden Blechkanten an. Der beim Referenzmodell (ohne Dübel) über die gesamte Gurthöhe verlaufende vertikale Riss ist auch beim Modell mit Verbundmittel vorhanden.

### 3.2.4 Zusammenfassung

Die bisherigen numerischen Untersuchungen haben gezeigt, dass allein durch die Verwendung von einbindenden Trapezblechstege in den Betongurt beachtliche Schubkräfte übertragen werden können. Allerdings entstehen hierbei große Schlupfwerte in der Verbundfuge. Eine Kombination aus Trapezblech und Verbundmittel zur Übertragung der Verbundkräfte scheint somit eine sinnvolle Ausführungsvariante darzustellen. Die hier relativ dünn gewählte Trapezblechdicke von 8 mm führt bei der vorhandenen Push-out-Körper Geometrie beim Modell mit Verbundmitteln zum Plastizieren des Bleches in Teilbereichen außerhalb der Verbundfuge. Dies stellt jedoch nicht das maßgebende Versagenskriterium dar. Zurückzuführen ist dies vor allem auf den vergrößerten Abstand der Betongurte zueinander. Ein Versagen der Verbundfuge ist wie oben beschrieben deutlich dem Beton zuzuordnen. Im Hinblick auf eine wirtschaftliche Anwendung der Trapezblechstege im Brückenbau ist es sinnvoll, die große Beulsteifigkeit der Stege aufgrund ihrer Faltung zu nutzen und die Blechdicken zu reduzieren. Dies führt zu einer höheren Beanspruchung der Bleche außerhalb der Verbundfuge. Für die weiteren experimentellen Untersuchungen wird deshalb die geringe Blechdicke von 8 mm beibehalten, da auch mit Überfestigkeiten der im Versuch zum Einsatz kommenden Bleche zu rechnen ist.

### 3.3 Querbiegung

#### 3.3.1 Allgemeines

Ein entsprechend dem EC4 Teil 1-1 [DIN EN 1994-1-1 (2006)] genormtes Prüfverfahren bzw. eine genormte Prüfkörpergeometrie existiert für die Untersuchung der Verbundfuge unter Querbiegung nicht. Um eine ganzheitliche Aussage über das Tragverhalten der Verbundfuge unter den beiden Beanspruchungsrichtungen getrennt voneinander machen zu können, wird für die Untersuchung in Querrichtung dieselbe Faltungsgeometrie sowie dieselbe Einbindetiefe wie unter Längsschubbeanspruchung verwendet. Erste Untersuchungen ergaben jedoch, dass bei der Verwendung von 8 mm dicken Blechen ein Versagen der Verbundfuge nicht zu erwarten ist. Es kommt vielmehr zum Stahlfließen des freien Bleches außerhalb der Fuge. Da für die späteren Versuche nur Blechstärken von 16 mm zur Verfügung stehen, werden für die numerischen Betrachtungen dieselben Blechstärken verwendet. Die Betongurtdicke beträgt 300 mm und die Belastung wird in einem Meter Abstand zur Blechachse aufgebracht. Um große systembedingte horizontale Verformungen zu vermeiden wird die freie Blechlänge auf 30 cm reduziert. Die Geometrie der Betondübel ist entsprechend Kapitel 3.1.3 gewählt. Die Blechauseparungen befinden sich mittig auf den geraden Blechabschnitten.

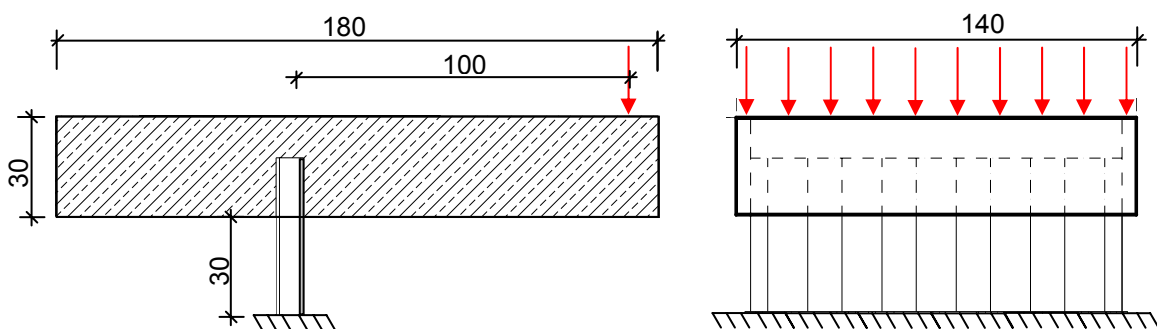


Abb. 3.23: Modellabmessungen

#### 3.3.2 Entwicklung ebener Stabwerkmodelle

Um den Kraftfluss bzw. das Tragverhalten der Verbundfuge unter Querbiegung zu veranschaulichen, werden im Folgenden Stabwerkmodelle entwickelt. Diese Modelle beruhen auf der Vernachlässigung der Faltung des Bleches und stellen somit eine rein zweidimensionale Betrachtung dar. Für die praktische Anwendung ist eine Reduktion auf die Ebene von großem Vorteil, da räumliche Stabwerkmodelle nur mit einem erheblichen Aufwand erstellt werden können. Auf den Einfluss der Faltung auf das Tragverhalten wird in diesem Kapitel separat eingegangen.

Abb. 3.24 zeigt die Rahmenecke ohne Verbundmittel mit schließendem Moment und Querkraft. Aufgrund der durch das Moment entstehenden Rotation des Betonkörpers stützt sich der Gurt am Trapezblech ab. Das Rahmeneckmoment wird somit über ein Kräftepaar (den Kontaktkräften) mit dem inneren Hebelarm  $z_3$  in den Steg eingeleitet.

Unter Vernachlässigung der Reibung zwischen Beton und Stahl kann die sich im Gurt befindliche Querkraft nur über eine Schneidenlagerung abgetragen werden.

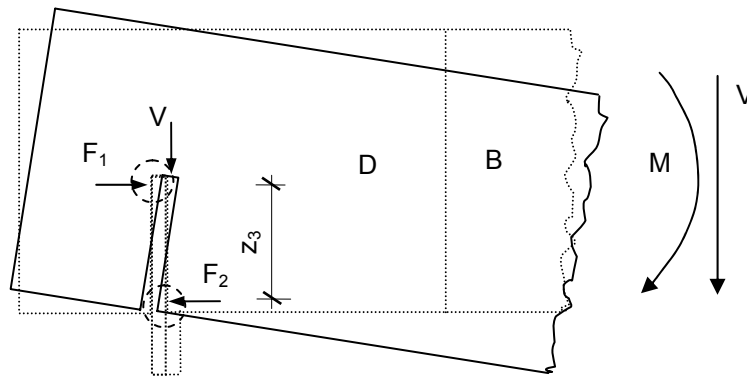


Abb. 3.24: Kontaktbereiche

Um die Abstützkräfte  $F_1$  und  $F_2$  im Gurt ins Gleichgewicht zu bringen, müssen diese oberhalb des Bleches kurzgeschlossen werden. Der innere Hebelarm  $z_1$ , der zur Lastabtragung am Übergang zwischen B- und D-Bereich zur Verfügung steht, verkleinert sich somit oberhalb des Bleches auf  $z_2$ . Darauf aufbauend lässt sich ein ebenes Stabwerkmodell entsprechend Abb. 3.25 entwickeln. Obwohl es sich hier um eine typische Rahmenecke mit schließendem Moment handelt, kehrt sich das Vorzeichen der Kräfte oberhalb des Bleches um. Es entstehen Druckspannungen an der Oberseite des Betongurtes und Zugspannungen oberhalb des Bleches.

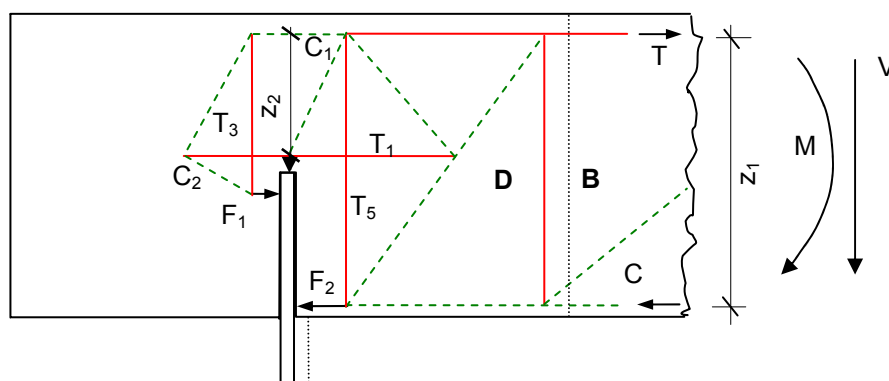


Abb. 3.25: Ebenes Stabwerkmodell für schließendes Moment mit Querkraft

Das hierbei entstehende Stabwerkmodell lässt sich aus der Lastabtragung eines abgesetzten Auflagers und der eines Querschnittsprunges unter positivem Moment ableiten.

Bei der Verwendung von Betondübeln als Verbundmittel vergrößert sich der zur Lastabtragung zur Verfügung stehende innere Hebelarm  $z_2$  um den Abstand zwischen Dübelbewehrung und Zulagebewehrung. Die beim Modell ohne Verbundmittel entstehende Zugkomponente  $T_1$  teilt sich nun entsprechend den Hebelverhältnissen und der Steifigkeit der Bewehrung zwischen  $T_1$  und  $T_2$  auf (Abb. 3.26). Das Umlenken der zurückgehängten unteren Druckkraft findet nun durch die Dübelbewehrung

früher statt. An der oberen Abstützstelle konzentrieren sich die Abstützkräfte links und rechts vom Dübel, da im Bereich des Verbundmittels eine Abstützung nicht mehr stattfinden kann. In Abb. 3.26 ist für die Betondübelvariante ein ebenes Stabwerkmodell für das negative Moment mit Querkraft dargestellt. Bringt man die Zugtragfähigkeit des Betonsdübels aufgrund seiner Hinterschneidung zum Ansatz, so teilt sich das einwirkende Moment in zwei Lastabtragungsmechanismen auf. Ein Teil wird, wie bereits erläutert, über die Verkantung des Bleches abgetragen. Der andere Teil über die Zugtragfähigkeit des Betondübels. Bei der vorliegenden Faltungsgeometrie ist der zweite Tragmechanismus eher von untergeordneter Bedeutung, da der zur Verfügung stehende Hebelarm, dieser entspricht der Faltungstiefe, sehr klein ist und somit keinen nennenswerten Beitrag leistet. Die Zugtragfähigkeit des Dübels ist bereits bei kleinem einwirkendem Moment überschritten. Bei großen Faltungstiefen müssen die Stabwerkmodelle der zwei Tragmechanismen überlagert werden. (Abb. 3.26).

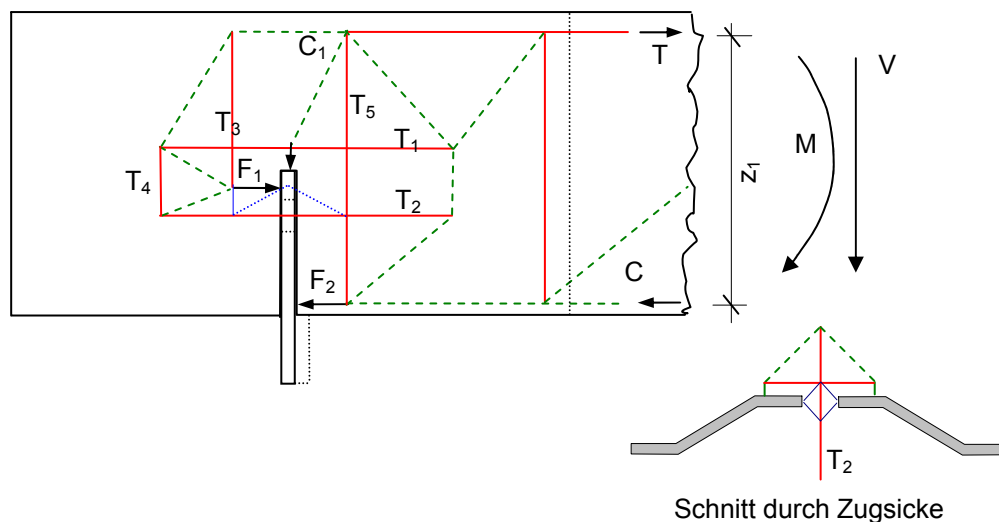


Abb. 3.26: Ebenes Stabwerkmodell für negatives Moment und Querkraft mit Verbundmittel

### 3.3.3 Räumliche Lastabtragung mit Hilfe der Finiten-Elemente

Entsprechend den Untersuchungen zur Längsschubtragfähigkeit werden auch unter Querbiegung zur Identifizierung der einzelnen Traganteile von Trapezblech und Verbundmittel zwei numerische Modelle erstellt.

- Modell 1: Verbund mittels Trapezblech und Verbundmittel
- Modell 2: Verbund mittels Trapezblech (Referenzmodell)

Abb. 3.27 zeigt das räumliche Modell eines Versuchskörpers mit Verbundmittel. Die Betonkörper erhalten eine Netzbewehrung aus brillenförmigen Bügeln und Querbewehrungsstäben entsprechend den Push-out-Körpern, um eine Vergleichbarkeit zu gewährleisten.

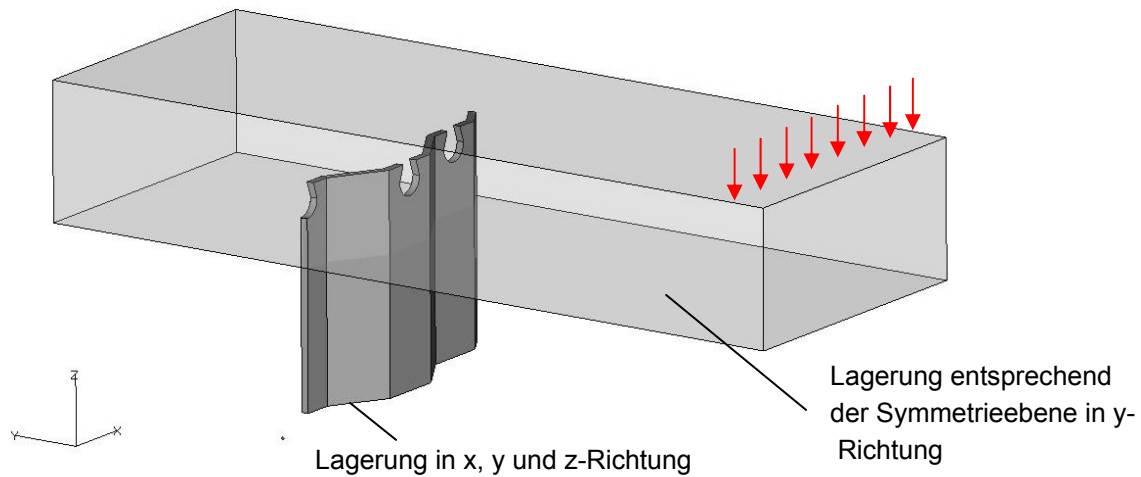


Abb. 3.27: Räumliches Modell mit Lagerungsbedingungen und Lastangriffspunkt

Allerdings muss der Durchmesser von 10 mm auf 12 mm erhöht werden, um die Biegebeanspruchung im Kragarm aufnehmen zu können. Die Anordnung erfolgt analog zu den Push-out-Körpern. Der Durchmesser der Dübelbewehrung beträgt 16 mm. Entsprechend der ebenen Stabwerkmodelle (Abb. 3.25 und Abb. 3.26) wird oberhalb des Bleches eine Zulagebewehrung mit Durchmesser 12 angeordnet.

Zur Begrenzung der Rechenzeit und zur Reduzierung der Knotenanzahl ist es zweckmäßig, nur eine Hälfte des symmetrischen Körpers zu modellieren. Zur Modellierung der Einspannung wird das Blech in alle drei Raumrichtungen an der unteren Kante gehalten.

Die Diskretisierung erfolgt entsprechend den Push-out-Körpern mit Hexaedern- bzw. Tetraedern und Stabelementen als Bewehrung. Für die Berechnungen werden die in Kapitel 3.2.2 angegebenen Werkstoffkenngrößen zugrunde gelegt.

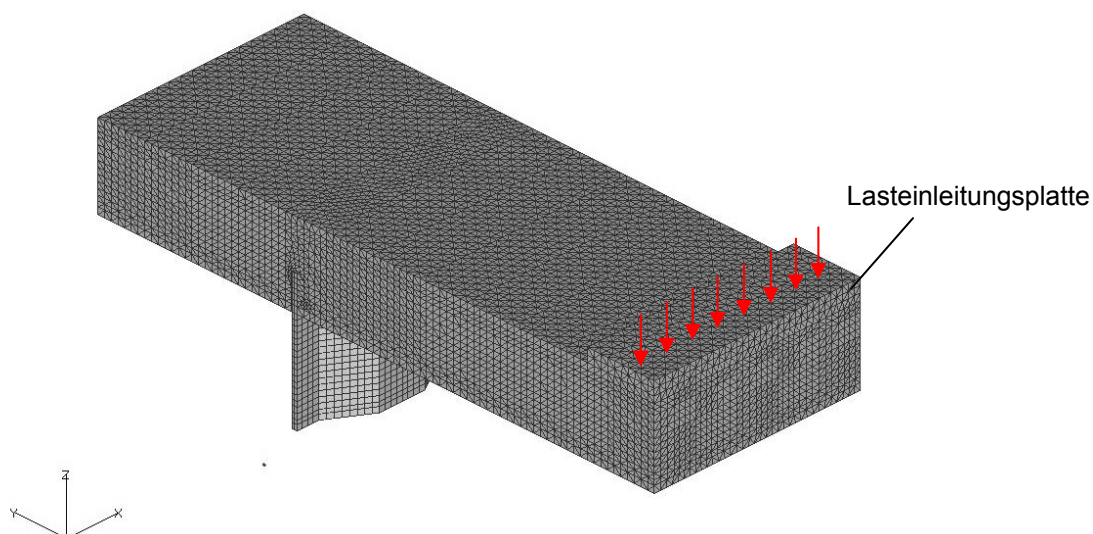


Abb. 3.28: Vernetztes Modell

Um die räumliche Wirkung und damit den Einfluss des gefalteten Bleches zu erfassen, wird zunächst die Lastabtragung im Trapezblech näher untersucht. Die Kontaktkräfte  $F_1$  und  $F_2$  schließen sich im Blech über die schrägen Blechabschnitte kurz. Hierbei entstehen zum einen in den lastabgewandten Sicken vertikale Zugspannungen und in den lastzugewandten Sicken vertikale Druckspannungen (Abb. 3.29).

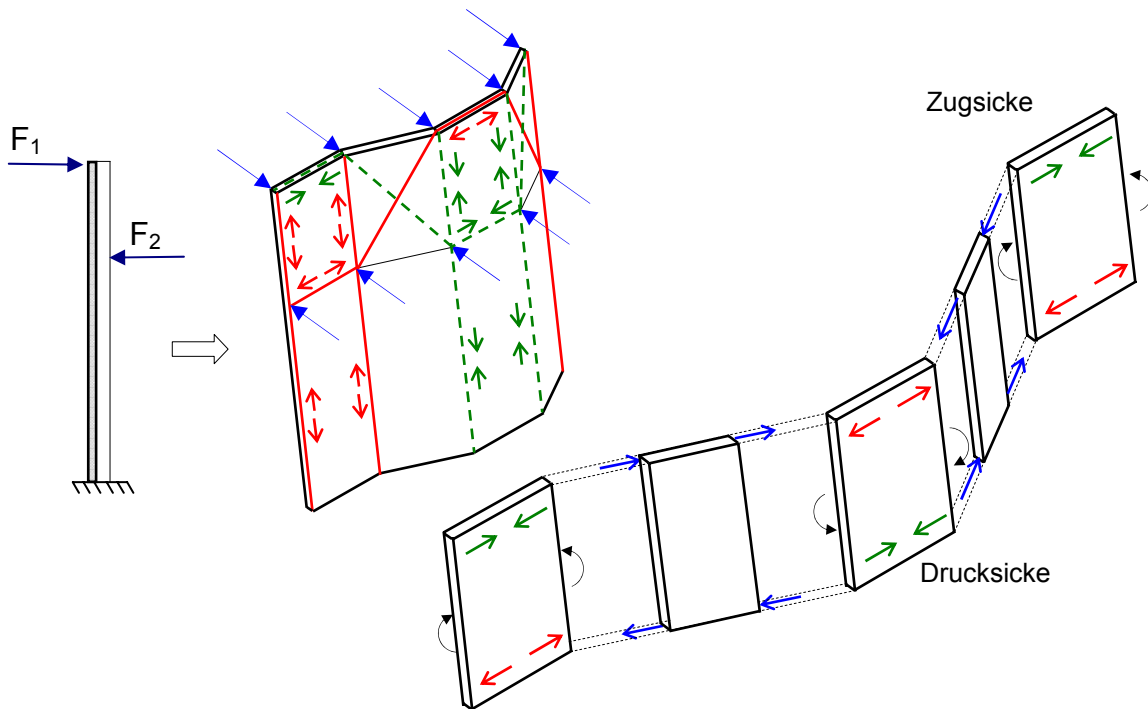


Abb. 3.29: Lastabtragung im Trapezblech

Die geraden Blechabschnitte werden aber auch in horizontale Richtung beansprucht. So entstehen in den Zugsicken im Bereich der oberen Lasteinleitung horizontale Druckspannungen während die Drucksicken oben horizontal unter Zug stehen. An der unteren Kontaktfläche ( $F_2$ ) drehen sich die Vorzeichen genau um (Abb. 3.29). Stellt man sich die geraden Blechabschnitte herausgelöst vor, so werden die einzelnen Abschnitte durch Momente mit wechselnden Vorzeichen beansprucht (Abb. 3.29). Die diagonalen Blechbereiche verhalten sich dadurch.

Mit Hilfe einer FE-Berechnung lässt sich der in Abb. 3.30 dargestellte Verlauf der Spannungstrajektorien im Trapezblech ermitteln. Man erkennt die Ablenkung der noch außerhalb des Betons vertikal orientierten Spannungen in den diagonalen Blechabschnitten. Am oberen Rand verlaufen diese horizontal. Dies führt zu einem Verengen der lastabgewandten Sicke (Zugsicke) an der oberen Kontaktstelle während die vordere, die Drucksicke, oben aufgeweitet wird.

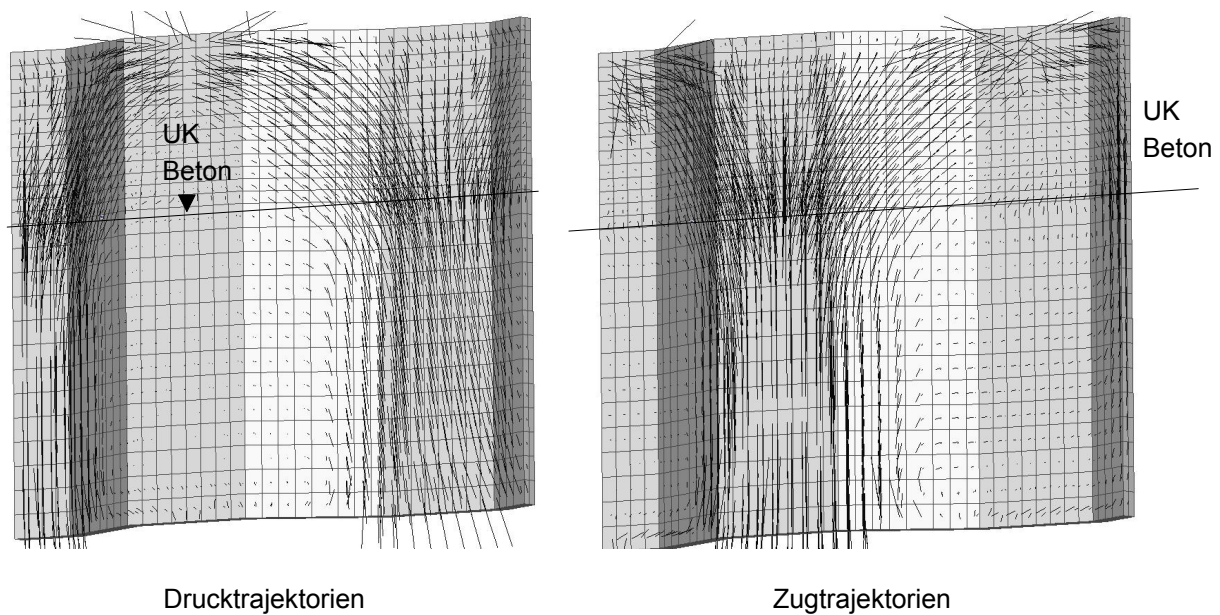


Abb. 3.30: Lastabtragung im Trapezblech beim Referenzkörper ohne Verbundmittel

Dieser Effekt tritt auch im Betongurt auf. So entstehen auf der Unterseite der lastabgewandten Betonhälfte horizontale Zugspannungen hinter einer Zugsicke, und horizontale Druckspannungen in einer Drucksicke, während sich die Vorzeichen auf der Oberseite des Betongurtes umdrehen. Dieses Tragverhalten im Beton wird durch die Faltung des Bleches an der oberen Abstützstelle initiiert. Die Kontaktkraft  $F_1$  wirkt senkrecht auf die geraden bzw. diagonalen Blechabschnitte. Da die lastabgewandte Betonhälfte oberhalb der Einbindetiefe mit der lastzugewandten Betonhälfte verbunden ist, wird durch  $F_1$  ein Moment in den Betongurt eingeleitet, welches über das Kräftepaar  $T_1$  und  $C_1$  im verbundenen Beton abgetragen wird (siehe ebenes Stabwerkmodell Abb. 3.25). Aufgrund der Verträglichkeit verformt sich der Beton über seine ganze Höhe. Auf der Unterseite des Betongurtes entfernt sich der Beton vom Blech während auf der Oberseite infolge der Verformungsbehinderung die Druckkraft  $C_1$  entsteht. In Abb. 3.31 ist die Unterseite der lastabgewandten Betongurthälfte dargestellt. Da die Abstützkraft  $F_1$  an den schrägen Blechabschnitten um den Faltungswinkel  $\alpha$  des Bleches gegenüber den geraden Blechabschnitten gedreht liegt, führt dies an der Unterseite des lastabgewandten Betongurtes infolge der Rotationsverformungen zu horizontalen Druck- bzw. Zugspannungen (Abb. 3.31).

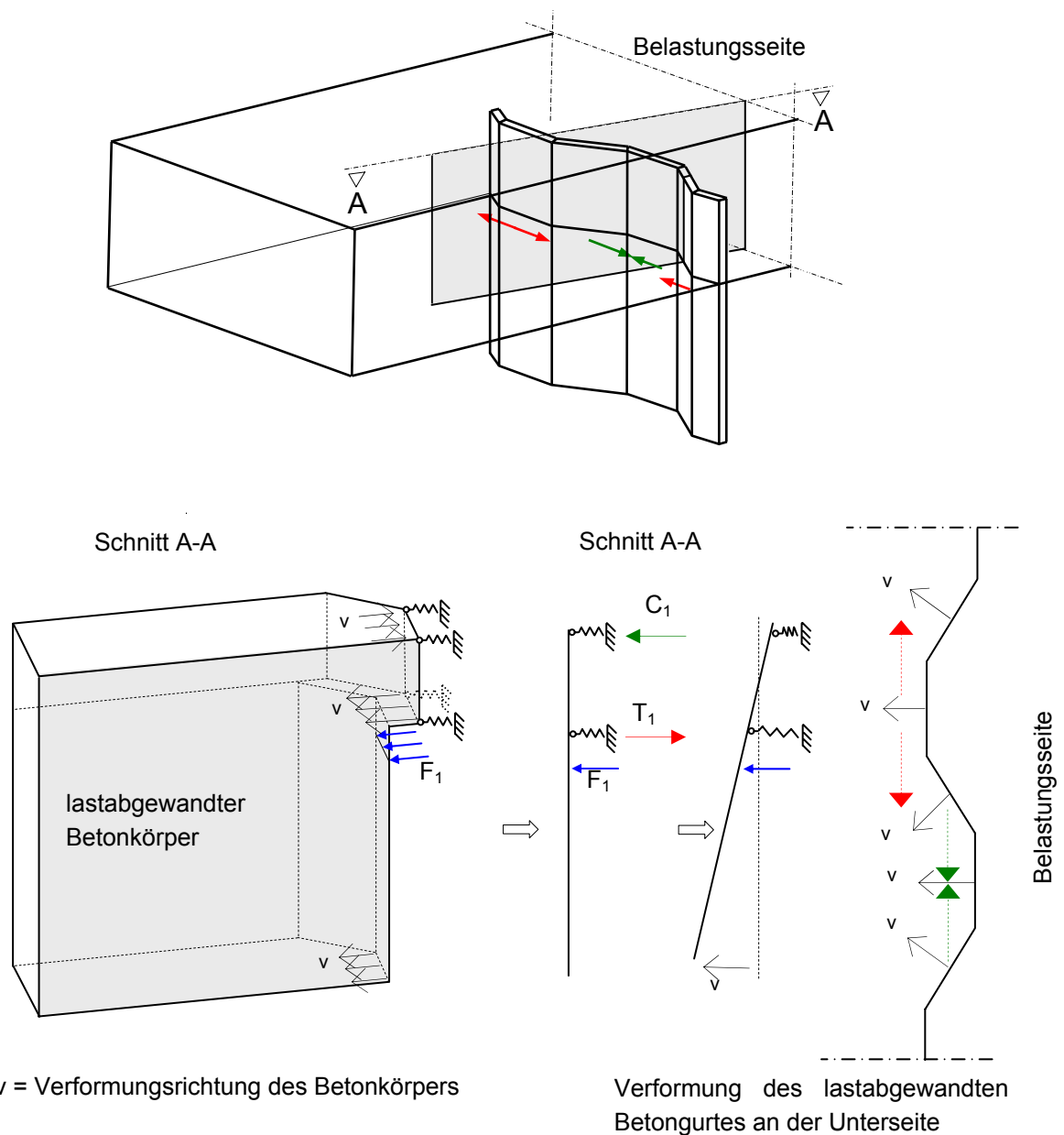


Abb. 3.31: Entstehung von Druck- und Zugspannungen im Beton auf lastabgewandter Unterseite

Die Auswertung der Interfacekräfte an den unteren und oberen Kontaktstellen ergibt, dass die Lastübertragung zwischen Trapezblech und Beton hauptsächlich unten an der lastzugewandten Drucksicke und oben an der lastabgewandten Zugsicke stattfindet. Mit zunehmendem Lastniveau konzentrieren sich die Abstützkräfte an den steiferen Faltungskanten. Abb. 3.32 zeigt qualitativ den Verlauf von  $F_2$  und die Hauptdruckspannungen. Dies führt zu unterschiedlichen Beanspruchungen der Zulagebewehrung und der Bügelschenkel in Abhängigkeit ihrer Lage bezüglich der Sicken.



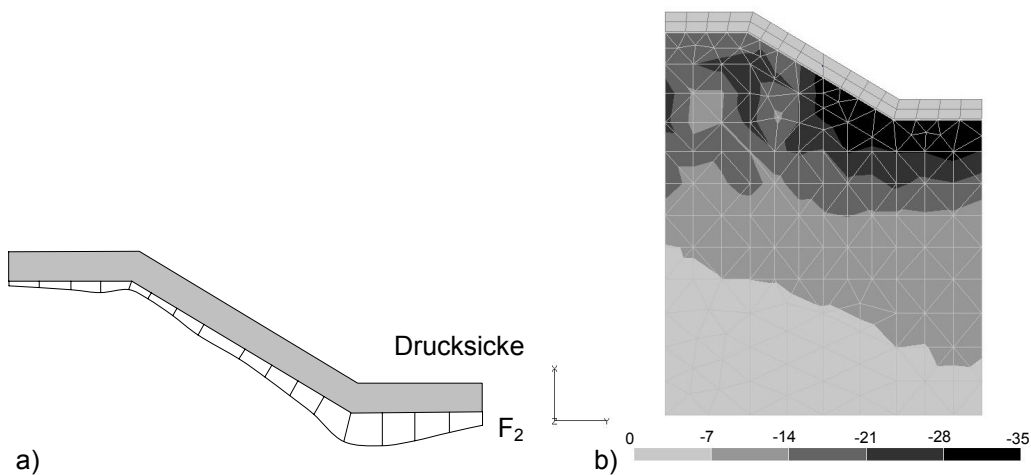


Abb. 3.32: a) Qualitativer Verlauf der unteren Abstützkraft  $F_2$   
b) Hauptdruckspannungen

Durch die Verrautung der schrägen Blechabschnitte (Abb. 3.29) und die Verkürzung bzw. Verlängerung der geraden Blechabschnitte entstehen unter Berücksichtigung der Reibung in der oberen Kontaktfläche horizontale Druckspannungen im Betongurt. Aus Gleichgewichtsgründen am Gesamtsystem werden dadurch die Zug- und Druckspannungen an der Unterseite des Betongurtes etwas verstärkt. Abb. 3.33 zeigt einen horizontalen Schnitt durch den Betongurt mit Blickrichtung von oben. Dargestellt sind die Verformungen in Blechlängsrichtung für den lastabgewandten, oberen Kontaktbereich.

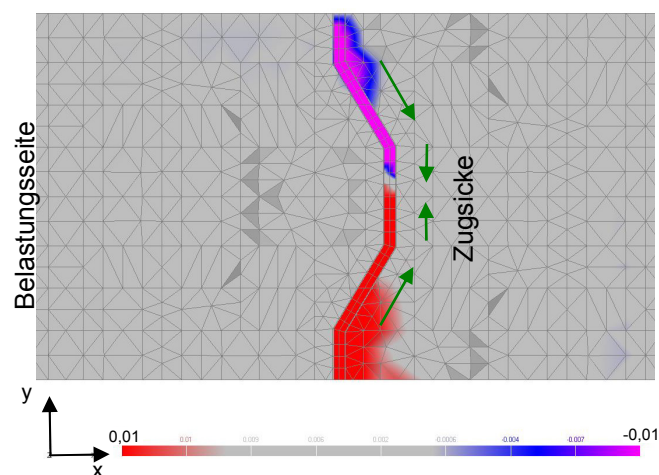


Abb. 3.33: Horizontaler Schnitt durch den Betongurt auf Höhe der oberen Abstützstelle.  
Dargestellt: Verformung des Betons an der oberen Kontaktstelle in y-Richtung.

Da die Rotationsachse des gesamten Betongurtes im Bereich der Drucksicken liegt, kommt es zum Abheben des Betons an der Zugsicke. Daraus ergibt sich, dass die obere Abstützkraft an den verschiedenen Sicken (Druck- und Zugsicke) einen unterschiedlichen Verlauf aufweist. An der hinteren Zugsicke findet deshalb eine fächerförmige Ausbreitung der Druckspannungen im Beton statt. Aufgrund der Verdrehung zwischen Blech und Betongurt teilt sich das Spannungsfeld auf. Ein Teil schließt sich direkt mit der Zugkraftkomponente  $T_1$  oberhalb des Bleches kurz, während sich der

andere Teil nach unten hin ausbreitet (Abb. 3.34). Kann die Reibung zwischen Trapezblech und Betongurt aktiviert werden, so erhöht sich der Anteil der nach unten orientierten Trajektorien und deren Verlauf wird steiler.

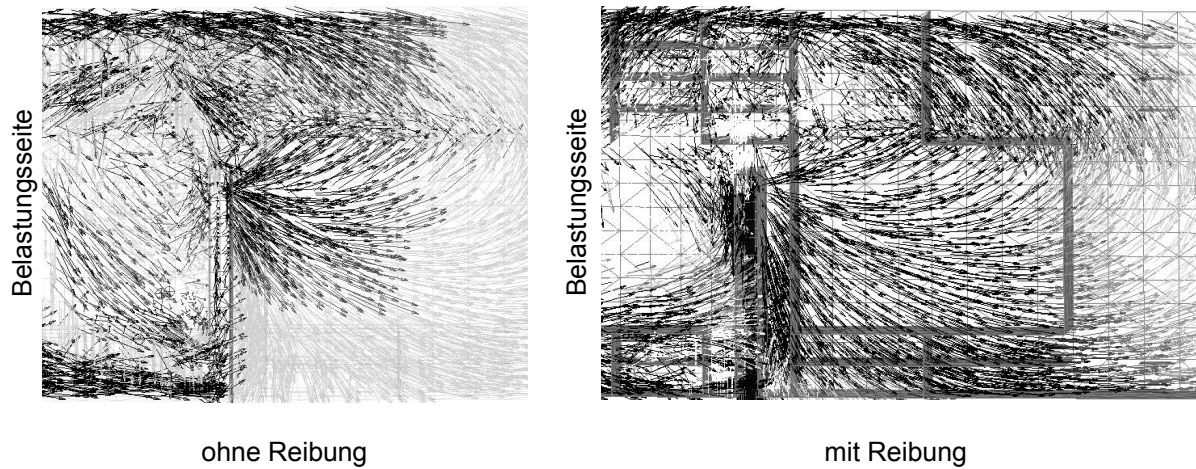


Abb. 3.34: Drucktrajektorien an der oberen Kontaktstelle. Schnitt durch Zugsicke

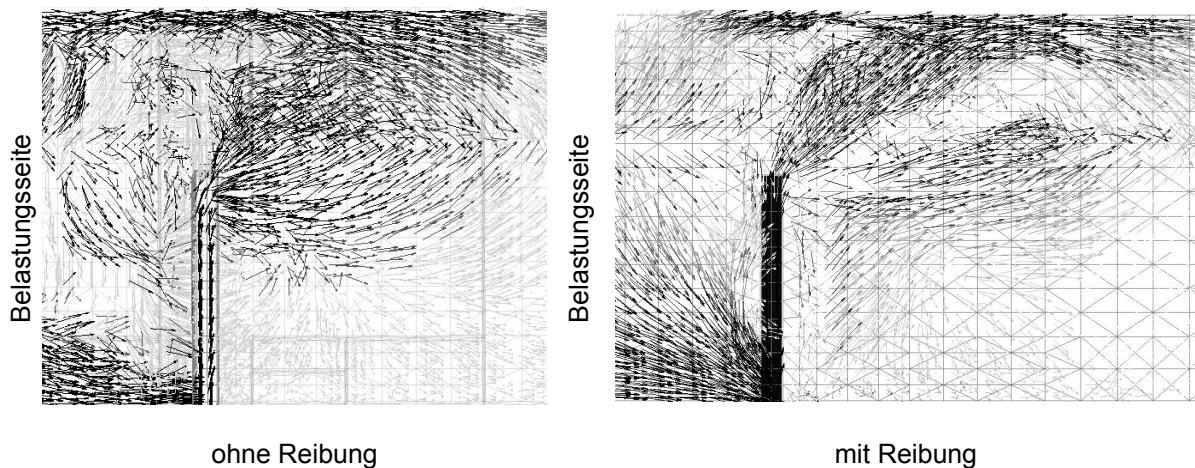


Abb. 3.35: Drucktrajektorien an der oberen Kontaktstelle. Schnitt durch Drucksicke

Durch die Umlenkung der horizontal verlaufenden Kräfte in die Vertikale entsteht beim Grundmodell einer Rahmenecke unter negativer Momentenbeanspruchung eine Druckdiagonale im Eckbereich, die das Gleichgewicht zwischen Druck- und Zugkräften in Stiel und Riegel herstellt. Da bei der Verwendung von Trapezblechen die Druck- und Zugkräfte im Stiel aus der Ebene heraus versetzt sind, verlaufen die nach unten gerichteten Drucktrajektorien, ausgehend von der Abstützkraft  $F_1$  an der Zugsicke, an der Unterseite des Gurtes in Richtung Drucksicke. Um das Gleichgewicht zwischen Druck- und Zugkräften entsprechend dem Tragverhalten der Rahmenecke herzustellen, werden die Trajektorien an der Drucksicke wieder nach oben umgelenkt und treffen von der Oberseite des Betongurtes auf das Trapezblech. Abb. 3.35 zeigt das sich von der hinteren Abstützstelle im Bereich einer Drucksicke steil nach oben ausbreitende Spannungsfeld, dessen Resultierende mit der Druckdiago-

nalen im Eckbereich einer Rahmenecke unter negativem Moment vergleichbar ist. Wird die Reibung mit berücksichtigt, wandert die Rotationsachse aufgrund des geringeren Abhebens der Zugsicke etwas in Richtung Schwerachse des Trapezbleches. Die Abstützkraft  $F_1$  konzentriert sich dadurch mehr an der oberen Kante des Trapezbleches und das Spannungsfeld im Beton wird steiler (Abb. 3.35).

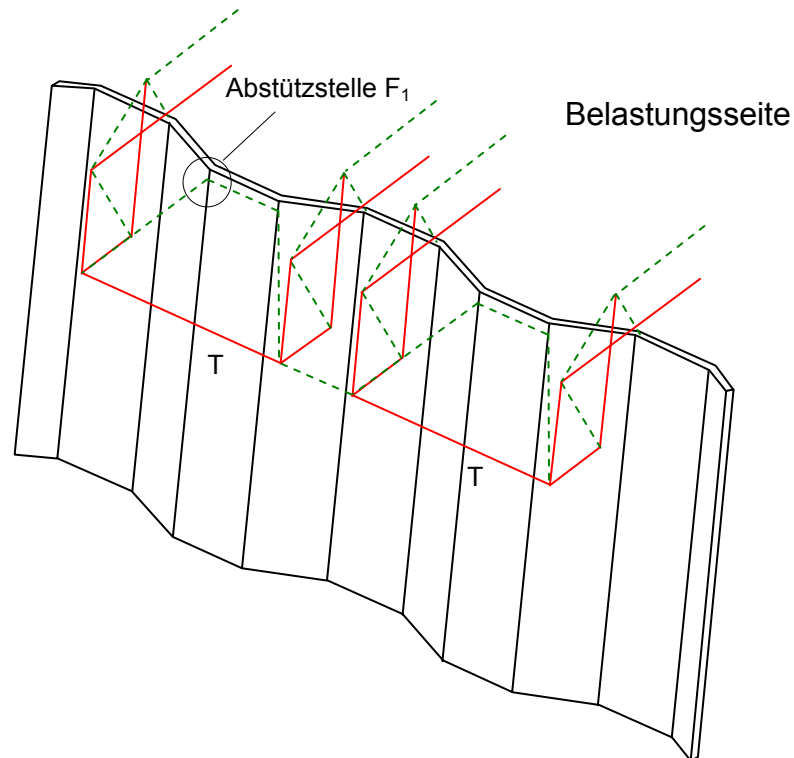


Abb. 3.36: Räumliche Lastabtragung im lastabgewandten Bereich

In Abb. 3.36 ist diese räumliche Lastabtragung in der lastabgewandten Betonhälfte, aus Gründen der Übersichtlichkeit nur für die nach unten orientierten Drucktrajektorien, dargestellt. Von der Abstützstelle  $F_1$  an einer Zugsicke verlaufen die Druckstreben schräg nach unten gerichtet in den Bereich der Drucksicken. Aus Gleichgewichtsgründen entstehen somit die Zugkraftkomponenten  $T$  an der Unterseite des Betongurtes. Um Kraftfluss zwischen Druck- und Zugsicke kurzzuschließen, wird die Kraft  $F_1$  im Bereich der Drucksicke über die vertikalen Zugpfosten von der Unterseite des Betongurtes wieder hoch gehängt und wird dann in die Drucksicke des Trapezbleches eingeleitet.

### 3.3.4 Zusammenfassung

Die Übertragung eines negativen Rahmeneckmoments zwischen Betongurt und einbindendem Trapezblech ist in Abhängigkeit der Randbedingungen auf zwei prinzipielle Tragmechanismen zurückzuführen. Durch die Faltungstiefe und die Fähigkeit des Verbundmittels, Zugkräfte zu übertragen wird das einwirkende Moment in ein Kräftepaar aufgeteilt, deren inneren Hebelarm die Faltungstiefe darstellt. Die Druckkomponente wird hierbei direkt über Schneidenlagerung in die lastzugewandte Blechsicke eingeleitet. Der zweite Lastpfad hängt maßgeblich von der Einbindetiefe des Trapezbleches in den Betongurt ab. Hierbei verkantet sich das Blech im Gurt.

Das einwirkende Moment wird über Kontaktkräfte an den Abstützstellen in das Trapezblech eingeleitet. Es hat sich gezeigt, dass hierbei direkt oberhalb des Bleches im Beton Zugkräfte entstehen, die durch eine entsprechende Bewehrung aufgenommen werden muss. Die Größe der Kontaktkräfte zwischen Trapezblech und Betongurt bestimmt sich über die Einbindetiefe. Die Aufteilung des einwirkenden Moments auf die zwei Tragmechanismen ist abhängig von der Faltungstiefe und der Fähigkeit des Betondübels die auftretende Zugkraft aufzunehmen. Aus der FE-Berechnung hat sich gezeigt, dass bei der verwendeten Trapezblechgeometrie der Anteil an der Lastabtragung über das Verbundmittel aufgrund der geringen Faltungstiefe eher gering ausfällt. Für die weiteren experimentellen Untersuchungen wird das Augenmerk auf diese zwei Tragmechanismen gelegt. Mit Hilfe der aufgezeigten Stabwerkmodelle werden für die weiteren Untersuchungen die Versuchskörper dimensioniert. Die relevanten Parameter stellen wie bereits erwähnt die Einbindetiefe des Trapezbleches in den Betongurt, das Vorhandensein eines Betondübels sowie die Zulagebewehrung oberhalb des Bleches dar.

## **4 Beschreibung und Durchführung der Versuche**

## 4.1 Push-out Versuche

### 4.1.1 Versuchsprogramm

Im Rahmen dieser Forschungsarbeit wurden zur Bestimmung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens von Trapezblechstegen mit Betondübeln in Verbundträgern Versuche an insgesamt elf Prüfkörpern durchgeführt. Zur Identifizierung der Verbundwirkung der Faltung sind vier so genannte Referenzkörper hergestellt worden. Die Referenzkörper wurden ohne Verbundmittel ausgeführt und unterschieden sich in der Einbindetiefe des Bleches und der Betongurtdicke. Die restlichen Versuchskörper wurden jeweils an den geraden Blechabschnitten mit der in Kapitel 3 beschriebenen Dübelgeometrie versehen. Um dem Aufbiegen des Betongurtes besser entgegenzuwirken, wurde am Probekörper B3 eine Bohrung  $\varnothing 18$  im Blech unterhalb der Dübelöffnung angeordnet. Der Mittelpunkt der Bohrung befand sich im Abstand von 54 mm vom Betonrand und war entsprechend der im Brückenbau üblichen Betondeckung von 45 mm gewählt. Durch diese Bohrung wurde zusätzlich ein Bewehrungsstab  $\varnothing 14$  geführt. Da die Versuchskörperanzahl begrenzt war, wurde die Faltungsgeometrie der Bleche nicht variiert. Sie entsprach den im Kapitel 3.1 in Abb. 3.3 gewählten Abmessungen.

Tabelle 4.1: Versuchsprogramm Push-out-Versuche

	R1	R2	R3	BD1	BD2	BD3
Anzahl	2	1	1	3	3	1
Verbundmittel	--	--	--	•	•	•
Einbindetiefe	175 mm	100 mm	175 mm	175 mm	100 mm	175 mm
Zusatz-Bewehrung	--	--	--	--	--	$\varnothing 14$
Blehdicke	8 mm	8 mm	8 mm	8 mm	8 mm	8 mm
Betongurtdicke	250 mm	250 mm	350 mm	250 mm	250 mm	250 mm
Betongüte	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30
Stahlgüte	S460M	S460M	S460M	S460M	S460M	S460M

Wie der Tabelle 4.1 zu entnehmen ist, gliederte sich das Versuchsprogramm in sechs Serien. Die Versuchskörper mit der Bezeichnung R betreffen die Referenzkörper, die Bezeichnung BD steht für Versuchskörper mit Betondübel.

### 4.1.2 Versuchsaufbau

Die Versuchskörper bestanden aus einer Lasteinleitungssteife, dem Trapezblech und zwei Betongurten. Die Herstellung der Push-out-Körper und der Versuchsablauf erfolgte in Anlehnung an die Vorgaben des Eurocode 4 [DIN EN 1994-1-1 (2006)]. Die Gurtplatten wurden in horizontaler Lage betoniert und anschließend an der Luft gelagert.



Abb. 4.1: Herstellung der Versuchskörper

Sämtliche Versuchskörper besaßen dieselbe Grundbewehrung. Sie bestand aus einer Netzbewehrung  $\text{Ø}10$  mm mit brillenförmigen Bügeln, die jeweils an den Abkantungen des Bleches im Abstand von 2 cm vom Blech angeordnet waren. Die Längsstäbe der Netzbewehrung lagen in einem Abstand von 11 cm zu einander (Abb. 3.13). Am unteren Rand der Betongurte wurde eine Aussparung vorgesehen, um eine ungestörte Schlupfentwicklung des Bleches zu ermöglichen. Unterhalb dieser Aussparung wurde der Betongurt durch drei Bügel  $\text{Ø}16$  verstärkt, um die aus den geneigten Druckstreben resultierende Sprengwerkskraft aufzunehmen [ROIK, K., HANSWILLE, G. (1987)].

Die Betonplatten wurden nicht wie im Eurocode 4 angegeben in Mörtel oder Gips gebettet, sondern auf einer Sperrholzunterlage abgesetzt. Dies verkürzte wesentlich die Ein- und Ausbauzeiten und gewährleistete eine gleichmäßige Pressung an den Betonstirnseiten.

Um im Auflagerbereich ungünstig wirkende Horizontalkräfte aufzunehmen, wurden am unteren Rand der Betongurte Zuganker angeordnet. Die zugehörigen Bewehrungs- und Konstruktionszeichnungen finden sich im Anhang A.

Da wie bereits in Kapitel 3.2 gezeigt der Schubmittelpunkt nicht in der Schwereachse des Bleches liegt, wurde die Lasteinleitungssteife entsprechend exzentrisch am Trapezblech angeschweißt (Abb. 4.2). Zur Sicherstellung einer gleichmäßigen Lasteinleitung in die beiden Betongurte diente eine Kalotte zwischen Prüfmaschine und Lasteinleitungssteife.

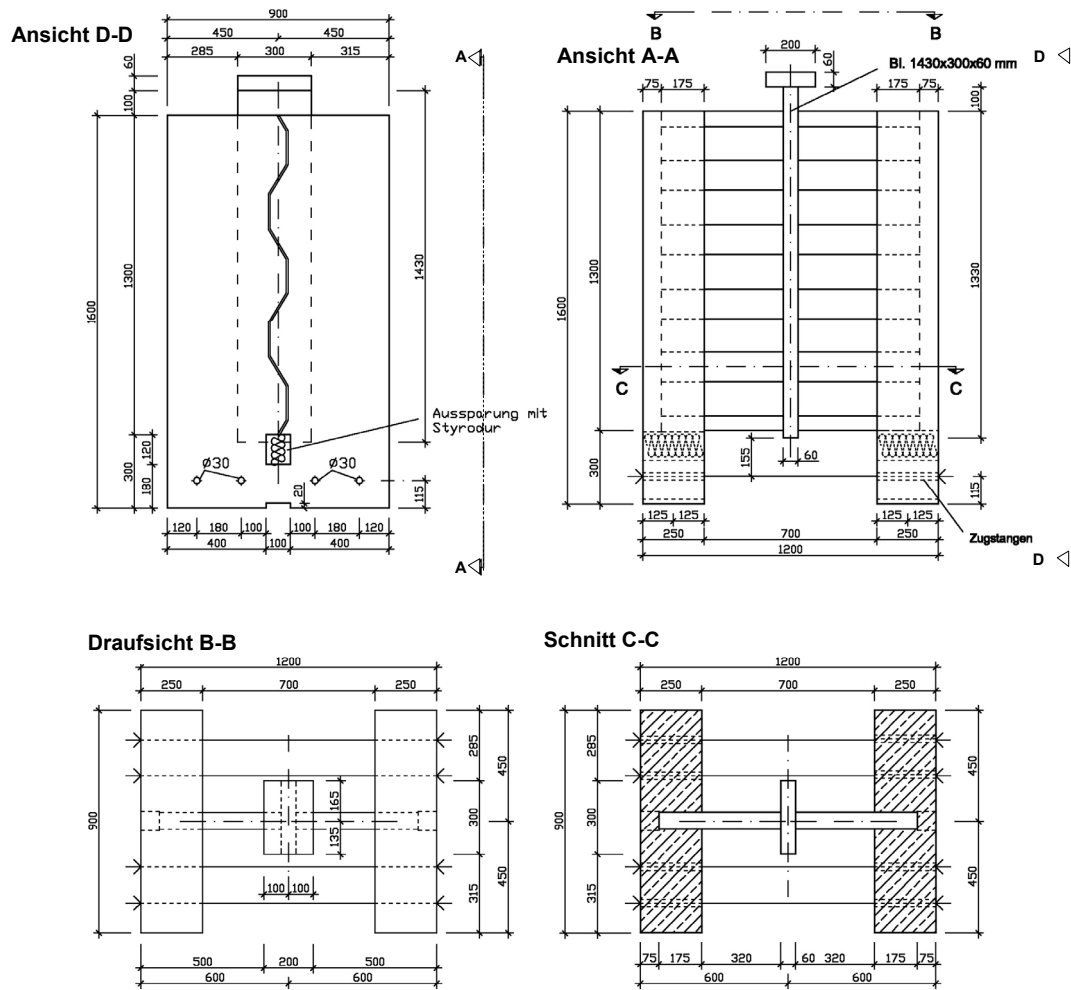


Abb. 4.2: Schalplan der Push-out-Körper mit 175 mm Einbindung



Abb. 4.3: Versuchskörper im Versuchsstand



### 4.1.3 Messeinrichtung

Abb. 4.4 zeigt die Anordnung der Wegaufnehmer am Versuchskörper. 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 auf, welche an das Stahlblech geklebt wurden (Abb. 4.5).

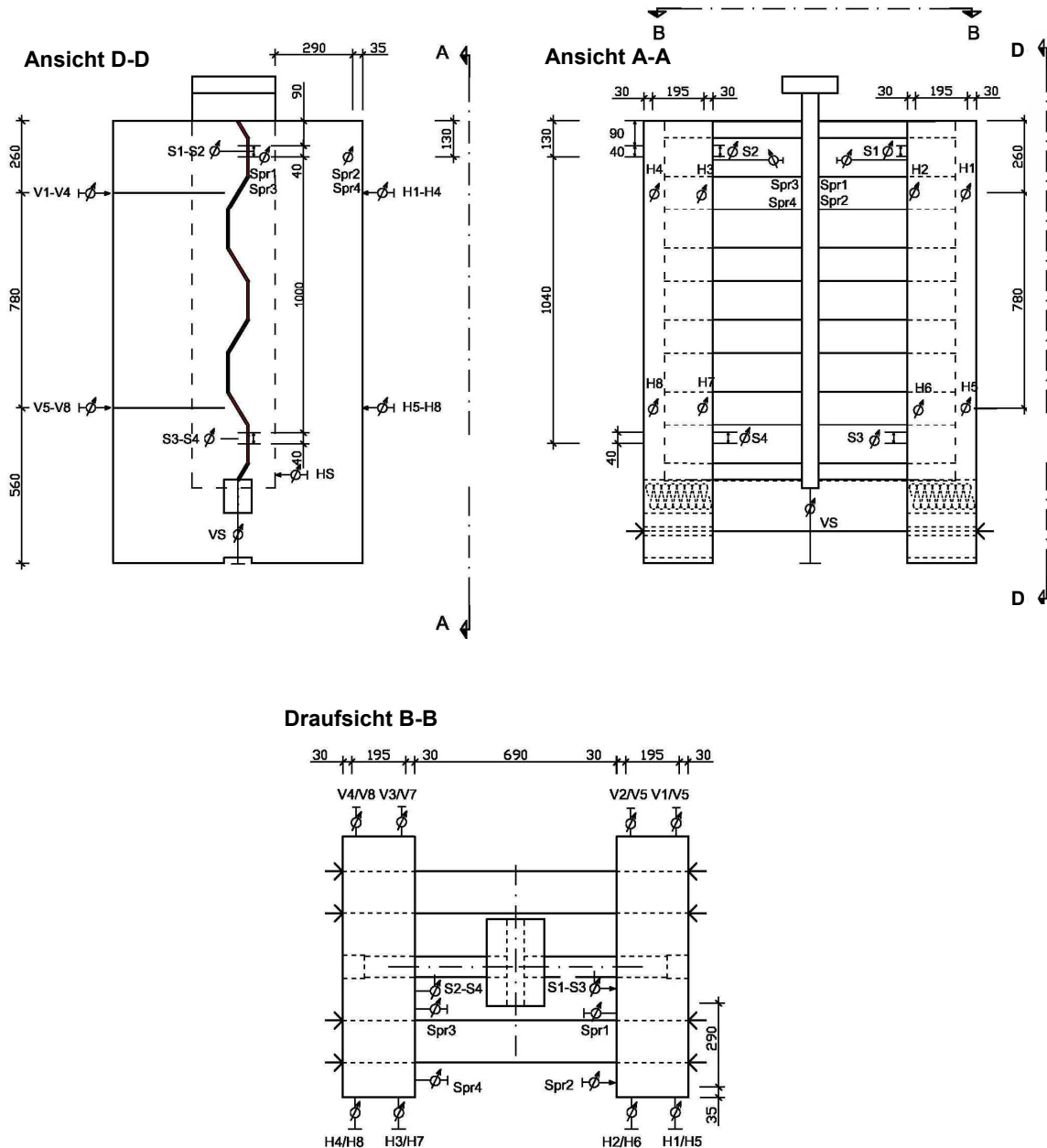


Abb. 4.4: Anordnung der Wegaufnehmer

Zusätzlich zum Maschinenweg konnte auch die vertikale Verformung der Mittelsteife über den Wegaufnehmer  $V_s$ , welcher sich am unteren Ende der Steife befand, aufgezeichnet werden. Genauso war ein eventuell auftretendes Ausweichen der Steife aus der Ebene über den Aufnehmer  $H_s$  bestimmbar. Das Abheben der Betongurte

zeichneten die Wegaufnehmer  $S_{pr1}$  bis  $S_{pr4}$  auf, von denen zwei nahe an der Verbundfuge angebracht wurden und zwei am Rand der Gurte. Um das in Kapitel 3.2 erläuterte Aufbiegen bzw. Spalten der Betongurte zu bestimmen, wurden an allen Stirnseiten jeweils vier Wegaufnehmer (H1-H8 und V1-V8) oben und unten befestigt.



Abb. 4.5: a) Schlupfmessung zwischen Stahl und Beton  
b) Messeinrichtung für die Verdrehung bzw. das Spalten der Betonkörper

Zusätzlich wurden Dehnungsmessungen im Blech und an der Bewehrung vorgenommen. Um auf die Schubspannungsbeanspruchung des Bleches Rückschließen zu können, war es erforderlich, die Hauptspannungsrichtungen und die Hauptspannungsgrößen zu kennen. Deshalb wurde am Trapezblech mit Rosetten gearbeitet. Die Rosetten R2 und R4 wurden auf gleicher Höhe auf der Vorder- bzw. Rückseite des Bleches angebracht. Abb. 4.6 zeigt die Anordnung der Rosetten und Dehnmessstreifen am Blech.

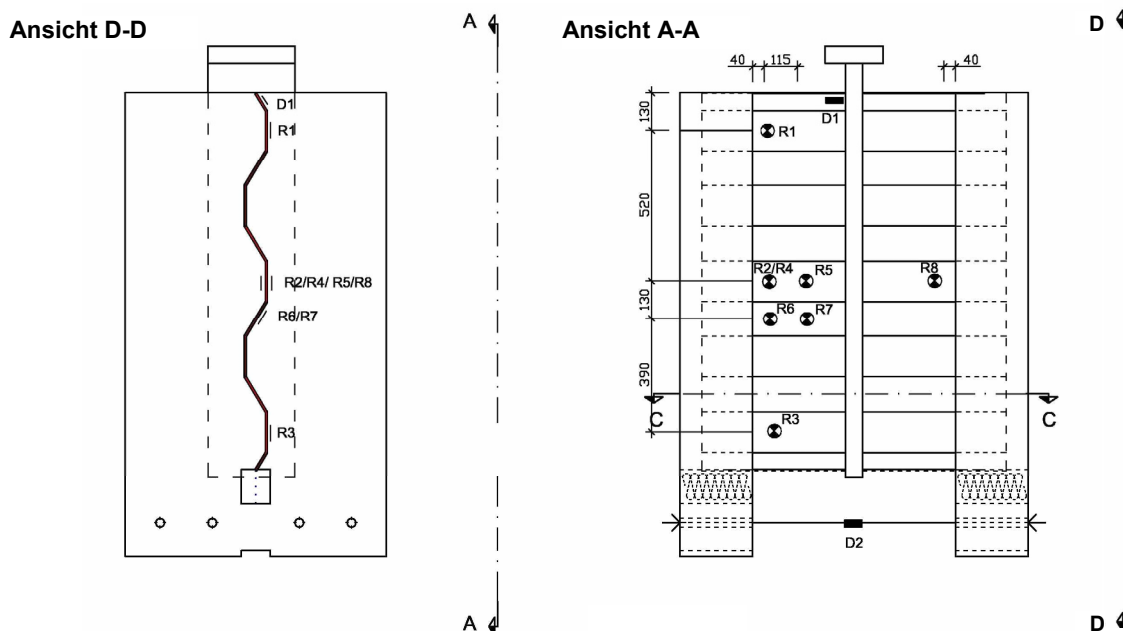


Abb. 4.6: Anordnung der Dehnmessstreifen und der Rosetten am Trapezblech

Tabelle 4.2: Zuordnung der Messstreifen zu den Versuchskörpern

		Dehnmessstreifen/Rosette									
		R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	D1	D2
Versuchskörper	R1-1	•	•	•	•					•	•
	R1-2		•							•	•
	R2		•							•	•
	R3		•						•	•	•
	BD1-1	•	•	•	•					•	•
	BD1-2		•							•	•
	BD1-3		•			•	•	•		•	•
	BD2-1		•						•	•	•
	BD2-2		•							•	•
	BD2-3		•							•	•
	BD3		•						•	•	•

Es war nicht erforderlich, bei jedem Versuchskörper die zur Verfügung stehenden Messkanäle voll zu besetzen. Tabelle 4.2 zeigt die Zuordnung der verwendeten Messstellen zu den einzelnen Prüfkörpern. Um die auftretenden Zugkräfte am Fuß der Körper senkrecht zu den Betongurten während der Versuchsdurchführung zu kontrollieren, wurde die Messstelle D2 an jedem Körper angebracht. Die Dehnungsmessungen an den Bewehrungsstäben wurden entsprechend der Abb. 4.7 und Abb. 4.8 durchgeführt. An jedem Versuchskörper mit Betondübel wurde jeweils in einer Hochsicke und Tiefsicke die entsprechende Dübelbewehrung mit Dehnmessstreifen bestückt (Abb. 4.7). Desweiteren sind auf einem Bügel  $\varnothing 10$  pro Versuchskörper DMS appliziert worden. Bei den Versuchskörpern R1-1 und BD1-1 erhielt jeweils ein Bügel im Fußbereich unterhalb der Aussparung Dehnmessstreifen (Abb. 4.7 und Abb. 4.8).

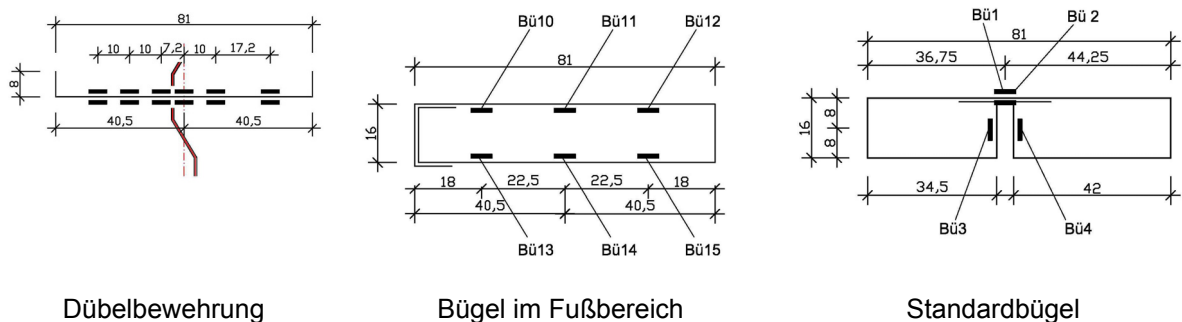


Abb. 4.7: Anordnung der Dehnmessstreifen auf der Bewehrung

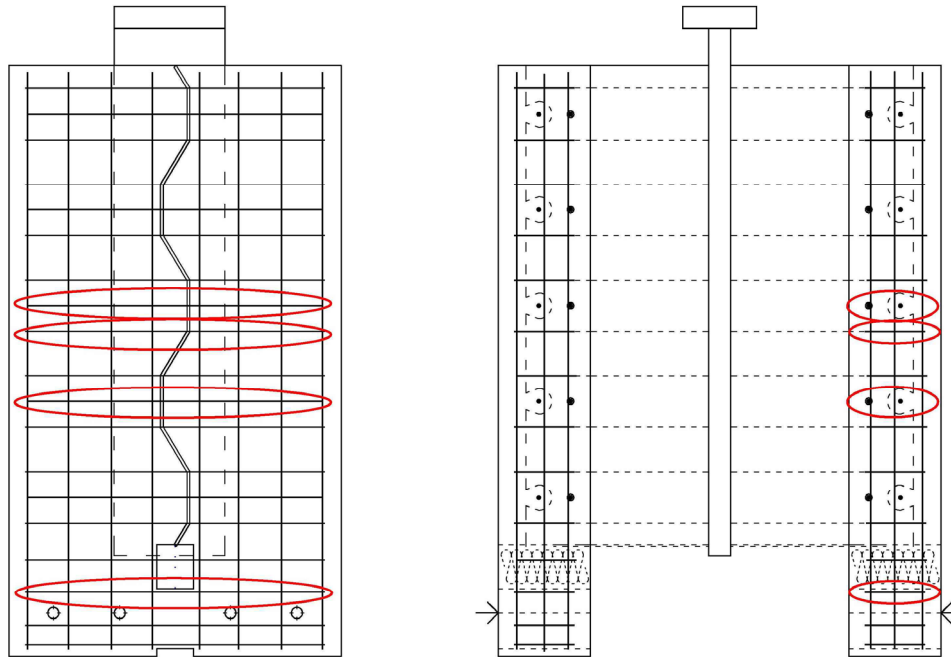


Abb. 4.8: Verteilung der Messstellen im Versuchskörper

#### 4.1.4 Werkstoffe

Das Trapezblech sowie die Lasteinleitungssteife wurden aus einem thermomechanisch gewalzten Baustahl der Güte S460M hergestellt. Das Blech stellte die Firma voestalpine Grobblech GmbH zur Verfügung. Das Prüfzeugnis wurde gemäß DIN EN 10113-3 (1993) 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 4.3: Werkstoffkennwerte des Trapezbleches 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

Um die Werkstoffeigenschaften der Betonstahlbewehrung BSt500S zu erhalten, wurden von jedem verwendeten Durchmesser drei Probestücke entnommen und in Anlehnung an die DIN EN 10002-1 (2001) geprüft. Tabelle 4.4 gibt die Mittelwerte der aus den drei Proben ermittelten Werkstoffkennwerte in Abhängigkeit vom Durchmesser wieder.

Tabelle 4.4: 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
12	548	620	15,50
14	578	634	11,80
16	580	648	14,25

Aus jeder Betoncharge wurden drei Probewürfel mit einer Kantenlänge von 150 mm und drei Prismen mit den Abmessungen L/H/B = 500/100/100 [mm] zur Bestimmung der Betondruck- und Biegezugfestigkeit hergestellt. In Tabelle 4.5 ist für die Versuchsserien die mittlere Druckfestigkeit ( $f_{cm,cube}$ ) sowie die Biegezugfestigkeit ( $f_{ct,fl}$ ) zusammengestellt.

Tabelle 4.5: Betonkennwerte

Serie		Betonalter bei Prüfung [t]	Versuchskörper		$f_{cm,cube}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{ct,fl}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
Nr.	Datum		Gurt 1	Gurt 2		
1	29.03.06	42/43	R1-1; BD1-1	-	37,0	3,6
2	30.03.06	49	R2; R3	-	35,7	3,9
3	31.03.06	45	R1-2; BD1-2	-	36,3	3,9
4	03.04.06	37/38	BD1-3; BD2-1	R1-1; BD1-1	34,0	3,2
5	04.04.06	41	BD2-2; BD2-3	R1-2; BD1-2	32,7	3,4
6	05.04.06	42	BD3	BD1-3; BD2-1	35,0	4,0
7	06.04.06	53	-	R2; BD2-3	35,4	4,3
8	07.04.06	53	-	R3; BD3	33,5	4,0
9	10.04.06	38	-	BD2-2	36,3	3,3

Da die beiden Betongurte eines Körpers zu unterschiedlichen Zeiten gefertigt wurden und aus einer Betoncharge mehrere Körper betoniert wurden, welche aber nicht zur selben Zeit geprüft werden konnten und lediglich eine Serie an Probewürfeln pro Charge zur Verfügung stand, ist für die weitere Auswertung die Entwicklung der Betonfestigkeiten von Interesse.

Nach CEB-FIP (1990) bestimmt sich die mittlere Betondruckfestigkeit in Abhängigkeit des Betonalters nach folgender Gleichung:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad \text{Gl. 4-1}$$

mit

$$\beta_{cc}(t) = e^{s \cdot \left[ 1 - \left( \frac{28}{t/t_1} \right)^{0,5} \right]} \quad \text{Gl. 4-2}$$

$f_{cm}(t)$ : Mittlere Betonfestigkeit nach t Tagen

$f_{cm}$ : Mittlere Betonfestigkeit nach 28 Tagen

$\beta_{cc}(t)$ : Koeffizient zur Berücksichtigung des Betonalters

t: fiktives Alter des Betons bez. auf eine mittlere Temp. von 20°C

$t_1$ : 1 Tag

s: Koeffizient zur Berücksichtigung der Zementart

Die größte Zeitspanne zwischen der Druckfestigkeitsprüfung und der Versuchsdurchführung liegt beim Probekörper R3 vor. Aus organisatorischen Gründen konnte der Versuch erst 68 Tage nach Bestimmung der Würfeldruckfestigkeit des Betons durchgeführt werden. Abb. 4.9 zeigt die Festigkeitsentwicklung des verwendeten Betons entsprechend Gl. 4-1 und Gl. 4-2.

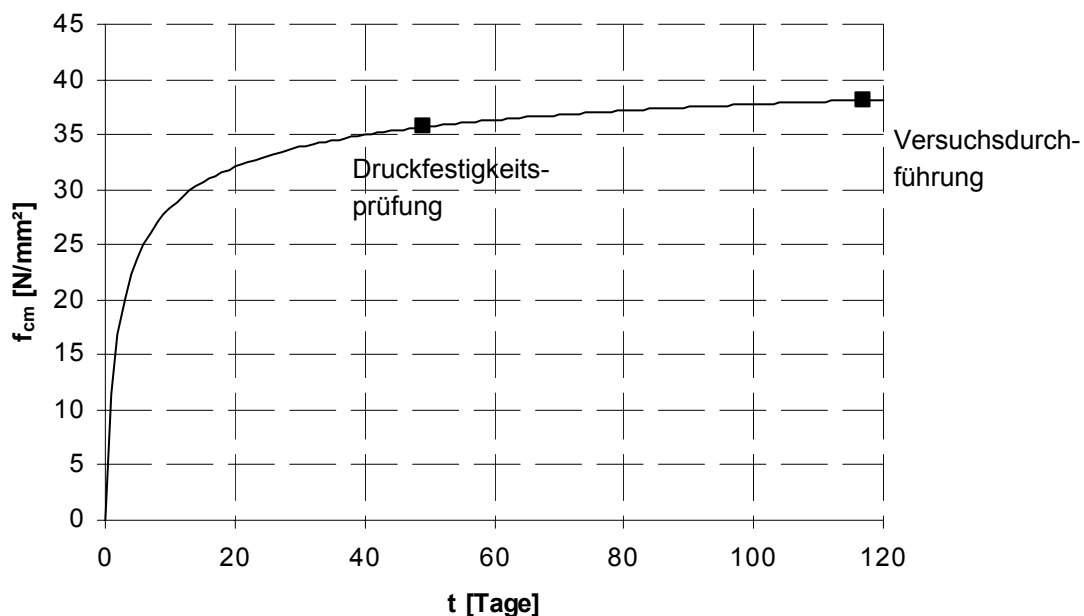


Abb. 4.9: Festigkeitsentwicklung der Betoncharge 2 nach CEB-FIP (1990)

Aus Abb. 4.9 ergibt sich eine zum Zeitpunkt des Versuches um  $2,4 \text{ N/mm}^2$  höhere Festigkeit als bei der Würfeldruckprüfung.

Bei allen anderen Versuchskörpern liegt der Abstand zwischen Versuchsdurchführung und Festigkeitsbestimmung wesentlich enger beisammen, so dass sich dort eine Zunahme der Betondruckfestigkeit in einer Größenordnung von unter  $1 \text{ N/mm}^2$  einstellt. Für die in Kap. 5.1 durchgeführten FE-Berechnungen zur Verifikation der Versuchsergebnisse wird die geringe Zunahme der Betonfestigkeit vernachlässigt.

#### 4.1.5 Versuchsablauf

Die Durchführung der Push-out Versuche erfolgte mit einer servohydraulischen  $15 \text{ MN}$  Prüfmaschine die sowohl weg- als auch kraftgesteuert gefahren werden konnte. Nach dem Einheben des Prüfkörpers auf den Pressentisch mit dem Hallenkran erfolgte die Montage der Wegaufnehmer und der Zugstangen, welche handfest angezogen wurden. Die Lasteinleitung erfolgte über eine zwischen Versuchskörper und Prüfmaschine angeordnete Kalotte, die ein freies Bewegen der mittig angeschweißten Steife zuließ. Abb. 4.3 zeigt einen in die Prüfmaschine eingebauten Versuchskörper.

Die Durchführung der Versuche erfolgte weggeregelt mit einer Vorschubgeschwindigkeit von  $0,01 \text{ mm/s}$ . Um den Haftverbund zwischen Stahl und Beton zu lösen, wurde entsprechend Eurocode 4 [DIN EN 1994-2 (2006)] 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 wurde in Schritten von  $100 \text{ kN} - 200 \text{ kN}$  der Versuch weggeregelt bis zum Erreichen der Traglast fortgesetzt. Während der gesamten Versuchsdurchführung wurde die Rissentwicklung an den Betongurten verfolgt. Im Nachbruchbereich wurde die Vorschubgeschwindigkeit auf  $0,02 \text{ mm/s} - 0,03 \text{ mm/s}$  erhöht und mindestens bis zum erneuten Erreichen von  $80 \%$  der Bruchlast oder  $40 \text{ mm}$  Schlupf in der Fuge weiterverformt.

Die Wegsteuerung regelte ein Steuerungscomputer mit entsprechender Software. Die Messdaten wurden über einen Datenlogger (Typ Optilog) auf einem separaten Rechner erfasst.

Beim Versuchskörper R1-1 wurde bei der Durchführung der Push-out-Körper anstelle einer Sperrholzplatte mit Elastomerkissen unterlegt. Die Querdehnung dieser Kissen war so groß, dass der Versuchskörper am Fußauflager durch die entstehenden Querspannungen gespalten wurde und die Traglast der Verbundfuge somit nicht erreicht werden konnte. Daraufhin wurde für die weiteren Versuche auf eine Sperrholzplatte als Unterlage umgestellt.

## 4.1.6 Versuchsergebnisse

### 4.1.6.1 Referenzkörper (R-Serie)

In Abb. 4.10 ist die Last-Schlupf Beziehung des Versuchskörpers R1-2 dargestellt. Schon während der Vorbelastung, den Lastwechseln zum Lösen des Haftverbundes, trat auf der Außenseite des Betongurtes oberhalb der Aussparung ein ca. 20 cm langer vertikaler Riss auf, der sich mit zunehmender Last nach oben hin fortpflanzte. Auf der Oberseite des Betongurtes war ein Aufbiegen der Gurte durch Rissbildung in Verlängerung des Bleches zu erkennen [Abb. 4.11].

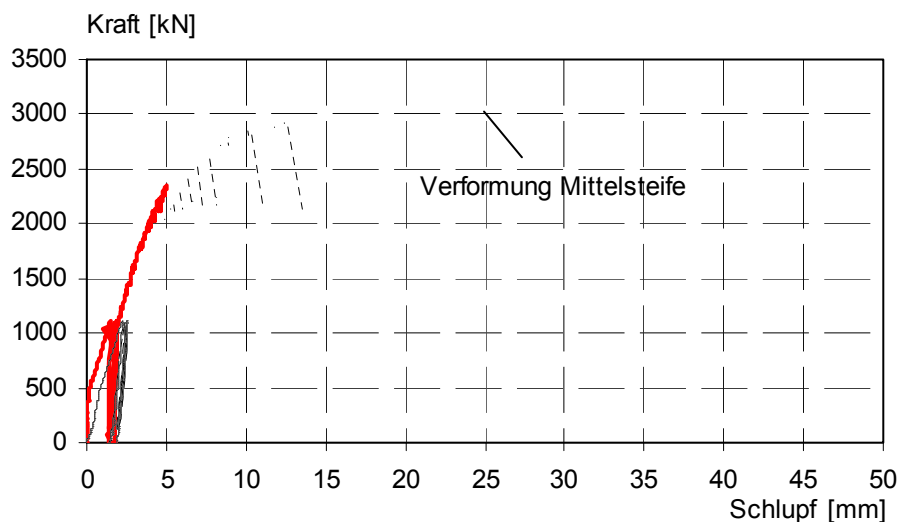


Abb. 4.10: Last-Schlupf Beziehung des Versuchskörpers R1-2

Ab einem Lastniveau von 2200 kN entstand ein plötzlicher Schlupf in der Verbundfuge, verbunden mit einer deutlichen Lastabnahme (siehe Abb. 4.10). Ein ruckartiges Durchrutschen des Bleches war sichtbar. Dies war mit so großen Erschütterungen im Versuchskörper verbunden, dass sämtliche Wegaufnehmer abfielen. Die Verformungen konnten somit nur noch über die vertikale Absenkung der Mittelsteife bestimmt werden. Eine Auswertung der Dehnmessstreifen an der Bügelbewehrung ergab, dass bei diesem Lastniveau die Streckgrenze des Bewehrungsstahles erreicht war. Ein den auftretenden Spaltkräften entgegenwirken war somit nicht weiter steigerbar. Die Verbundfuge öffnete sich. Bei ca. 2900 kN traten die ersten Betonabplatzungen im Bereich der Faltungskanten an der Innenseite der Gurte auf. Bei 3100 kN hatte sich die Fuge soweit geöffnet und die Betonabplatzungen an den Faltungskanten waren soweit fortgeschritten, dass aufgrund eines ungehinderten Durchrutschens des Bleches keine Traglaststeigerung mehr möglich war.



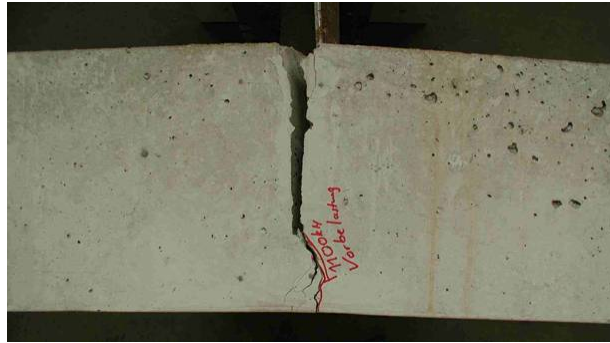


Abb. 4.11: Aufbiegen der Gurte

Beim Versuchskörper R2 mit nur 100 mm Einbindetiefe war bereits bei 600 kN Belastung ein deutlicher Riss auf der Oberseite des Betongurtes in Verlängerung des Bleches erkennbar. Mit zunehmender Belastung traten erste Risse um die Aussparung herum auf. Auf einem Lastniveau von 1600 kN begann auch beim Versuchskörper R2, wenn auch in abgeschwächter Form, ein ruckartiges Durchrutschen des Bleches. Erste Betonabplatzungen an der Innenseite der Betongurte im Bereich der Faltungskanten wurden sichtbar. Diese Abplatzungen nahmen bis zu einer Last von 2200 kN deutlich zu. Die Tiefe der Ausbruchkrater nahm zu. Bei 2268 kN war die Traglast erreicht. Die Verbundfuge war weitestgehend zerstört, das Blech wurde durchgeschoben. Abb. 4.12 zeigt die Last-Schlupf Beziehung des Versuchskörpers R2.

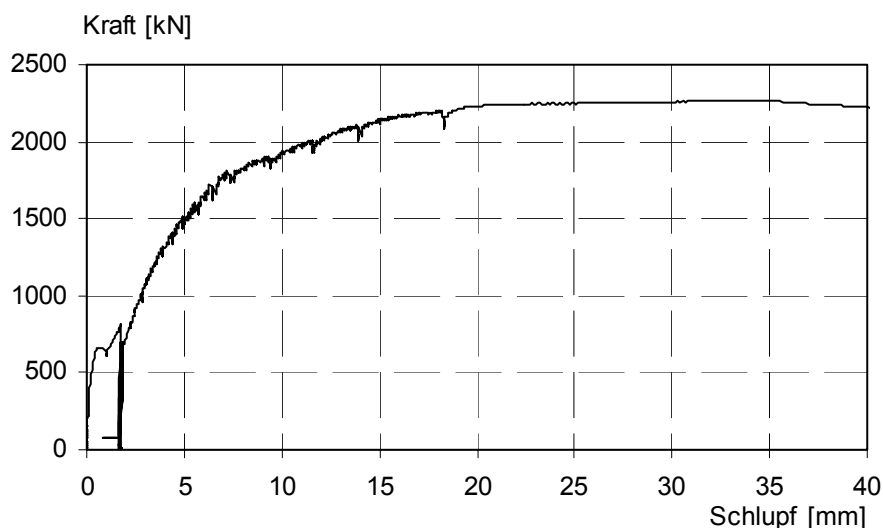


Abb. 4.12: Last-Schlupf Beziehung des Versuchskörpers R2

#### 4.1.6.2 BD1- Serie

Die Trapezbleche der Versuchskörper der BD1-Serie haben 175 mm in den Betongurt eingebunden und hatten an jedem geraden Blechabschnitt den in Kapitel 3.1.3 beschriebenen Betondübel als Verbundmittel. Die Oberlast zum Lösen des Haftverbundes wurde, ausgehend von den FE-Berechnungen, unter Annahme einer etwas höheren Betonfestigkeit mit 1850 kN abgeschätzt. Bei diesem Lastniveau wurden

erste Risse auf der Außenseite der Betongurte oberhalb der Aussparung entlang der Blechachse beobachtet. Dieser Riss verlängerte sich mit zunehmender Belastung kontinuierlich fast über die gesamte Höhe des Versuchskörpers. Bei ca. 50% der Traglast entstanden an den schmalen Seiten der Betongurte horizontale Risse, die mit weiterer Laststeigerung auf der Außenseite in Richtung vertikale Schwerachse des Trapezbleches liefen (Abb. 4.14). Auf der Oberseite war bereits ein deutliches Aufbiegen der Betonplatte festzustellen. Entsprechend der Referenzserie breitete sich bei den Versuchskörpern der BD1-Serie ebenfalls auf der Oberseite ein Riss vom Blech in Richtung Betongurtaußenkante aus. Im Gegensatz zu den Referenzkörpern, bei denen ein singulärer Riss auftrat, fächerte sich dieser bei der BD-1 Serie auf und orientierte sich mit zunehmender Last in horizontaler Richtung (Abb. 4.19). Mit Blick auf die Innenseite des Gurtes war die Rotation der geraden Blechabschnitte zu erkennen. Durch die Translation entstand ein Spalt an den nach oben gerichteten, schrägen Blechabschnitten. Bei weiterer Laststeigerung nahmen die Rissanzahl der und die Rissbreiten zu. Bei ca. 90% der Traglast konnten größere Betonausbrüche beobachtet werden. Die maximal aufnehmbare Last war bei allen drei Körpern bei etwa 4700 kN erreicht. Im Nachbruchbereich brachen im Bereich der Faltungskanten größere Betonschollen vom Versuchskörper aus (Abb. 4.13).



Abb. 4.13: Abplatzungen an den Faltungskanten



Abb. 4.14: Abplatzungen auf der Außenseite weit im Nachbruchbereich

Dies verdeutlicht die hohen Beanspruchungen im Beton an diesen Stellen und bestätigt die Verbundwirkung des Trapezbleches. Die vorhandenen Risse weiteten sich auf. Das Aufbiegen der Gurte war im Nachbruchbereich deutlich zu erkennen. Abb. 4.19 zeigt die Auswertung der Messgeber H1 bis H8 und V1 bis V8. Durch horizontale Wegmessungen an der Betongurtaußenseite bei der BD2-Serie konnte festgestellt

werden, dass sich bei den oben beschriebenen vertikalen Rissen entlang des Stahlsteiges die Rissbreite im Nachbruchbereich wieder verkleinerte und großflächige Betonabplatzungen auftraten. Diese konnten beim späteren Zerlegen der Versuchskörper leicht entfernt werden (Abb. 4.14). Dabei zeigte sich, dass der vertikale Riss den Betongurt vollständig bis zum Stegblech durchtrennt. Der Beton im hochbeanspruchten Bereich der Stegaussparung rieselte beim Freilegen des Trapezbleches an diesen Stellen aus dem Betongurt heraus und noch kleine verbleibende Betonstücke ließen sich leicht entfernen. Durch die großen Schlupfwerte bei geringem Lastabfall im Nachbruchbereich kam es sogar zu einem Anliegen des Trapezbleches an die Dübelbewehrung. Die in Kapitel 3.2.3, Abb. 3.22 beschriebene Verwindung der Stegaussparung konnte auch an den Versuchskörpern bestätigt werden.



Abb. 4.15: Verwindung der Stegaussparung infolge der Faltung

Abb. 4.16 zeigt eine typische Dehnungsverteilung für Betondübelbewehrungsstäbe. Die Dehnungen wurden an den entsprechend Abb. 4.7 und Abb. 4.8 mit DMS bestückten Bewehrungsstäben in einer Hoch- bzw. einer Tiefsicke gemessen. Die größten Dehnungen im Bewehrungsstab entstanden direkt in der Mitte der Blechaussparung. Da dort keine Messstreifen appliziert werden konnten, stellt der in Abb. 4.16 gezeigte, gestrichelte Verlauf der Kurve die Extrapolation der gemessenen Dehnungen auf diesen Bereich dar. Die Sicken des Trapezbleches liegen jeweils  $\pm 36$  mm außerhalb der Schwereachse des Bleches. Entsprechend versetzt (72 mm) liegt die maximale Beanspruchung zweier aufeinander folgender Dübelbewehrungsstäbe. Die Messungen ergaben einen annähernden symmetrischen Dehnungsverlauf zur Dübelmittelachse. Mit zunehmendem Abstand zur Dübelachse fällt die Beanspruchung schnell ab. Wurzer stellte in WURZER, O. (1997) eine ähnliche Verteilung auch für das gerade Blech fest.

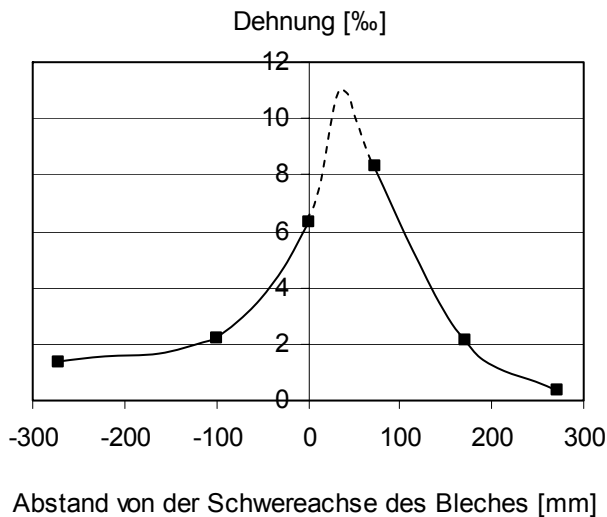


Abb. 4.16: Dehnungsverteilung entlang eines Dübelbewehrungsstabes

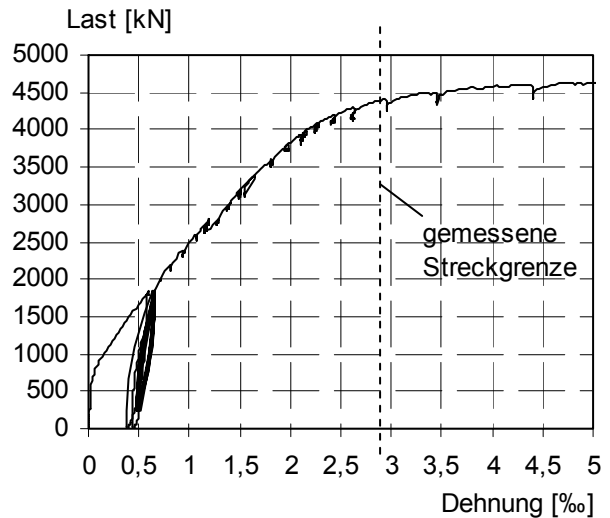


Abb. 4.17: Entwicklung der max. Dehnung in der Dübelbewehrung

Bei etwa 96% der Traglast ist die Streckgrenze des Bewehrungsstahles erreicht. Anschließend nehmen die Dehnungen stark zu. Einem Aufbiegen der Gurte kann kein zusätzlicher Widerstand mehr entgegen gebracht werden. Allerdings waren bei Fließbeginn die Betongurte schon so weit geschädigt, so dass das Fließen der Dübelbewehrung nicht den alleinigen Versagensgrund darstellte. Der Einfluss der Dübelbewehrung auf die Traglast wird in Kapitel 5 erläutert.

Alle drei Versuchskörper der BD1-Serie erreichten annähernd dieselbe Traglast und zeigten ein ausgesprochen duktilen Verhalten auf (Abb. 4.20).

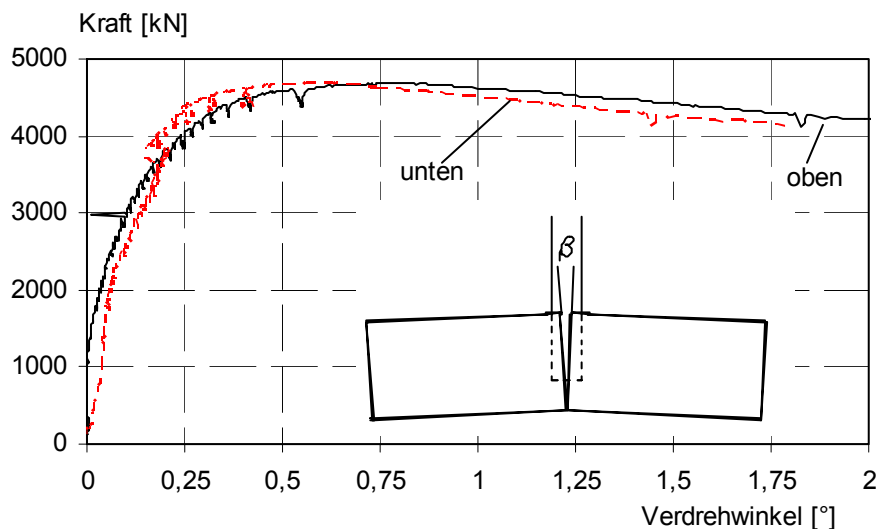


Abb. 4.18: Öffnen des Gurtes bei Körper BD1-1

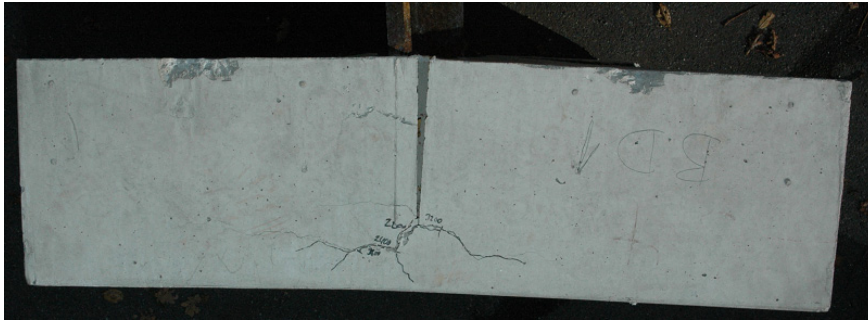


Abb. 4.19: Öffnen des Gurtes bei Körper BD1-1

Die Auswertung der DMS-Rosetten auf dem Trapezblech außerhalb der Verbundfuge (Abb. 4.6 und Tabelle 4.2) ergab eine Hauptspannungsrichtung von  $45^\circ$ , was einer reinen Schubbeanspruchung entspricht. Wie in Kapitel 3.2.3 bereits erläutert, ist der Ausnutzungsgrad des Trapezbleches der BD1-Versuchsserie sehr hoch gewählt. So konnte, wie erwartet, ein Übergang zum Fließen des Stahles im mittleren Bereich (Rosette R2) außerhalb der Verbundfuge beobachtet werden. Den maßgebenden Versagensgrund bildete jedoch das Betonversagen und war eindeutig dem bereits auf Traglastniveau stark zerstörten Betongurt zuzuweisen.

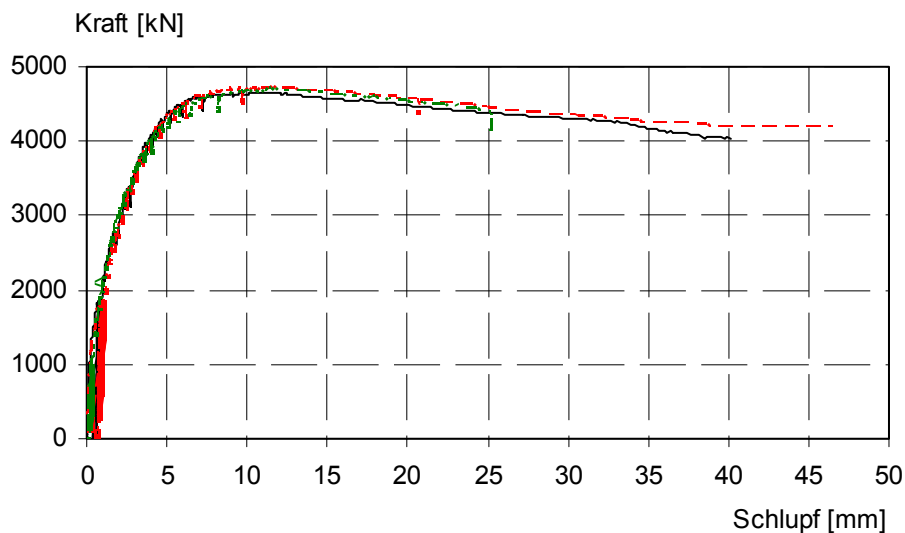


Abb. 4.20: Tragfähigkeit der Probekörper der BD1-Serie

#### 4.1.6.3 BD2- Serie

Die Versuchskörper der BD2-Serie unterschieden sich im Vergleich zur BD1-Serie lediglich durch eine geringere Einbindetiefe des Trapezbleches. Sie betrug 100 mm. Diese Serie erreichte eine maximale Bruchlast von etwa 3800 kN. Die Streuung der einzelnen Traglasten von BD2-1 bis BD2-3 war ebenfalls sehr gering. Abb. 4.21 zeigt die Last-Schlupf-Beziehungen.

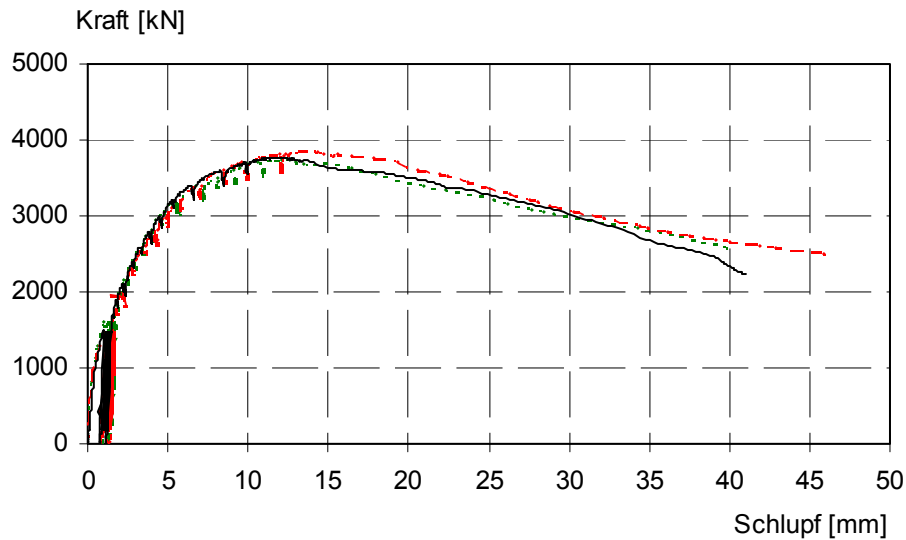


Abb. 4.21: Tragfähigkeit der Probekörper der BD2-Serie

Bei einer Belastung von etwa 2000 kN war ein erster vertikaler Riss oberhalb der Aussparung zu erkennen. Bei der BD2-Serie wurde nach Auftreten dieses vertikalen Risses, ungefähr in halber Versuchskörperhöhe, auf der Außenseite der Betongurte Wegaufnehmer zur Bestimmung des Rissöffnungsverhaltens angebracht (Abb. 4.22).

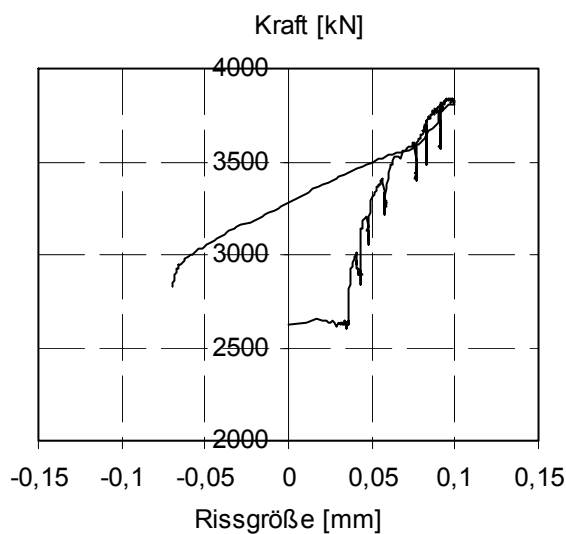


Abb. 4.22: Rissverhalten des BD2-2 Körpers

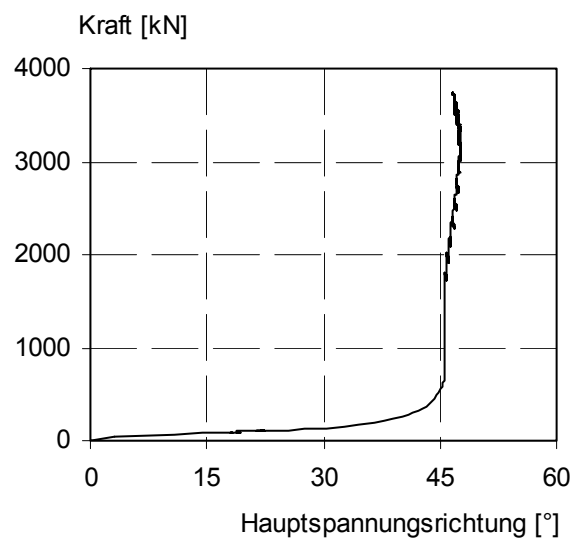


Abb. 4.23: Hauptspannungsrichtung

Es ist deutlich zu erkennen, dass sich der gemessene Riss nach Erreichen der Traglast wieder zu schließen beginnt.

Auf einem Lastniveau von 2400 kN entstanden erste Oberflächenabplatzungen auf der Innenseite der Betongurte, die sich mit zunehmender Last vergrößerten. Auf Traglastniveau war der Beton bereits deutlich zerstört. Weit im Nachbruchbereich kam es zum Teil zu großflächigen Betonausbrüchen im Bereich der Faltungskanten und der Betondübel.

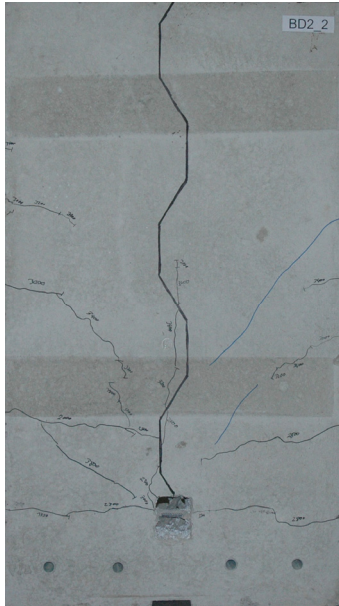


Abb. 4.24: Typisches Rissbild der BD2-Serie    Abb. 4.25: Betonausbruch auf der Innenseite (weit im Nachbruchbereich)

Die Auswertung der angebrachten DMS-Rosetten auf dem Trapezblech ergab ebenfalls eine Hauptspannungsrichtung von  $45^\circ$  (Abb. 4.23). Der Ausnutzungsgrad des Trapezbleches war aufgrund des niedrigeren Lastniveaus der BD2-Serie wesentlich geringer.

#### 4.1.6.4 Versuchskörper BD3

Der Versuchskörper BD3 unterschied sich von den anderen BD-Serien durch einen zusätzlichen Querbewehrungsstab unterhalb des Betondübels (Abb. 4.26).

Am Ende der Vorbelastung trat auf der Außenseite der Betongurte oberhalb der Aussparung der typische vertikale Riss auf, der mit zunehmender Last nach oben wanderte. Auf der Oberseite der Gurte war der erwartete Riss in Verlängerung des Bleches erst bei einem Lastniveau von 4400 kN zu erkennen. Er verlief nicht wie angenommen in Verlängerung des Bleches zur Gurtaußenseite, sondern zunächst in orthogonaler Richtung zum Trapezblech. Das bisher aufgetretene markante Aufbiegen der Gurte war durch den zusätzlichen Bewehrungsstab deutlich reduziert (Abb. 4.30). Vielmehr überwiegt das Spalten der Gurte durch die entstehenden Querkraftkräfte. Dies bestätigt auch die Messung der Rissbreite des vertikalen Risses auf der Außenseite. Während bei der BD2-Serie die Rissweite auf Traglastniveau lediglich 0,1 mm betrug, war die Rissöffnung bei demselben Lastniveau von 3700 kN bereits bei 0,13 mm bis 0,20 mm. Auf Traglastniveau erreichte die Rissbreite einen Wert von 0,42 mm bis 0,92 mm (Abb. 4.29).

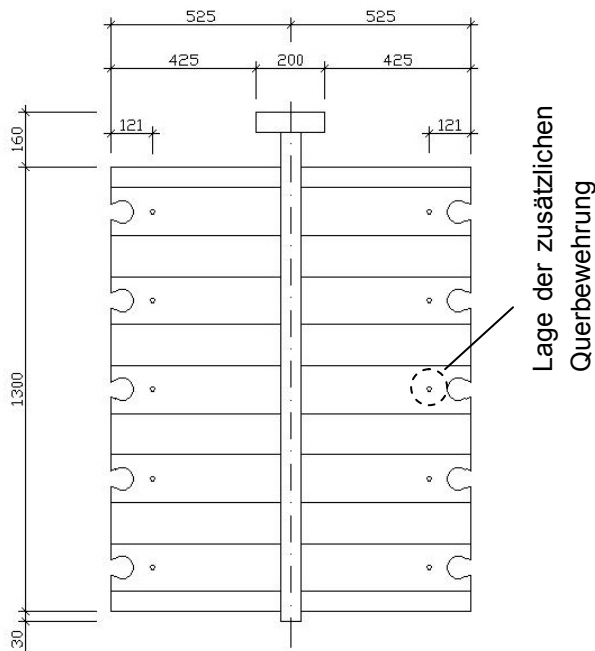


Abb. 4.26: Stahlbauplan des Versuchskörpers BD3

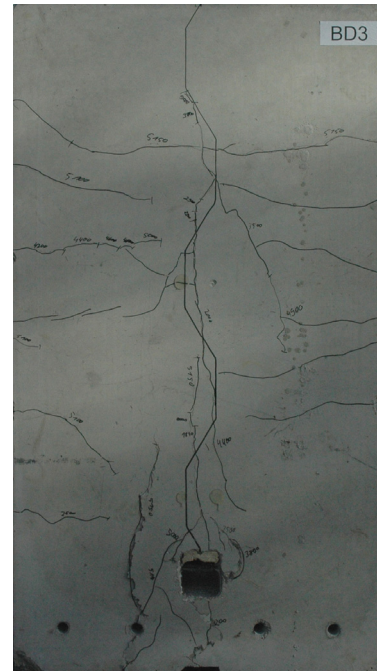


Abb. 4.27: Rissbild des Versuchskörpers BD3

Die Auswertung der Dehnmessstreifen an der zusätzlichen Querbewehrung ergab auf Traglastniveau eine maximale Dehnung von 1,9 ‰. Aufgrund der kleinen Bohrung kam es zum Kontakt zwischen Trapezblech und Querbewehrung. Ein Teil der Schubkraft konnte somit direkt über diese Kontaktfläche übertragen werden. Die Dehnungsverteilung für die Dübelbewehrung ist in Abb. 4.28 dargestellt. Sie zeigt einen ähnlichen Verlauf wie für die Versuchskörper der BD2-Serie, weist jedoch aufgrund der zusätzlichen Querbewehrung etwas geringere Dehnungen auf.

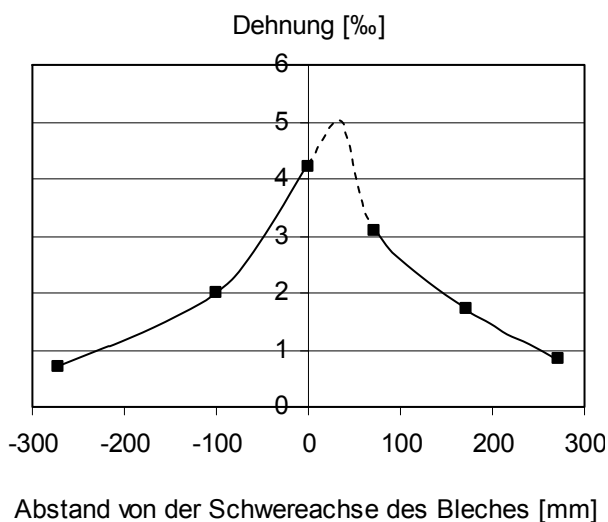


Abb. 4.28: Dehnungsverteilung an der Dübelbewehrung auf Traglastniveau

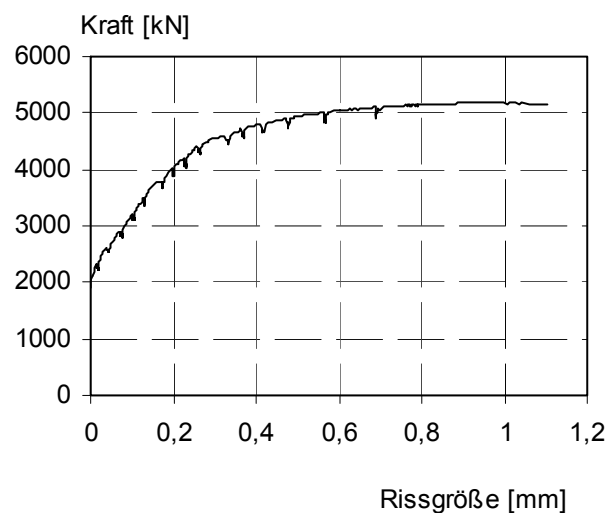


Abb. 4.29: Rissverhalten auf der Außenseite



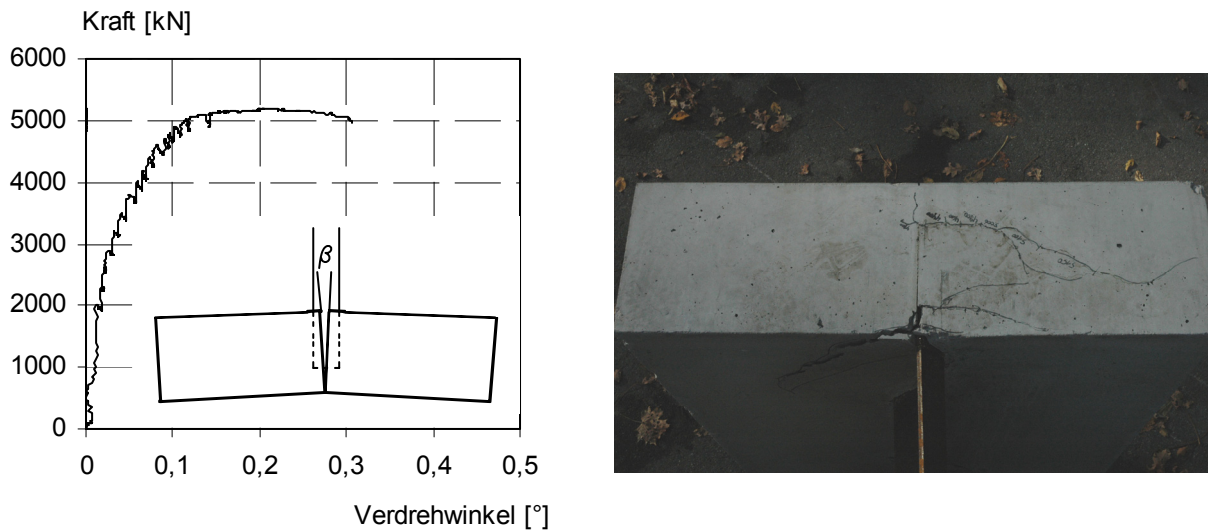


Abb. 4.30: Rissentwicklung auf der Oberseite und Aufbiegen des Gurtes

Bei einem Lastniveau von 4700 kN konnte auf der Innenseite an den Faltungskanten ein beginnender Betonausbruch festgestellt werden, der bei etwa 5150 kN zu großflächigen Verwerfungen und Abplatzungen führte. Die Traglast war bei 5182 kN und 7,4 mm Schlupf erreicht. Ein Fließen des Trapezbleches außerhalb der Verbundfuge stellte letztendlich den maßgebenden Versagensgrund dar. Bei etwa 10 mm Schlupf waren auf der Innenseite der Gurte massive Betonschäden in Form von Abplatzungen festzustellen. Aufgrund eines Defektes an der Ölpumpe musste bei Wiedererreichen von 4915 kN im Nachbruchbereich der Versuch frühzeitig abgebrochen werden. Abb. 4.31 zeigt die Last-Schlupf Beziehung des Versuchskörpers BD3.

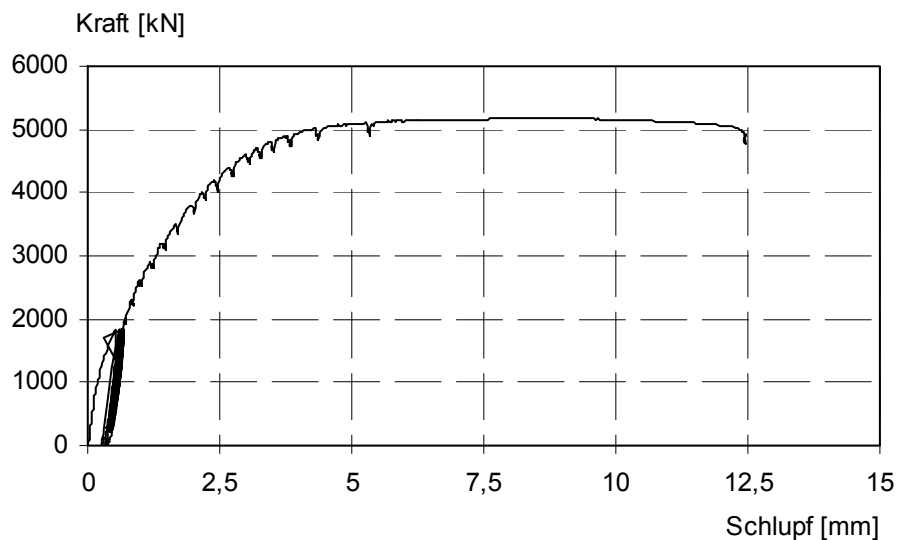


Abb. 4.31: Last-Schlupf Beziehung des Probekörpers BD3

#### 4.1.7 Zusammenfassung

Die Tabelle 4.6 gibt einen Überblick über die durchgeführten Versuche mit den erreichten Tragfähigkeiten. Die angegebenen Maximallasten beziehen auf den gesamten Push-out-Körper mit zwei Betongurten. Der Schubfluss bezieht sich auf einen Meter projizierte Blechlänge. Der bei Traglast auftretende maximale Schlupf wurde um die Schlupfwerte aus Vorbelastung bereinigt. Die Umrechnung zwischen Würfel- und Zylinderdruckfestigkeit erfolgte nach Model Code [CEB-FIP (1990)]. Die Referenzkörper weisen auf Traglastniveau sehr große Schlupfwerte auf. Die Steifigkeit dieser Verbundfugen ist gegenüber den Versuchskörpern mit Verbundmittel daher deutlich geringer. Bereits vor dem Erreichen der Traglast kam es zum plötzlichen Rutschen in der Fuge. Die maximale Versuchslast wurde durch ein kontinuierliches Durchschieben des Trapezbleches durch den Betongurt geprägt. Das Tragverhalten der geprüften Körper mit Verbundmittel kann als äußerst duktil bezeichnet werden. Ein Versagen kündigte sich mit großen Betonabplatzungen an den Faltungskanten sowie durch ein Aufbiegen der Gurte und ein damit verbundenes Öffnen der Fuge an. Beim Zerlegen der Probekörper konnte festgestellt werden, dass der Beton im Bereich der Dübelaussparungen völlig zerstört war und sandartig aus der Öffnung rieselte. Das Versagen des Versuchskörpers BD3 war mit Stahlfließen außerhalb der Verbundfuge verbunden, in Kombination mit Betonabplatzungen an den Faltungskanten.

Bei allen Versuchskörpern konnte die Rotation der geraden Blechabschnitte beobachtet werden. In Abb. 4.32 sind die, um die Vorbelastung bereinigten, Last-Schlupf-Beziehungen von jeweils einem typischen Vertreter der verschiedenen Versuchsgruppen dargestellt.

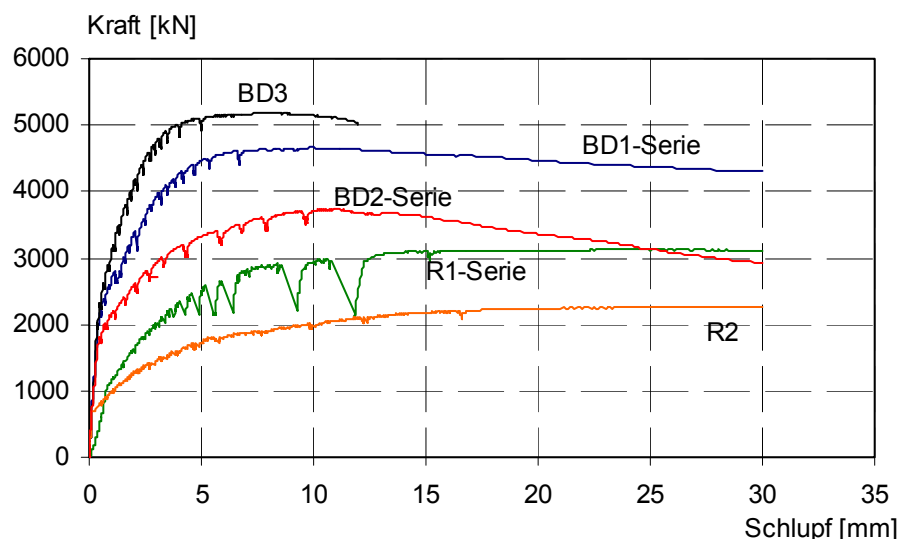


Abb. 4.32: Vergleich der Last-Schlupf Beziehungen

Tabelle 4.6: Übersicht über die Ergebnisse der Push-out Versuche

Körper	Druckfestigkeit der Gurte links/rechts	Maximale Versuchslast	Maximaler Schubfluss	Schlupf bei Maximallast links/rechts	Schlupf durch Vor- belastung	Versagensart
	$f_c$ [MPa]	$P_L$ [kN]	$T_L$ [kN/m]	$s$ [mm]	$sv$ [mm]	
R1-1	31,3/28,8	2809	1080,4	29,8 <sup>1)</sup>	5,9	Betonversagen am Fußpunkt; Versuch daher nicht repräsentativ
R1-2	30,7/27,7	3130	1203,8	22,7 <sup>2)</sup>	1,7	Aufbiegen beider Gurte; Blech schiebt sich durch
R2	30,2/30,0	2267	871,9	30,0/28,3	1,7/1,7	Aufbiegen beider Gurte; Blech schiebt sich durch
R3	30,2/28,4	2664	1024,6	32,7/29,6	2,6/5,6	Aufbiegen beider Gurte; Blech schiebt sich durch
BD1-1	31,3/28,3	4693	1805	11,5/11,7	0,1/0,2	Aufbiegen der Gurte; Betonausbruch an den Blechkanten; Versagen des Betondübels
BD1-2	30,7/27,7	4721,5	1816	10,8/11,3	0,7/0,9	Aufbiegen der Gurte; Betonausbruch an den Blechkanten; Versagen des Betondübels
BD1-3	28,8/29,6	4660	1792,3	9,8/11,5	0,6/1,3	Aufbiegen der Gurte; Betonausbruch an den Blechkanten; Versagen des Betondübels
BD2-1	28,8/29,6	3737	1437,3	8,7/10,8	1,1/1,3	Aufbiegen der Gurte; Betonausbruch an den Blechkanten; Versagen des Betondübels
BD2-2	27,7/30,7	3843	1478,1	10,0/12,3	0,5/1,3	Aufbiegen der Gurte; Betonausbruch an den Blechkanten; Versagen des Betondübels
BD2-3	27,7/30,0	3767,5	1449	10,0/11,0	0,8/1,1	Aufbiegen der Gurte; Betonausbruch an den Blechkanten; Versagen des Betondübels
BD3	29,6/28,4	5182	1993,1	7,4/6,3	0,3/0,2	Versagen des freien, trapezförmig gefalteten Stegbleches; Betonausbruch an den Blechkanten
<sup>1)</sup> Schlupf konnte zuverlässig nur bis zur Last von 2700 kN gemessen werden. Der angegebene Schlupf wurde dann über den Maschinenweg ermittelt. <sup>2)</sup> Schlupf konnte zuverlässig nur bis 2500 kN gemessen werden.						

## 4.2 Querbiegeversuche

### 4.2.1 Versuchsprogramm

Durch die im Vergleich zu ebenen Blechen große Steifigkeit des Trapezbleches orthogonal zur Blechebene, entstehen in der Verbundfuge Querbiegemomente. Zur Bestätigung der hierfür in Kapitel 3 entwickelten Stabwerkmodelle wurden im Rahmen des Forschungsvorhabens sechs Querbiegeversuche durchgeführt. Diese waren entsprechend den Push-out-Versuchen unterteilt in Referenzversuche, d.h. Versuche ohne Verbundmittel und Versuche mit Betondübel. Die Referenzkörper unterschieden sich in der Einbindetiefe sowie einer aus der Stabwerkmodellierung bestimmten Zulagebewehrung (siehe Abb. 3.25) direkt oberhalb des Bleches. Die untersuchten Einbindetiefen betragen 100 mm und 175 mm. Die Probekörper mit Betondübel entsprachen vom Aufbau und den variierten Parametern denen der Referenzkörper. Die Dübelform, die Anordnung und die Dübelbewehrung blieben gegenüber den Push-out-Versuchen unverändert. Um ein Fließen des Trapezbleches außerhalb der Verbundfuge als Versagenskriterium zu vermeiden musste eine Blechdicke von 16 mm verwendet werden. Tabelle 4.7 gibt einen Überblick über das Versuchsprogramm.

Tabelle 4.7: Versuchsprogramm Querbiegeversuche

	RQ-1	RQ-2	RQ-3	BD-Q1	BD-Q2	BD-Q3
Anzahl	1	1	1	1	1	1
Verbundmittel	--	--	--	•	•	•
Einbindetiefe	100 mm	175 mm	175 mm	100 mm	175 mm	175 mm
Zulage- Bewehrung	Ø12	--	Ø12	Ø12	--	Ø12
Blechdicke	16 mm	16 mm	16 mm	16 mm	16 mm	16 mm
Betongurtdicke	300 mm	300 mm	300 mm	300 mm	300 mm	300 mm
Betongüte	C20/25	C20/25	C20/25	C20/25	C20/25	C20/25
Stahlgüte	P460NL1	P460NL1	P460NL1	P460NL1	P460NL1	P460NL1

Da Bleche mit einer Dicke von 16 mm und in einer Stahlgüte von S460M auf dem Markt in so geringen Mengen nicht zu beschaffen waren, wurde auf Behälterstahl P460NL1 zurückgegriffen. Der zur Verfügung stehende Betonquerschnitt oberhalb des einbindenden Trapezbleches ist für die Lastabtragung von entscheidender Bedeutung und somit die in diesem Bereich eingelegte Bügel- bzw. Zulagebewehrung. Um einen zu engen Abstand zwischen Bügel- und Zulagebewehrung zu ver-

meiden, wurde die Betondeckung auf zwei Zentimeter reduziert und die Betongurtdicke im Vergleich zu den Push-out-Körpern auf 30 cm erhöht.

#### 4.2.2 Versuchsaufbau

Die Herstellung der Versuchskörper erfolgte im Fertigteilwerk der Firma Max Bögl. Die Gurtplatte wurde in horizontaler Lage betoniert. Das unbeschichtete Trapezblech konnte mittels einer kleinen Hilfskonstruktion genau eingemessen werden. Die Verdichtung des Betons erfolgte sowohl mit einem Tisch- also auch mit einem Flaschenrüttler. Die Probekörper wurden an der Luft gelagert.

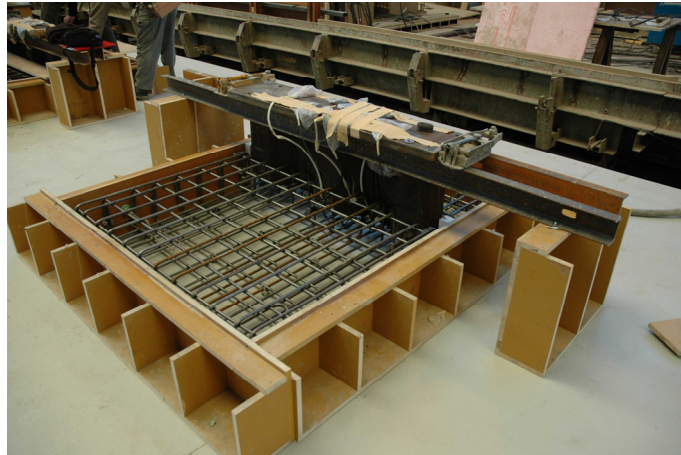


Abb. 4.33: Herstellung des Versuchskörpers

Sämtliche Versuchskörper besaßen eine Grundbewehrung aus brillenförmigen Bügeln  $\varnothing 12$  die jeweils an den Faltungskanten angeordnet waren sowie eine Querbewehrung desselben Durchmessers. Die Zulagebewehrung, ebenfalls  $\varnothing 12$ , wurde 2 cm oberhalb des Bleches an den Faltungskanten an den vertikalen Bügelschenkeln befestigt (Abb. 4.34).

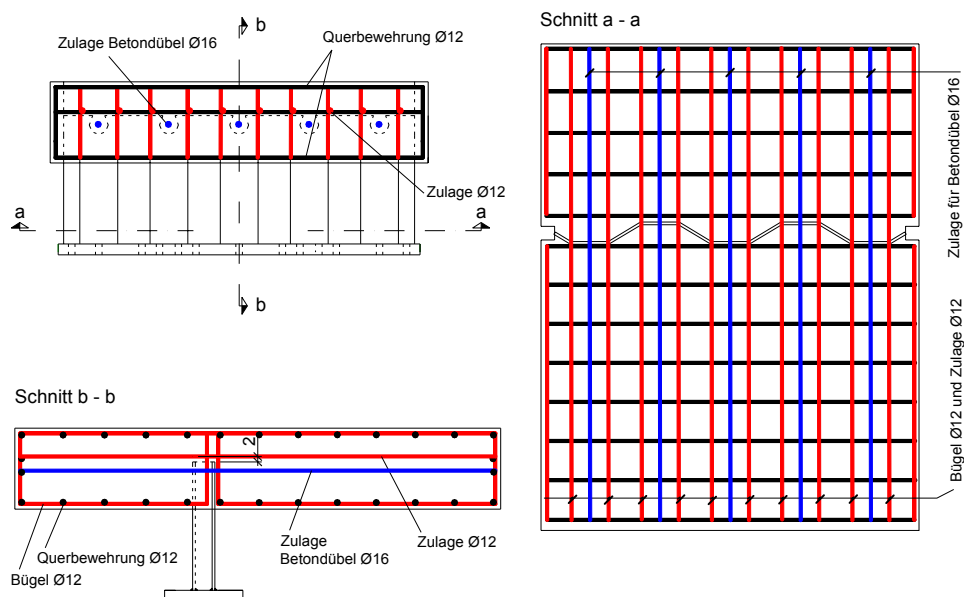


Abb. 4.34: Bewehrung des Körpers BD-Q3

Zur Aufnahme des Biegemomentes wurde auf dem Spannboden eine speziell für die Querbiegeversuche entwickelte Unterkonstruktion aufgespannt. Die Versuchskörper konnten so mittels einer angeschweißten Quersteife direkt auf die Unterkonstruktion geschraubt werden. Die Lasteinleitung erfolgte in einem Meter Abstand zur Trapezblechschwereachse über einen ausgesteiften Lasteinleitungsträger. Zur Sicherstellung einer gleichmäßigen Lasteinleitung wurde der Träger über die komplette Versuchskörperbreite in ein Mörtelbett gesetzt. Um die erwarteten Verformungen zwangsfrei aufnehmen zu können, war zwischen Pressenkolben und Lasteinleitungsträger eine Kalotte sowie eine Gleitschicht aus Teflon vorgesehen.

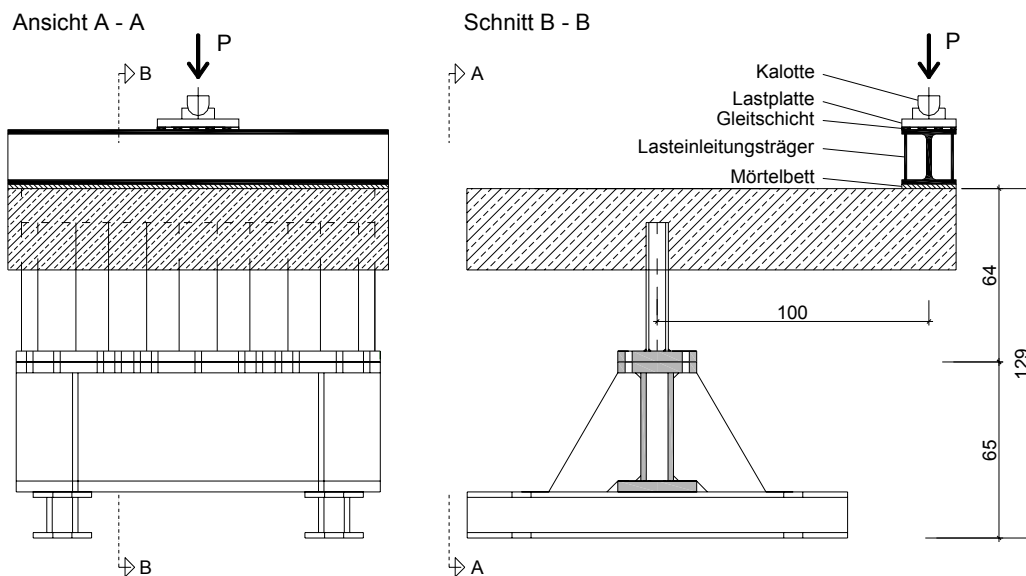


Abb. 4.35: Versuchsaufbau Querbiegung

### 4.2.3 Messeinrichtung

Die Anordnung der ohmschen Wegaufnehmer am Versuchskörper zeigt Abb. 4.36. Zur Bestimmung der Betondehnungen an der Gurtoberseite wurden in der Mitte des Gurtes, in einem Raster von 200 mm, Setzdehnungsmesser (SDM1 bis SDM8) mit einer Messlänge von 200 mm angebracht, wobei SDM7 und SDM8 um jeweils ein halbe Wellenlänge aus der Mitte versetzt waren. Die horizontale Verformung, die durch die Rotation des Gurtes und des Steges entsteht, wird über die Wegaufnehmer H1-H4 bestimmt. Die Messgeber H1 und H2 maßen hierbei die gesamte Horizontalverschiebung des Versuchskörpers am Betongurt und H3 und H4 den Anteil der Verschiebung aus der elastischen Verformung des Trapezbleches. Die vertikalen Verformungen des Betongurtes lieferten die Messgeber V1 und V2, wobei V1 die Absenkung des Gurtes unter der Last aufzeichnete und V2 das Abheben des Gurtes auf der lastabgewandten Seite. Die vertikale Verschiebung relativ zum Trapezblech ließ sich über S1 bis S4 bestimmen. Die Wegaufnehmer mit den Bezeichnungen U1 bis U4 wurden mit der Heißklebepistole an der Unterseite des Betongurtes befestigt. Somit konnten die Stauchung des Betons an der lastzugewandten Seite und das Ablösen vom Blech auf der lastabgewandten Seite bestimmt werden. Um das in

Kapitel 3.3 beschriebene Aufbiegen des Gurtes zu erfassen, wurde über die Messgeber SP1 bis SP4, die jeweils links und rechts am Betongurt angebracht waren, die Öffnung des an dieser Stelle erwarteten Risses gemessen.

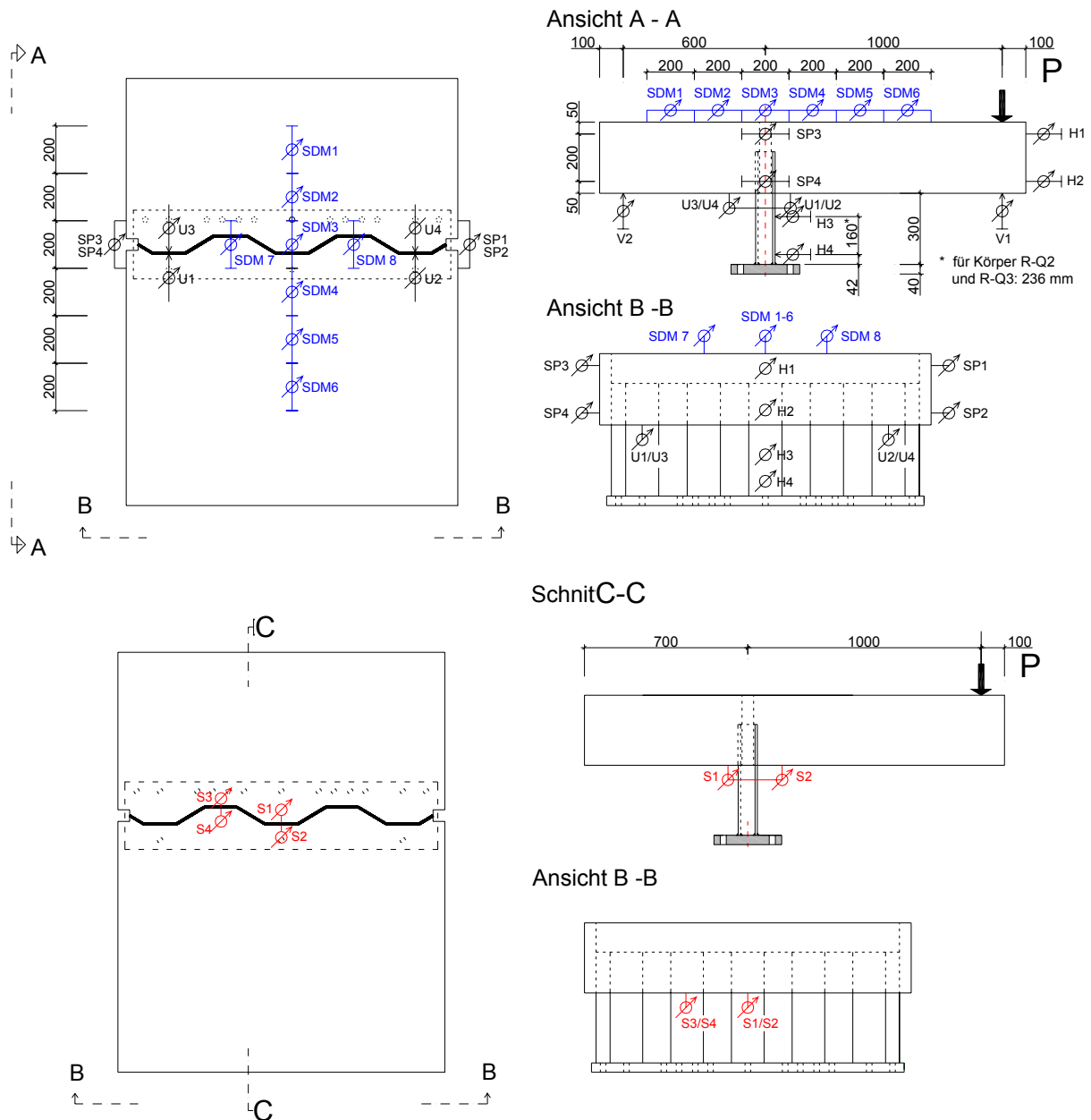


Abb. 4.36: Anordnung der Wegaufnehmer

Abb. 4.37 zeigt die Stellen, an denen Dehnungsmessungen am Baustahl durchgeführt wurden. Im einbindenden Teil des Trapezbleches wurde jeweils an einer Zug- bzw. Drucksicke sowie am schrägen Blechabschnitt gemessen. Dadurch soll der in Abb. 3.30 dargestellte Verlauf der Trajektorien nachvollzogen werden.

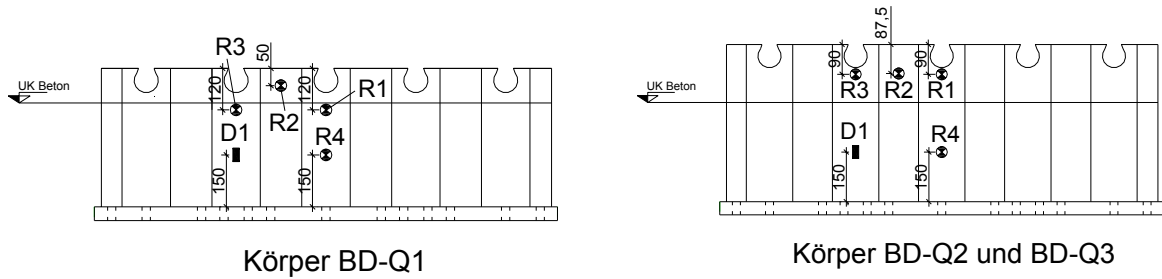


Abb. 4.37: Anordnung der Dehnmessstreifen und der Rosetten am Trapezblech

Entsprechend den Push-out-Körpern wurde auch bei diesen Probekörpern an je zwei versetzt angeordneten Bügeln oberhalb des Trapezbleches Dehnmessstreifen appliziert. Die Körper R-Q3 und BD-Q3 erhielten zusätzlich Messstellen an den vertikalen Bügelschenkeln. An allen Probekörpern mit Zulagebewehrung wurden entsprechend Abb. 4.38 Dehnmessstreifen an der Zulagebewehrung angebracht. Diese lagen direkt unterhalb der gemessenen Bügel. Die Körper mit Verbundmittel erhielten an je zwei Dübelbewehrungsstäben, jeweils an Druck- und Zugsicke, acht Dehnmessstreifen.

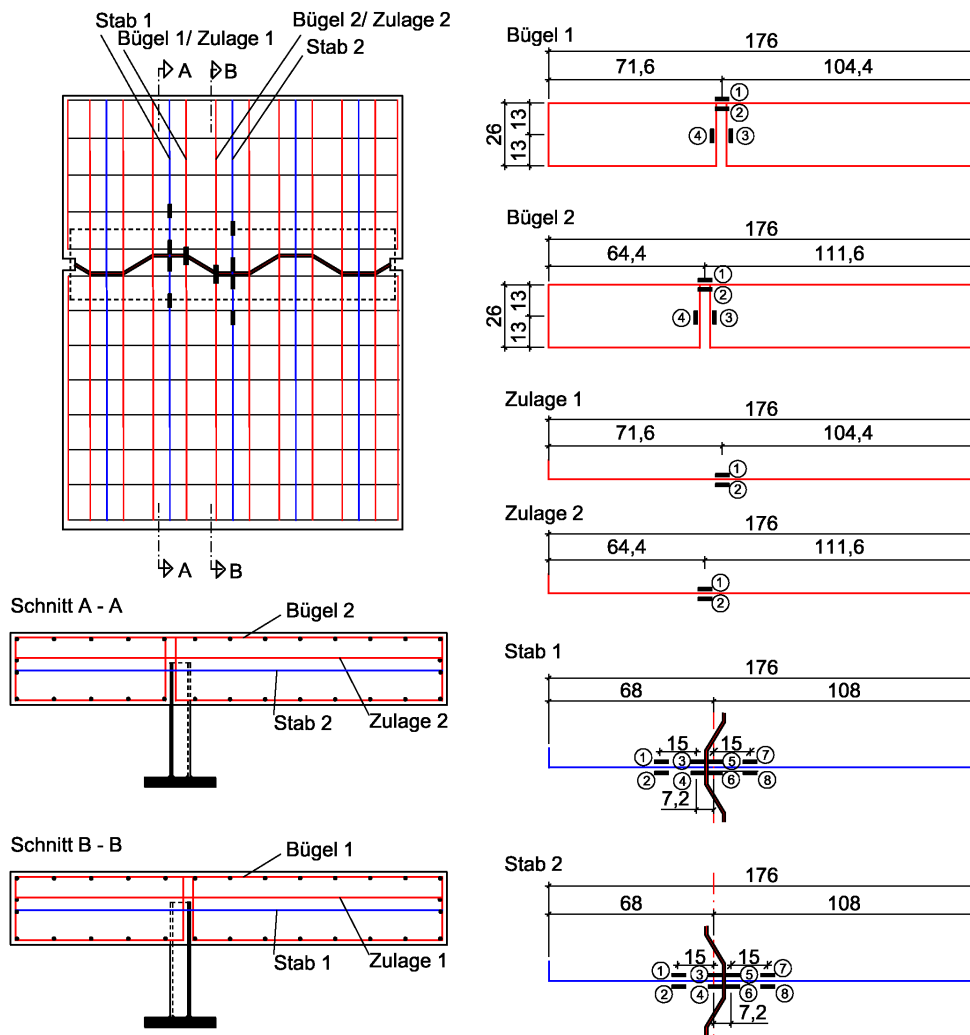


Abb. 4.38: Anordnung der Dehnmessstreifen an der Bewehrung



#### 4.2.4 Werkstoffe

Das Trapezblech besaß die Güte P460NL1 nach DIN EN 10025-3 (2003). Es lag ein Abnahmeprüfzeugnis 3.1 gemäß DIN EN 10204 (2005) vor.

Tabelle 4.8: Werkstoffkennwerte des Trapezbleches

Bauteil	Probendicke [mm]	$R_{eH}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$R_m$ [N/mm <sup>2</sup> ]	A [%]
Trapezblech	16,4	491	680	21

Von den Bewehrungsstäben, die zur Dehnungsmessung herangezogen wurden, sind je Durchmesser drei Zugproben nach DIN EN 10002-1 (2001) durchgeführt worden. Die Ergebnisse der Prüfung sind in Tabelle 4.9 dargestellt.

Tabelle 4.9: Werkstoffkennwerte der Betonstähle

Durchmesser $d_s$ [mm]	$R_{p0,2}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$R_m$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$A_{11,3}$ [%]
12	546	626	15,0
16	554	630	13

Für die Querbiegeversuche wurde Beton der Güte C20/25 verwendet. Aus insgesamt fünf Betonchargen wurden je drei Probewürfel mit einer Kantenlänge von 150 mm und drei Prismen mit den Abmessungen L/H/B = 500/100/100 [mm] zur Bestimmung der Betondruck- und Biegezugfestigkeit hergestellt. In Tabelle 4.10 ist für die Versuchsserien die mittlere Druckfestigkeit ( $f_{cm,cube}$ ) sowie die Biegezugfestigkeit ( $f_{ct,fl}$ ) zusammengestellt.

Tabelle 4.10: Betonkennwerte

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, RQ-3	30,3	3,6
2	13.04.07	53	BD-Q2, BD-Q3	28,8	3,3
3	18.04.07	56	R-Q1, BD-Q1	28,7	3,2

#### 4.2.5 Versuchsablauf

Die Versuche wurden an der Materialprüfungsanstalt der Universität Stuttgart (MPA Stuttgart) durchgeführt. Die Durchführung der Versuche erfolgte weggeregelt mit

einer Vorschubgeschwindigkeit von 0,01 mm/s. Die Wegsteuerung regelte ein Steuercomputer mit entsprechender Software. Die Messdaten wurden über einen Datenlogger (Typ Optilog) auf einem separaten Rechner erfasst.

Durch die große Rotation des Betonkörpers entstanden Abtriebskräfte auf den Maschinenkolben, so dass etwa bei 100 mm Maschinenweg der Versuchskörper entlastet werden musste und ein Keil zwischen Kalotte und Verteilungsträger eingebaut wurde.

Alle Körper wurden je nach Typ mit zwischen 10 kN und 30 kN vorbelastet und anschließend wieder entlastet. Bei den Versuchskörpern R-Q1 und BD-Q1 wurden 50 Lastzyklen zwischen einem Lastniveau von 25% und 60% der Traglast durchgeführt. Hierbei sollte eine Tendenz für das Öffnen der Fuge unter zyklischer Belastung bestimmt werden. Abb. 4.39 zeigt den Probekörper im Versuchsstand.

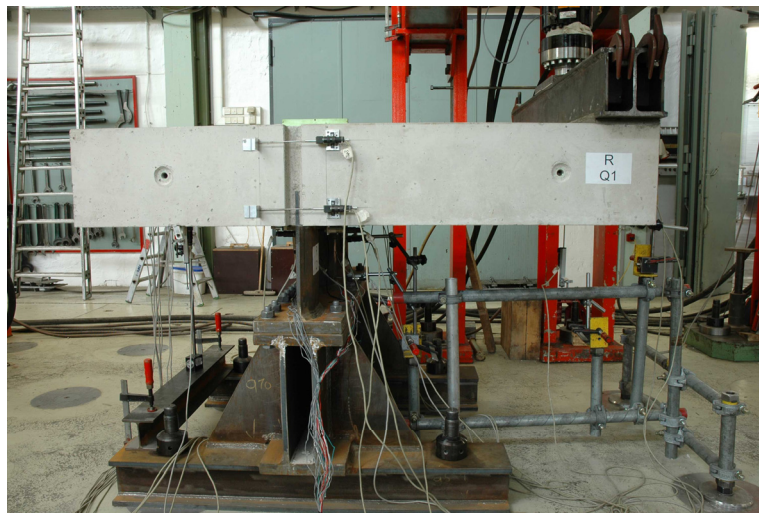


Abb. 4.39: Prüfkörper R-Q1 im Versuchsstand

### 4.2.6 Versuchsergebnisse

#### 4.2.6.1 Referenzkörper

Die Referenzkörper unterschieden sich in der Einbindetiefe und der Zulagebewehrung. Während R-Q2 und R-Q3 beide 175 mm in den Beton einbanden, betrug die Einbindetiefe des R-Q1 lediglich 100 mm. R-Q1 und R-Q3 waren mit einer Zulagebewehrung  $\varnothing 12$  ausgebildet worden. Es hat sich gezeigt, dass beide Körper mit Zulagebewehrung wesentlich höhere Tragfähigkeiten erreichten. Bei allen Körpern trat ein vertikaler Riss auf, beginnend vom Trapezblech senkrecht nach oben (Abb. 4.40). Das Tragverhalten des Versuchskörpers R-Q2 ohne Zulagebewehrung war geprägt durch ein sehr starkes Aufbiegen des Betongurtes (Abb. 4.41), was letztendlich zu einem Versagen der Betondruckzone auf der Oberseite des Gurtes führte (Abb. 4.42).

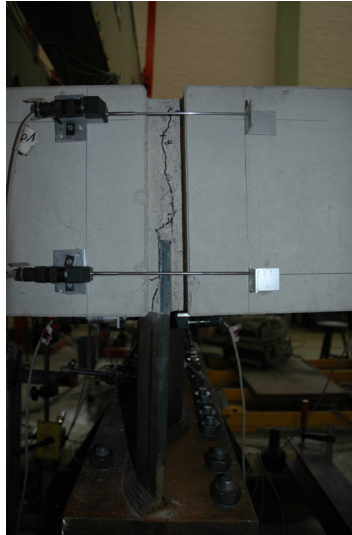


Abb. 4.40: Typischer Riss bei allen Versuchskörpern

Diese schuppenartigen Ausbrüche (Abb. 4.42) begannen bei einem Lastniveau von etwa 20 kNm und nahmen sehr schnell zu. Bei 21,5 kNm war die Traglast erreicht. Nach dem Auftreten des ersten Risses bei 16 kNm (Abb. 4.40), in Verlängerung des Bleches in Richtung Gurtoberseite, kam es zu einem plötzlichen Lastabfall auf 11 kN. Den gleichen Versuchskörper, jedoch mit Zulagebewehrung, stellte R-Q3 dar. Dieser erreichte eine Traglast von 120,9 kNm. Bei etwa 30 kNm wurde der typische, erste Riss oberhalb des Bleches sichtbar, der bei weiterer Laststeigerung in Richtung Gurtoberseite wanderte.

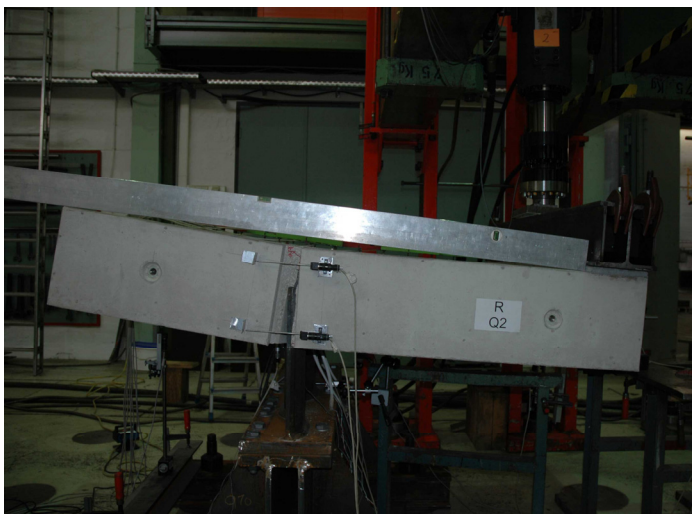


Abb. 4.41: Aufbiegen des Betongurtes bei R-Q2



Abb. 4.42: Versagen der Druckzone bei R-Q2

Ein Aufbiegen des Gurtes war bei diesem Versuchskörper R-Q3 weniger stark ausgeprägt. Mit dem Beginn des Fließens der Zulagebewehrung nahm dieses Aufbiegen des Gurtes jedoch zu und führte zu einem Betondruckversagen auf der Oberseite. Das schuppenartige Abplatzen fand hierbei um etwa 10 cm aus der Trapezblechachse versetzt statt. Das Versagen des Versuchskörpers R-Q1 mit 100 mm Einbindetiefe und Zulagebewehrung war gekennzeichnet durch ein Abplatzen des Betons auf

der lastzugewandten Unterseite (untere Abstützstelle) sowie durch ein Ausbrechen des Trapezbleches auf der lastabgewandten Seite. Bei diesem Versuchskörper sollte durch 50 Lastzyklen das Ablösen des Betons auf der lastabgewandten Unterseite des Betons und somit ein Klaffen zwischen Trapezblech und Gurt festgestellt werden. Über die Messgeber U3 und U4 ließ sich eine Zunahme des Klaffens um 0,3 mm während den 50 Lastzyklen feststellen. Allerdings war aufgrund der geringeren Einbindetiefe eine wesentlich geringere Steifigkeit der Last-Rotationskurve zu beobachten. Abb. 4.43 zeigt die Last-Rotationskurven der drei Referenzkörper. Die Rotation ist hierbei die reine Verdrehung zwischen Trapezblech und Betongurt. Der Vergleich der beiden Versuchskörper R-Q2 und R-Q3 zeigt den großen Einfluss der Zulagebewehrung oberhalb des Bleches.

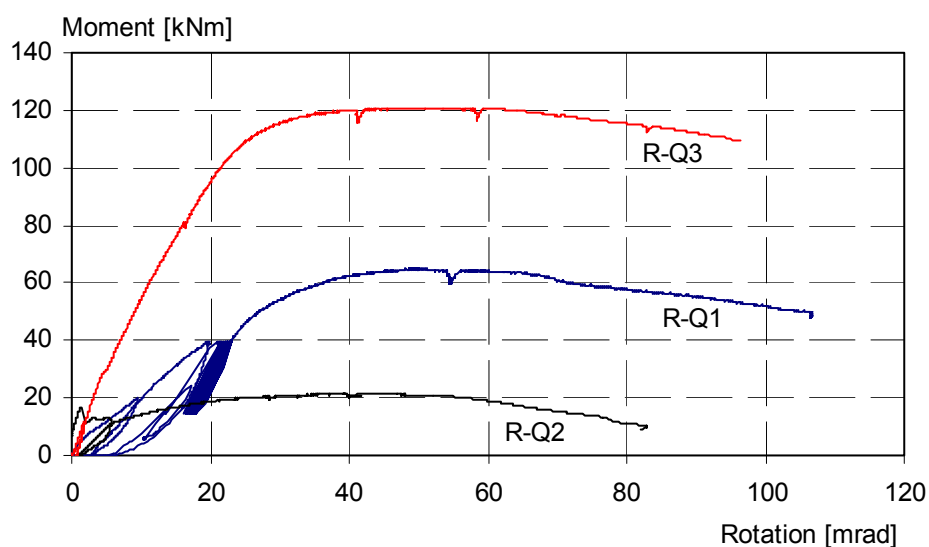


Abb. 4.43: Last-Rotationskurven der Referenzkörper

#### 4.2.6.2 Versuchskörper mit Betondübel

Die Versuchskörper mit Betondübel hatten die Bezeichnung BD-Q1 bis BD-Q3. Entsprechend den Referenzkörpern unterschieden sich diese in der Einbindetiefe und der Zulagebewehrung. Der Probekörper mit der geringsten Traglast war BD-Q1 mit 100 mm Einbindung und Zulagebewehrung. Als Versagensgrund war entsprechend dem Referenzkörper R-Q1 mit gleicher Einbindetiefe, ein Betonausbruch auf der lastabgewandten, unteren Betongurtseite festzustellen sowie Betonabplatzungen an der unteren Abstützstelle.



Abb. 4.44: Betonausbruch bei Körper BD-Q1 nach Überschreiten der Maximallast



Abb. 4.45: Versagen der unteren Abstützstelle beim BD-Q2

Die durchgeführten 50 Lastzyklen zwischen 15 und 40 kNm ergaben ein Ablösen des Betons von 0,2 mm. Bereits bei 8 kNm trat der typische erste Riss oberhalb des Bleches auf. Aufgrund des räumlichen Lastabtrags (Kapitel 3.3) entstand bei etwa 55 kNm ein weiterer Riss auf der lastabgewandten unteren Betongurtseite, senkrecht zu einer Zugsicke verlaufend. Die Traglast war bei 62,6 kNm erreicht.

Die Traglast des BD-Q2 mit 175 mm Einbindetiefe und ohne Zulagebewehrung lag bei 153,8 kNm. Nach der Vorbelastung, die bis zu einem Lastniveau von 20 kNm durchgeführt wurde, war ein kurzer Riss oberhalb des Bleches zuerkennen, der sich mit zunehmender Last weiter nach oben hin ausbreitete. Bei 80 kNm traten die ersten Biegerisse auf der Oberseite des Betongurtes auf, die bei weiterer Laststeigerung in Richtung Lasteinleitung zunahm. Bei etwa 85% der Traglast begann auf der lastzugewandten unteren Betongurtseite ein Druckzonenversagen. Nach Versuchsende und nach Freilegen des Trapezbleches konnte das in Abb. 3.29 dargestellte Tragverhalten des Trapezbleches anhand der Verformungen des Betondübels bestätigt werden. Die Betondübelausparung, die ursprünglich 45 mm betrug, hatte im Anschluss des Versuches an den Drucksicken etwa 48 mm und an den Zugsicken etwa 38 mm (Abb. 4.46 und Abb. 4.47) betragen. Diese hohe Beanspruchung in Längsrichtung des Trapezbleches zeigte sich auch bei der Auswertung der Rosetten. Die Rosette 1, die direkt unterhalb der Aussparung im Blech angebracht war, zeigte ab etwa 115 kNm ein Plastizieren in horizontaler Richtung und ein sehr geringes Spannungsniveau im Blech in vertikaler Richtung (Abb. 4.48). Die an der Zugsicke angebrachte Rosette 3 wies dagegen hohe horizontale Druckdehnungen auf. Bei der außerhalb des Betons liegenden Rosette R4 sind die horizontalen Beanspruchungen gering. Hier überwiegen, entsprechend des Trajektorienbildes, die vertikalen Spannungen.

Die größte Tragfähigkeit der drei Probekörper mit Verbundmittel erreichte BD-Q3 mit 175 mm Einbindung und Zulagebewehrung. Nach den typischen vertikalen Rissen oberhalb des Bleches, traten bei etwa 85 kNm erste Biegerisse auf der Gurtoberseite auf, die bei weiterer Laststeigerung in Richtung Lasteinleitung zunahm. Bei 141 kNm begann die untere Abstützstelle deutlich abzubröseln.

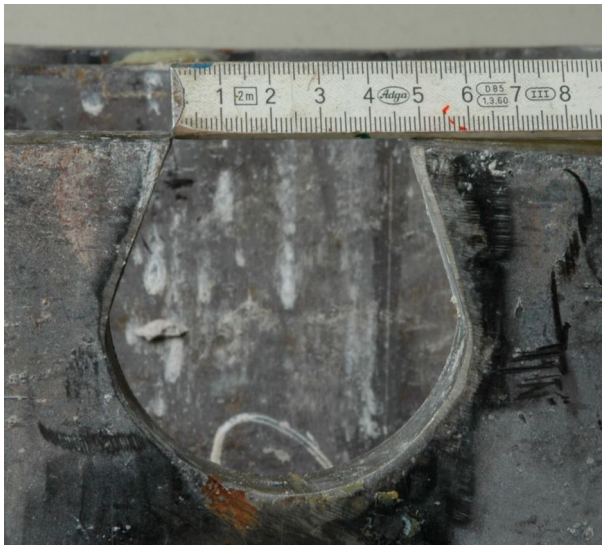


Abb. 4.46: Aufweitung des Dübels in der Drucksicke



Abb. 4.47: Schließen des Dübels in der Zugsicke

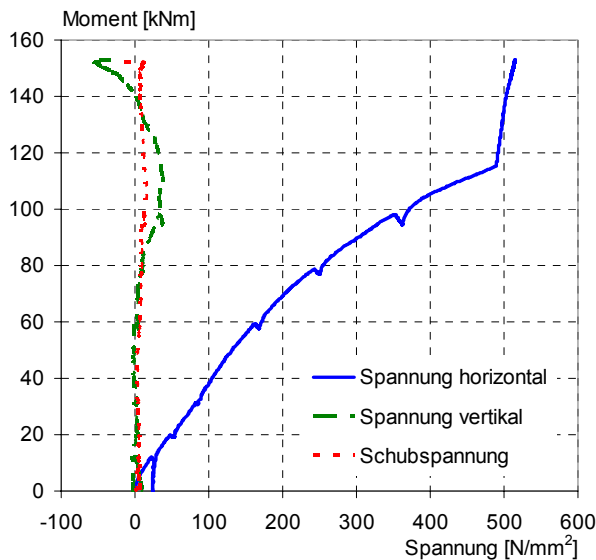


Abb. 4.48: Auswertung der Rosette 1 von Körper BD-Q2

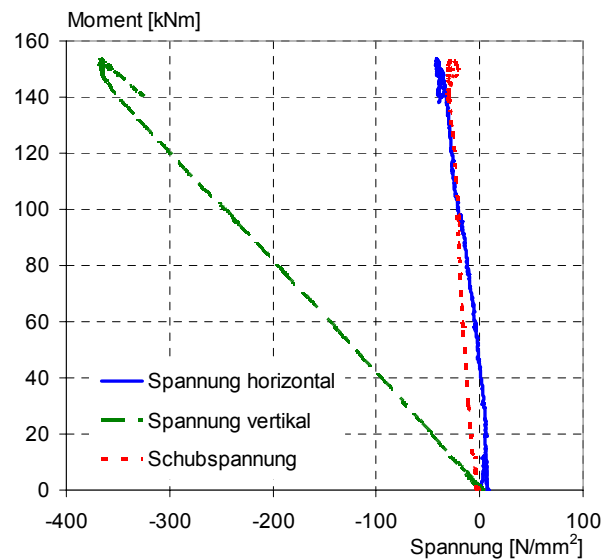


Abb. 4.49: Auswertung der Rosette 4 von Körper BD-Q2

Bei 160 kNm brachen an dieser Stelle größere Betonstücke heraus. Die Traglast wurde bei 181,7 kNm erreicht. Kurz vor Erreichen der Traglast waren die senkrecht zur Blechebene verlaufenden Risse auf der lastabgewandten unteren Betongurtseite zu sehen. Das Lösen des Betongurtes vom Stegblech auf der lastabgewandten Seite sowie die Abstützung des Gurtes am Blech auf der lastzugewandten Seite zeigt Abb. 4.50. Da sich die Messungen von U1 und U2 bzw. U3 und U4 nicht unterscheiden, wird auf die Darstellung von U2 und U4 in Abb. 4.50 verzichtet. Ab etwa 90% der Traglast war an den Messgebern U1 und U2 deutlich das Versagen der unteren Druckzone zuerkennen. Auf der lastabgewandten Seite war bereits bei einem Moment von 100 kNm ein Ablösen des Gurtes von 1 mm zu beobachten.

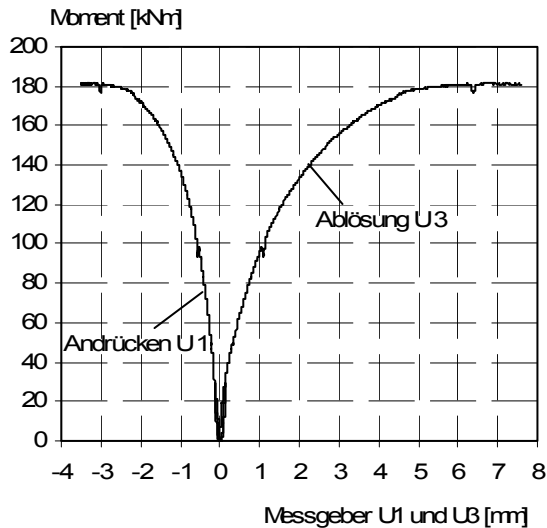


Abb. 4.50: Ablösen und Abstützen des Gurtes

Abb. 4.51: Ablösen des Gurtes bei BD-Q3

Bei etwa 170 kNm begann das Fließen der Dübelbewehrung einzusetzen. Mit Erreichen der Traglast war auch die Streckgrenze der Zulagebewehrung erreicht.

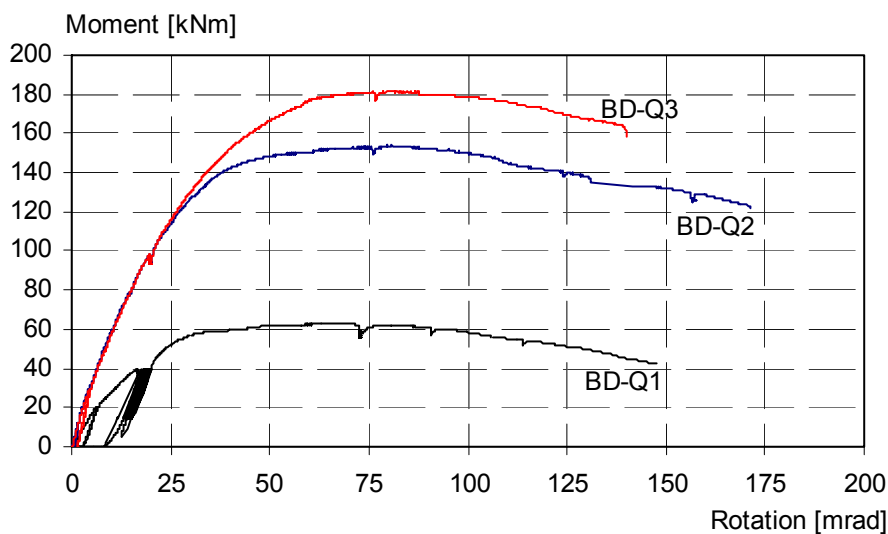


Abb. 4.52: Last-Rotationskurven der Versuchskörper mit Verbundmittel

#### 4.2.7 Zusammenfassung

Tabelle 4.11 zeigt die Versuchsergebnisse im Überblick. Es bestätigte sich, dass die oberhalb des Bleches eingelegte Zulagebewehrung ein Aufbiegen des Gurtes behindert und somit zu einer deutlichen Tragfähigkeitssteigerung führt (vgl. R-Q2 und R-Q3). Dieser Effekt wirkt sich bei den Referenzkörpern ohne Verbundmittel wesentlich stärker aus als bei den Versuchskörpern mit Verbundmittel, da hier durch die Betondübelbewehrung bereits Bewehrung vorhanden ist und ein Aufbiegen somit behindert wird.

Tabelle 4.11: Versuchslasten und Versagensarten

Körper	Einbindetiefe [mm]	Maximales Moment $M_u$ [kNm]	Verdrehung beim maximalen Moment $\Phi$ [mrad]	Versagensart
R-Q1	100	65,1	49,5	Betondruckzone unten; Betonausbruch lastabgewandte Seite
R-Q2	175	21,5	43,7	Aufbiegen $\rightarrow$ Versagen der Betondruckzone
R-Q3	175	120,9	59,9	Fließen der Zulagebewehrung $\rightarrow$ Aufbiegen $\rightarrow$ Versagen der Betondruckzone oben
BD-Q1	100	62,6	64,4	Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite unten und Betondruckzone unten
BD-Q2	175	153,8	79,6	Betondruckzone unten; Eingebundenes Blech plastiziert in horizontaler Richtung
BD-Q3	175	181,7	81,2	Betondruckzone unten; Eingebundenes Blech plastiziert in horizontaler Richtung

Bei zu geringer Einbindetiefe des Trapezbleches in den Betongurt können die in den vertikalen Bügelschenkeln auftretenden Zugkräfte nicht vollständig in den Betongurt über Verbund eingeleitet werden. Die zur Verfügung stehende Verankerungslänge ist aufgrund der geringen Einbindetiefe des Bleches zu kurz und es kommt zum Ausbrechen des Trapezbleches auf der Unterseite des Betongurtes (vgl. R-Q1 und BD-Q1).

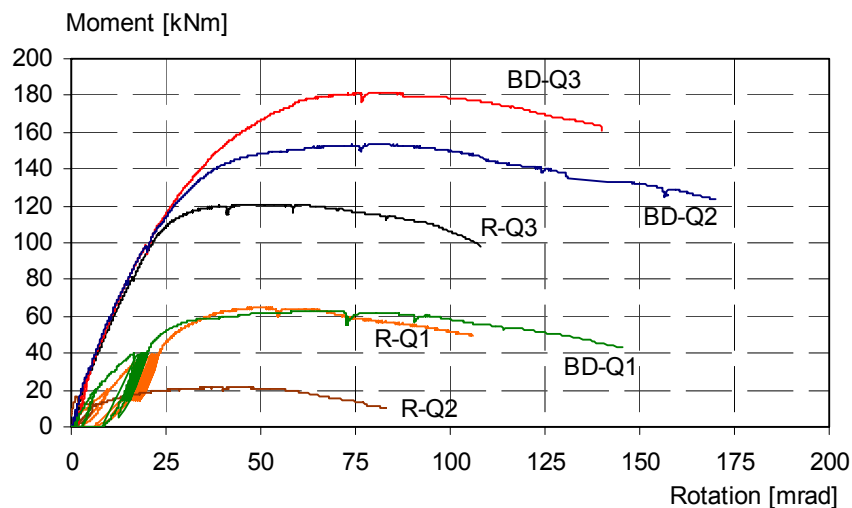


Abb. 4.53: Last-Rotationskurven der Versuchskörper



## **5 Numerische Parameterstudie zur Verbundfuge**

## 5.1 Längsschub

### 5.1.1 Allgemeines

Dieses Kapitel baut auf den bisherigen Erkenntnissen zum Tragverhalten der Verbundfuge unter Längsschubbeanspruchung aus FE-Berechnungen und Versuche auf. Durch die Variation der am Verbund beteiligten Material- und Geometrieparameter sollen ihre Einflüsse auf das Tragverhalten der Verbundfuge analysiert werden. Die FE-Modelle unterscheiden sich hinsichtlich der Voruntersuchungen durch die Lagerung. Um die Element- und Knotenzahl zu reduzieren und somit die Rechenzeit deutlich zu verkürzen, wird für die Parameterstudie der sich unterhalb der Aussparung befindende Beton nicht modelliert. Abb. 5.1 zeigt den Einfluss dieser Modelländerung am Beispiel der Probekörper BD1-3 und R1-2. Es ist ersichtlich, dass die Tragfähigkeiten auch am geänderten Modell gut nachvollzogen werden können. Lediglich die Steifigkeit wird etwas überschätzt.

Um ein geeignetes Bemessungskonzept zu erarbeiten, ist es erforderlich, die Tragfähigkeiten der untersuchten Verbundmittel und des einbindenden Trapezbleches zu kennen. Die einzelnen Anteile werden deshalb sowohl numerisch als auch mittels des Bemessungskonzeptes nach WURZER, O. (1997) und ZAPFE, C. (2001) herausgefiltert. Die Tragfähigkeit der Betondübel alleine wird an einer geraden Leiste bestimmt. Aus Gl. 2-1, Gl. 2-2 und Gl. 2-3 ergibt sich die maximale Tragfähigkeit der gewählten Betondübelgeometrie am geraden Blech mit den Materialeigenschaften des BD1-3 zu  $P_{Rk1} = 0,223 \text{ MN}$ .

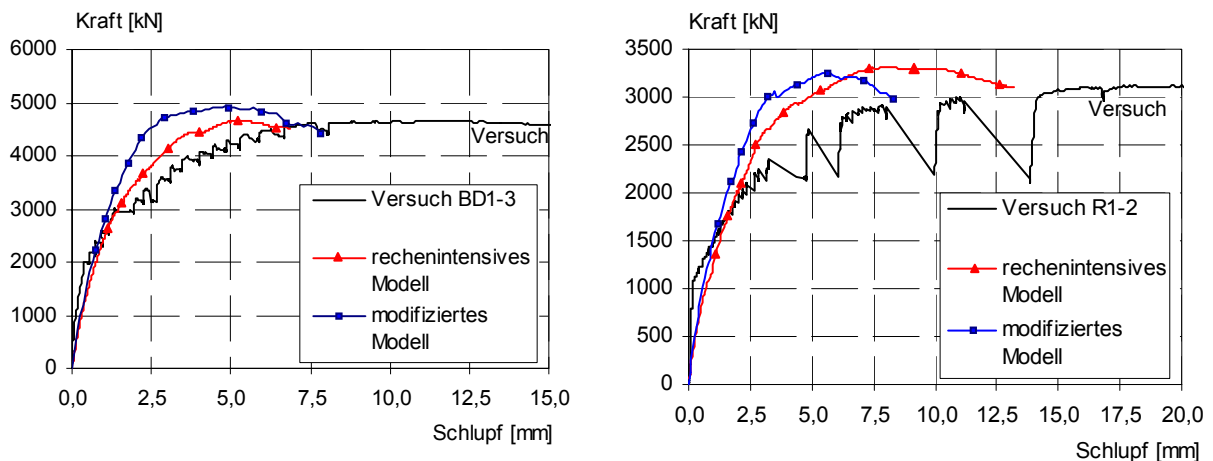


Abb. 5.1: Einfluss der Lagerungsbedingungen

Werden die im Bemessungskonzept verwendeten Sicherheiten herausgerechnet sowie eine Streuung der Versuchsergebnisse berücksichtigt, so ergibt sich die maximale Tragfähigkeit pro Dübel zwischen  $P_1=0,270 - 0,330 \text{ MN}$ . Bei der Verwendung von fünf Dübeln pro Betongurt liegt die Tragfähigkeit des gesamten Push-out-Körpers mit geradem Blech und zehn Dübeln bei rechnerisch  $2,70 - 3,30 \text{ MN}$ . Abb. 5.2 zeigt die mittels Finite-Element Methode berechnete Traglast. Das FE-Modell

„gerades Blech“ hat dieselben Abmessungen wie die Push-out-Körper im Versuch. Anstelle des gefalteten Bleches wurde ein gerades Blech modelliert. Die Blechlänge entspricht der projizierten Länge des Trapezbleches. Vergleicht man nun die Ergebnisse der FE-Rechnung mit dem auf Grundlage von Versuchen ermittelten Ergebnis des Bemessungskonzeptes nach WURZER, O. (1997) und ZAPFE, C. (2001), so ist eine gute Übereinstimmung zu erkennen.

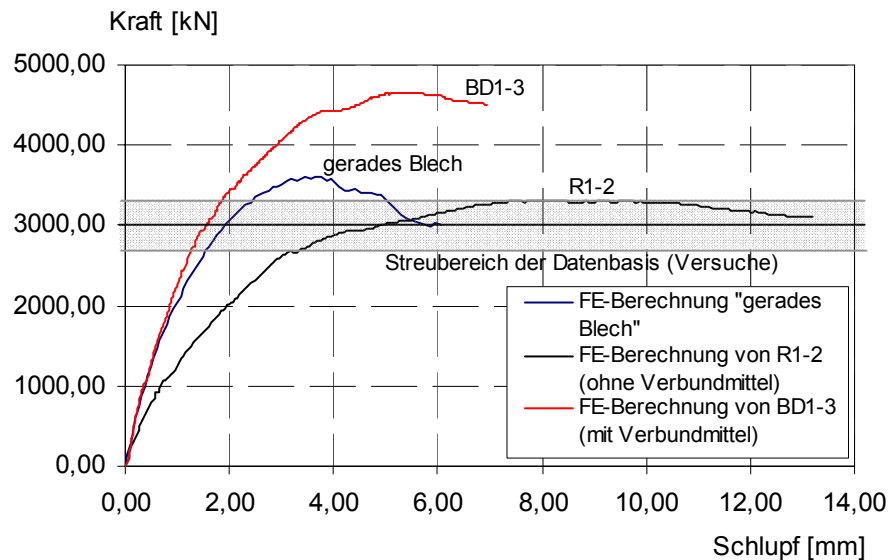


Abb. 5.2: Vergleich der rechnerischen Tragfähigkeit nach ZAPFE, C. (2001) eines ebenen Bleches mit der Finite-Element-Berechnung

Um die Tragwirkung des gefalteten Bleches voll zu aktivieren, ist ein erheblich größerer Schlupf in der Verbundfuge erforderlich als zur Aktivierung der Verbundmittel nötig ist (Abb. 4.32). Der Vergleich der Last-Schlupf-Beziehungen der Versuchskörper mit der FE-Berechnung des geraden Bleches lässt schlussfolgern, dass bis etwa 50% der Traglast das Verbundmittel den Schubfluss nahezu alleine überträgt. In diesem Lastbereich sind kaum Unterschiede in der Steifigkeit zwischen geradem Blech und Trapezblech mit Verbundmittel festzustellen. Die Faltung trägt bis zu diesem Lastniveau nur einen geringen Teil der Gesamtlast. Bei höheren Lastniveaus kommt es aufgrund der Duktilität des Dübels zu einer Lastumlagerung. Die Verbundwirkung des Trapezbleches wird aktiviert. Ist die Tragfähigkeit des Dübels erreicht, ist eine Laststeigerung nur noch über die Verbundwirkung des Trapezbleches möglich. Dies lässt schlussfolgern, dass unter Berücksichtigung des Tragverhaltens der Referenzkörper eine einfache Superposition der Traganteile von Trapezblech und Verbundmittel nicht möglich ist. Auch stellt sich die Frage, ob ein verformter Dübel entsprechend Abb. 3.22 die volle Traglast eines unverformten Dübels erreicht. Eine genaue Zuweisung von Lastanteilen auf das Verbundmittel bzw. auf die Verbundwirkung der Faltung scheint somit sehr schwierig. Auch da mit steigender Last der Anteil der Faltung an der Lastabtragung steigt. Für das weitere Vorgehen wird darauf aufbauend eine getrennte Betrachtung nicht weiter verfolgt. Die Parameterstudie findet somit an Modellen mit Trapezblech und Verbundmittel statt.

### 5.1.2 Festlegung des Parameterbereichs

Die Wahl der Konstruktionsparameter und deren Wertebereich für die numerische Parameterstudie zeigt Tabelle 5.1. Die numerische Parameterstudie baut auf dem Standardkörper der BD1- Serie auf. Davon ausgehend werden die einzelnen Parameter systematisch variiert und die anderen konstant gehalten.

Tabelle 5.1: Parameterbereich der numerischen Parameterstudie

Parameter	Blechdicke	Faltungswinkel	Faltungstiefe	Blechabschnittslängen	Einbindetiefe	Betongurtdicke	Betongüte (nach DIN 1045-1)	Betondübelbewehrung	Reibung
Parameterbereich	8 mm	31°	72 mm	140 mm	100 mm	250 mm	C16/20 $f_{cm}=24 \text{ N/mm}^2$	Ø 12	0
	10 mm		82 mm		150 mm		C20/25 $f_{cm}=28 \text{ N/mm}^2$	Ø 16	0,15
	12 mm	36°	100 mm	280 mm	175 mm	300 mm	C30/37 $f_{cm}=38 \text{ N/mm}^2$	Ø 20	0,30
	16 mm								
	20 mm	45°	144 mm	200 mm	350 mm	C40/50 $f_{cm}=48 \text{ N/mm}^2$	Ø 25	0,50	
	25 mm								

Wie bereits erwähnt, trägt die Faltung des Bleches zur Tragfähigkeit bei. Um zu überprüfen, ob sich dieser Effekt bei größeren Knickwinkeln steigern lässt, werden die Faltungswinkel 36° und 45° untersucht. Dabei werden die Längen  $a_1$  und  $a_2$  gegenüber der Variante mit einem Faltungswinkel von 31° nicht verändert. Hieraus ergibt sich ebenfalls eine Änderung der Faltungstiefe. Diese nimmt über die dadurch veränderten Längen der diagonal gerichteten Anteile des Trapezbleches erheblichen Einfluss auf die Verbundwirkung. Ebenso wie der Faltungswinkel, hat auch die Reibung in der Fuge zwischen Betongurt und Stahlsteg großen Einfluss auf die Tragfähigkeit und Steifigkeit der Verbindung. Jedoch können Faltungswinkel und Reibung nicht unabhängig von einander betrachtet werden. Um den Einfluss der Faltungsgeometrie und der Reibung zu verdeutlichen, liegt den folgenden Annahmen ein steifes Trapezblech in einem ungestörten Bereich zugrunde.

Die Verbundwirkung des Trapezbleches ohne Verbundmittel entsteht durch die Fähigkeit der schrägen Blechabschnitte, den Schubfluss über geneigte Betondruckfelder in den Gurt einzuleiten (Abb. 5.3). Hierbei stellen der Faltungswinkel sowie die Faltungsgeometrie maßgebende Einflussparameter dar. Die Neigung der Betondruckfeldresultierenden ist abhängig vom Faltungswinkel  $\alpha$  und der in der Kontaktfläche vorhandene Reibung. Ist keine Reibung zwischen Trapezblech und Beton vorhanden, steht die Resultierende des Druckspannungsfeldes senkrecht auf der Kontaktfläche (Abb.5.6).

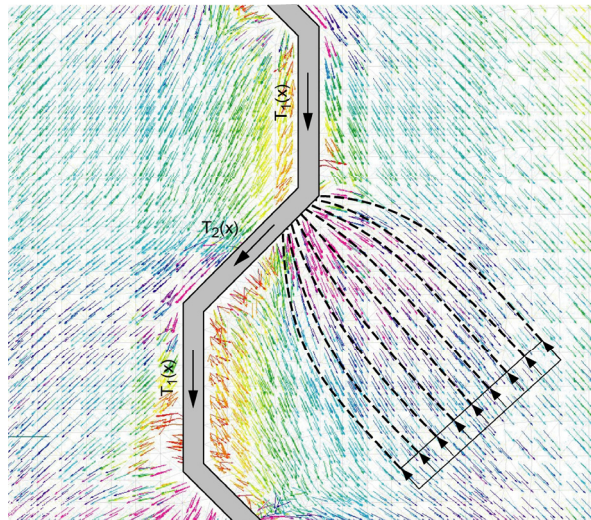


Abb. 5.3: Spannungsfeld eines Trapezbleches mit  $45^\circ$  Faltungswinkel und  $\mu=0$

Aus der Finite-Element-Berechnung wird ersichtlich, dass durch eine enge Faltung mit entsprechend tiefen Sicken der zur Lastabtragung benötigte schräge Blechabschnitt durch die in Schubflussrichtung folgende Sicke verschattet wird. Die Trajektorien werden in diesen Fällen und aufgrund der Rotation des geraden Blechabschnittes an den Faltungskanten umgelenkt. Der Verschattungseffekt sowie die Umlenkung des Schubflusses im Blech führen zu flaschenförmigen Spannungsfeldern, dessen Resultierende nahe der Faltungskante liegt (Abb. 5.3). Durch eine Erhöhung der Faltungstiefe bei gleichzeitiger Vergrößerung der Sickenbreite  $a_1$  können die aus der Verbundwirkung entstehenden Druckspannungsfelder im Beton mehr Stegfläche aktivieren, da der Verschattungseffekt geringer ausfällt. Allerdings konzentrieren sich die Spannungsfelder auf die wesentlich steiferen Ecken, so dass auch bei großer Faltungstiefe nicht die gesamte Fläche des schrägen Blechabschnittes aktiviert wird. Mit größerer Faltungstiefe nimmt auch die Exzentrizität des Schubflusses  $T_1$  (vgl. Abb. 3.16) zu, was zu einer stärkeren Verformung des Bleches führt.

Durch die Zerlegung der Resultierenden des Spannungsfeldes in ihre entsprechenden Anteile senkrecht und parallel zum Trapezblech lässt sich die Spaltkraft  $F_{\text{Spalt}}$  bestimmen (Abb. 5.6). Daraus wird ersichtlich, dass mit abnehmendem Faltungswinkel die Spaltkraft und somit das Öffnen der Fuge zunimmt. Die numerischen Berechnungen von Push-out-Körpern ohne Verbundmittel mit einem jeweiligen Faltungswinkel des Trapezbleches von  $\alpha=31^\circ$  und  $\alpha=45^\circ$  zeigen, dass sich aufgrund der geringeren Spaltkraft beim Körper des  $45^\circ$ -Bleches höhere Tragfähigkeiten ergeben (Abb. 5.4).

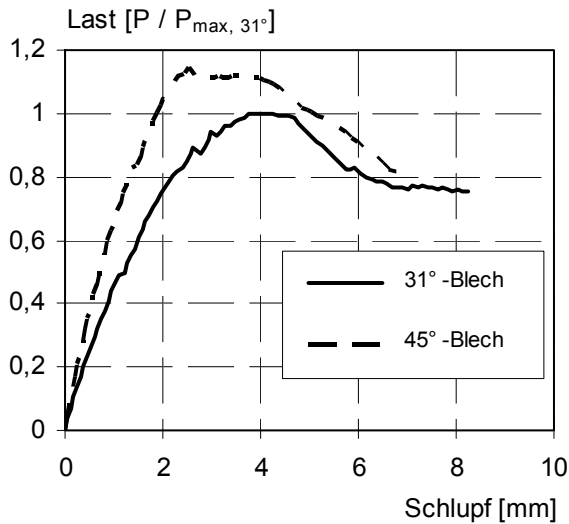


Abb. 5.4: Last-Schlupf Beziehungen von Push-out-Körpern ohne Verbundmittel

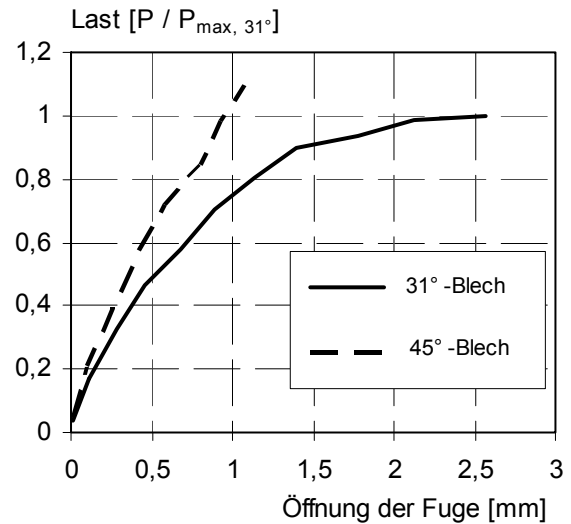


Abb. 5.5: Öffnen der Fuge auf halber Höhe des Push-out-Körpers

Abb. 5.5 zeigt das Öffnen der Verbundfuge in der Mitte des Push-out-Körpers. Es ist zu erkennen, dass aufgrund der kleineren Spaltkraft  $F_{\text{Spalt}}$ , das Öffnen der Fuge beim Push-out-Körper mit 45°-Blech wesentlich geringer ausfällt.

Wie zu Beginn erwähnt können Faltungswinkel und Reibung nicht unabhängig von einander betrachtet werden. Die Richtung der sich ausbreitenden Spannungsfelder ist sowohl vom Faltungs- als auch vom Reibungswinkel abhängig. Für  $\mu > 0$  wird die Betondruckkraft um den Winkel  $\alpha_\mu = \arctan \mu$  in Trapezblechlängsrichtung gedreht. Die Spaltkraft  $F_{\text{Spalt}}$  nimmt dadurch ab und die Verbundwirkung zu (Abb.5.6).

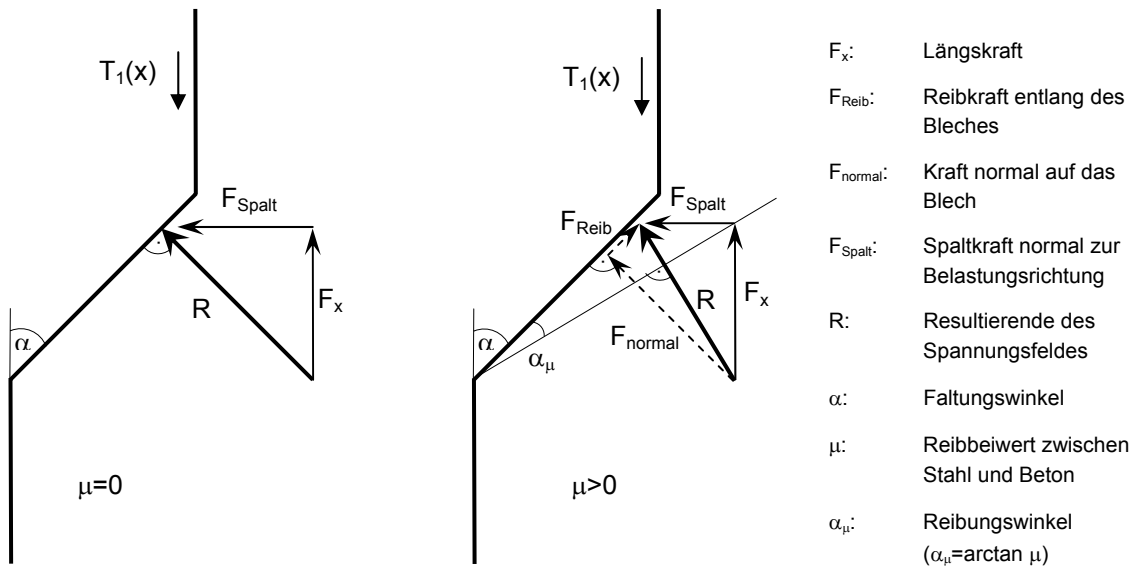


Abb.5.6: Kräfte an der Faltungskante für  $\mu=0$  und  $\mu>0$

Die Verbundwirkung lässt sich in Abhängigkeit des Faltungswinkels und der Reibung wie folgt ausdrücken:

$$\frac{F_x}{F_{Spalt}} = \tan(\alpha + \alpha_\mu) \quad \text{Gl. 5-1}$$

Um den Einfluss des Reibbeiwertes  $\mu$  für die verschiedenen Faltungswinkel  $\alpha$  auf die Verbundwirkung zu verdeutlichen, wird die Gl. 5-1 für die in der Baupraxis gängigen Faltungsgeometrien ausgewertet. Aus Abb. 5.7 ist ersichtlich, dass mit zunehmendem Faltungswinkel  $\alpha$  der Reibeinfluss an Bedeutung gewinnt. Aber auch eine Erhöhung des Reibungswinkels führt zu einer überproportionalen Zunahme der Verbundwirkung.

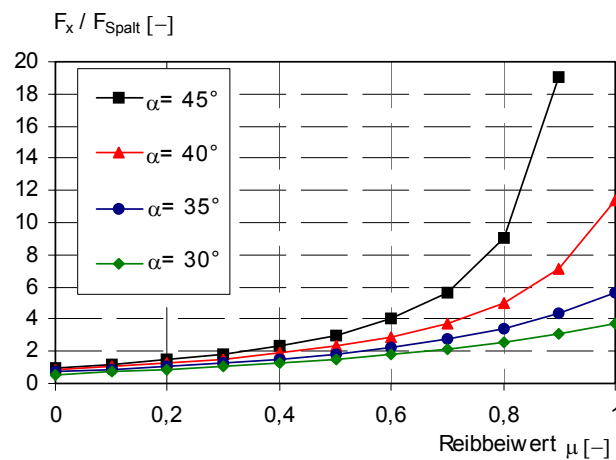


Abb. 5.7: Einfluss der Reibung auf die Verbundwirkung

Darauf aufbauend werden die in Abb. 5.8 dargestellten Faltungsgeometrien verwendet. Der Reibbeiwert wird aufgrund des erwarteten großen Einflusses zwischen  $\mu=0$  und  $\mu=0,6$  in fünf Schritten variiert.

Aus den Versuchen hat sich gezeigt, dass das 8 mm Blech für die gewählte Faltungsgeometrie und die gewählten Verbundmittel eine untere Grenze darstellt. Bereiche außerhalb der Verbundfuge begannen auf Traglastniveau bereits zu plastizieren. Bei der Verwendung von dünneren Blechen ist deshalb ein Stahlversagen zu erwarten. Der Einfluss der Blechdicke soll Aufschluss über das Verhalten der Verbundfuge bei größerer Blechsteifigkeit geben. Sie wird auf bis zu 25 mm erhöht.

Durch die Variation der Einbindetiefe und der Betongurtdicke soll der Einfluss der Randabstände auf das Tragverhalten untersucht werden. Weitere variierte Parameter sind die Dübelbewehrung, die Betongüte und der Reibbeiwert.

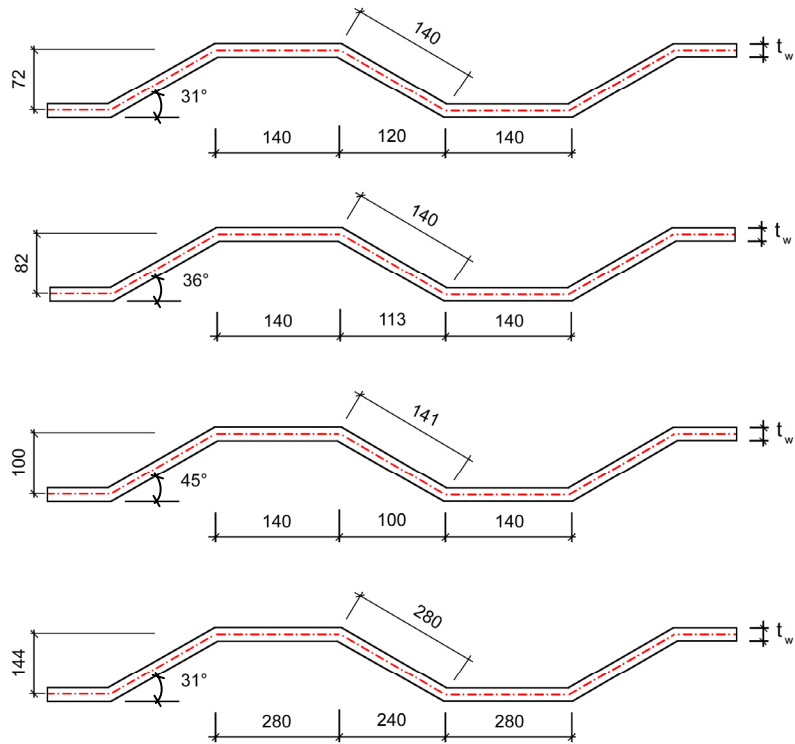


Abb. 5.8: Untersuchte Faltungsgeometrien

### 5.1.3 Einfluss der untersuchten Parameter auf die Tragfähigkeit

#### 5.1.3.1 Einfluss der Blechdicke

In Abb. 5.9 und Abb. 5.10 ist die Tragfähigkeit der Verbundfuge mit Betondübel in Abhängigkeit der Trapezblechdicke dargestellt.

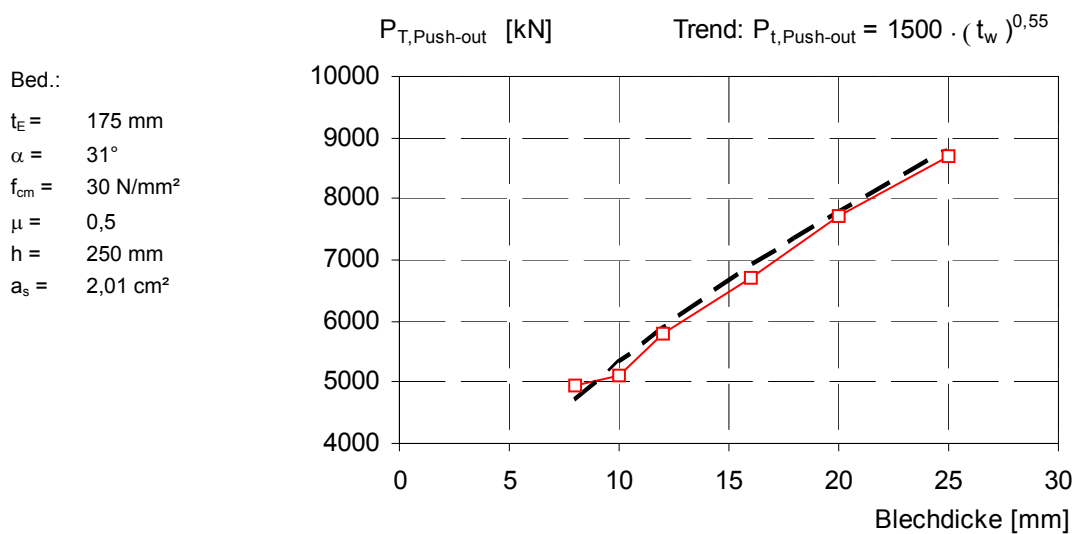


Abb. 5.9: Tragfähigkeit in Abhängigkeit der Blechdicke für  $\alpha=31^\circ$



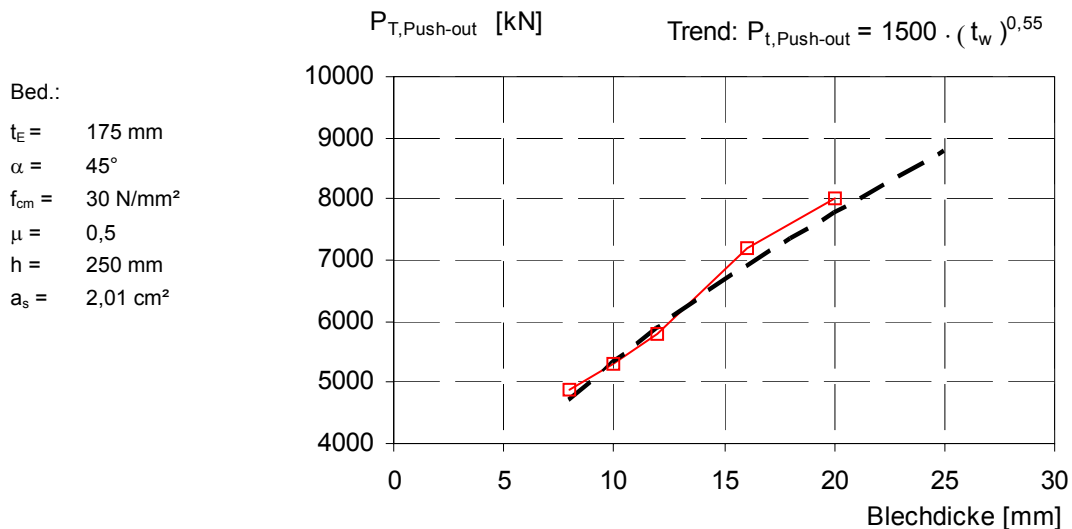


Abb. 5.10: Tragfähigkeit in Abhängigkeit der Blechdicke für  $\alpha=45^\circ$

Die Tragfähigkeit steigt mit zunehmender Blechdicke  $t_w$  deutlich an. Dies ist zum einen auf die größere Steifigkeit des Bleches zurückzuführen. Die Formtreue des Bleches wird mit zunehmender Steifigkeit mehr gewahrt. Dies führt zu einer besseren Verbundwirkung des Bleches alleine, da die Rotation an den Faltungskanten (siehe Abb. 3.16) abnehmen und ein Durchschieben somit stärker behindert ist. Zum anderen ist bei gleichem Lastniveau die Spannung im Beton vor der lastübertragenden Stahlschneide der Betondübelausparung kleiner, da die Schneidenfläche mit zunehmender Blechdicke zunimmt. Im Nachweis der Teilflächenpressung bei Betondübeln nach ZAPFE, C. (2001) geht die Blechdicke als linearer Faktor in die Bemessungsgleichung ein (Gl. 2-1). In guter Näherung lässt sich für die Faltungswinkel zwischen  $\alpha=31^\circ$  und  $\alpha=45^\circ$  dieser Einfluss mit  $(t_w)^{0,55}$  beschreiben.

### 5.1.3.2 Einfluss des Faltungswinkels

Der in Kap. 5.1.2 erläuterte Einfluss des Faltungswinkels auf das Tragverhalten der Verbundfuge ohne Verbundmittel wird durch die Verwendung von Betondübeln deutlich reduziert. Der Betondübel besitzt ein wesentlich steiferes Tragverhalten als die reine Verbundwirkung des Trapezbleches, und trägt somit die größeren Lastanteile. Dadurch nimmt der Einfluss des Faltungswinkels mit der Verwendung von Verbundmitteln deutlich ab. Dies macht sich vor allem bei dünneren Blechdicken von 8-12 mm bemerkbar. Die Steifigkeit des Bleches reicht hier nicht aus, um eine signifikante Traglaststeigerung zu erreichen.

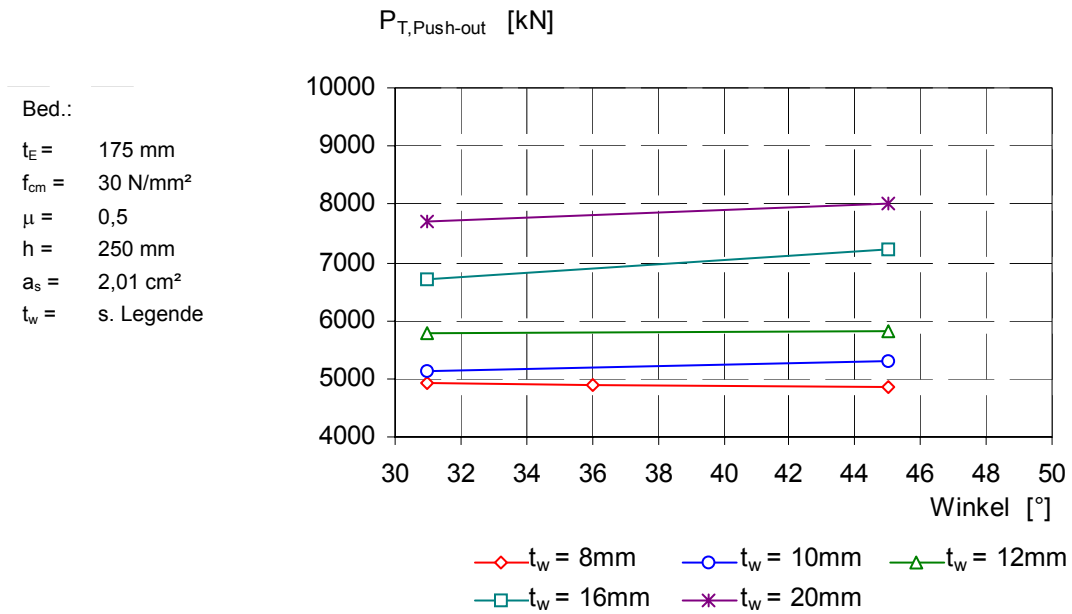


Abb. 5.11: Tragfähigkeit in Abhängigkeit des Faltungswinkels  $\alpha$  für verschieden Blechdicken

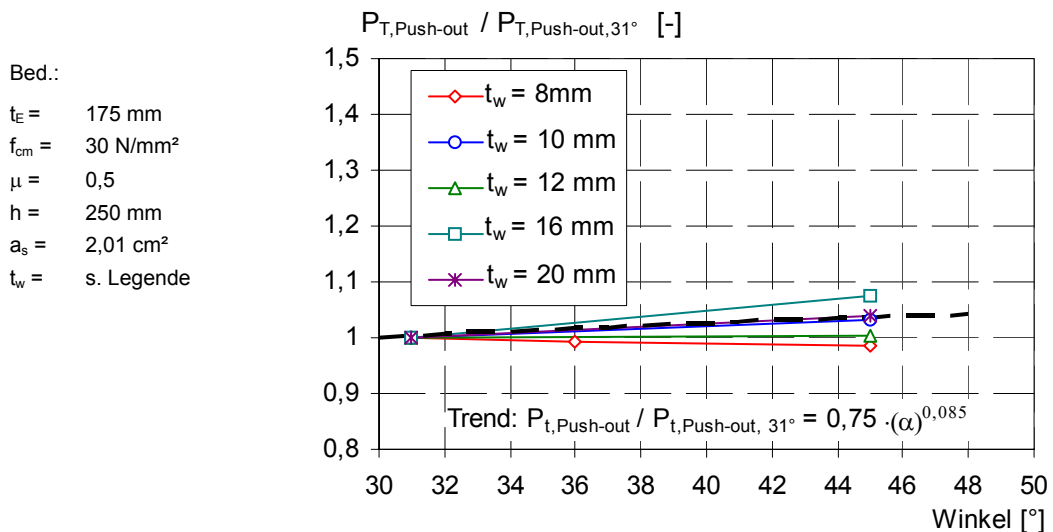


Abb. 5.12: Tragfähigkeit in Abhängigkeit des Faltungswinkels  $\alpha$  normiert auf die Tragfähigkeit bei  $\alpha=31^\circ$

In Abb. 5.11 und Abb. 5.12 ist die Tragfähigkeit der Verbundfuge mit Betondübel in Abhängigkeit des Faltungswinkels  $\alpha$  für verschiedene Blechdicken dargestellt. Abb. 5.12 zeigt die normierten Tragfähigkeiten bezogen auf die Tragfähigkeiten von Push-out-Körpern mit einem Faltungswinkel des Bleches von  $\alpha=31^\circ$ .

Die Abbildungen zeigen, dass eine Erhöhung des Faltungswinkels mit zunehmender Blechdicke zu geringen Traglaststeigerungen führt. Der Einfluss des Faltungswinkels lässt sich mit  $(\alpha)^{0,085}$  beschreiben. Es sei jedoch erwähnt, dass die rechnerische Traglastzunahme infolge Erhöhung des Faltungswinkels  $\alpha$  auch bei dickeren Blechen lediglich maximal 7,5% beträgt.

## 5.1.3.3 Einfluss der Betongüte

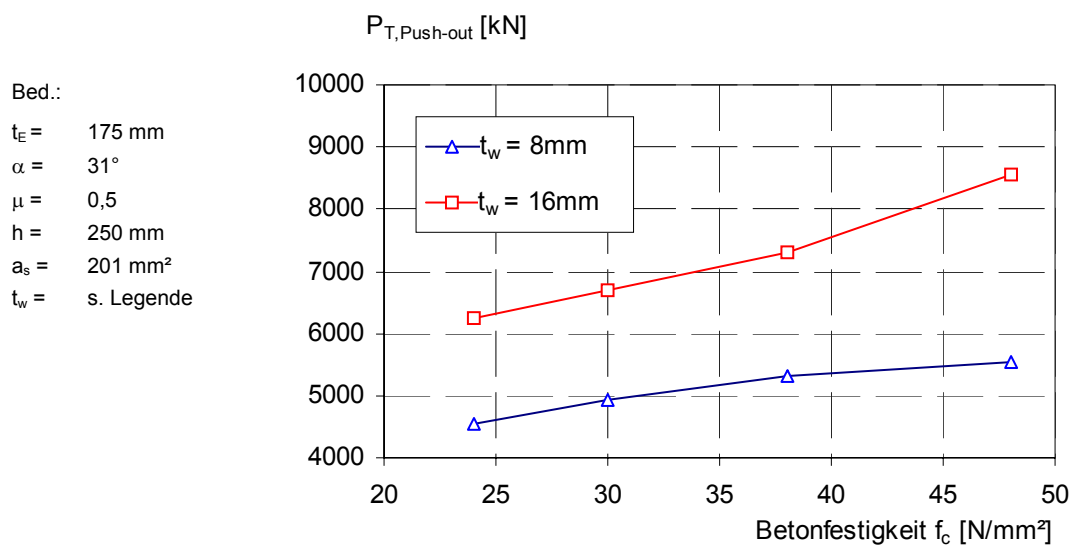


Abb.5.13: Tragfähigkeit in Abhängigkeit der Betongüte

Der Parameter Betonfestigkeit wurde auf Basis der DIN 1045-1 (2001) variiert. Die Eingangsgrößen waren hierbei die Mittelwerte der Betondruckfestigkeit. Die Abb.5.13 zeigt die Tragfähigkeit in Abhängigkeit der Zylinderdruckfestigkeit des Betons für das 8 mm sowie für das 16mm Blech mit einem Faltungswinkel von  $\alpha=31^\circ$ . In Abb. 5.14 sind die Tragfähigkeiten auf  $f_c=30 \text{ N/mm}^2$  normiert dargestellt. Für die Betongüte C 40/50 mit  $f_{cm}=48 \text{ N/mm}^2$  kommt es zu Unterschieden zwischen den Modellen mit 16 mm und 8mm Blechstärke. Wie bereits in Kapitel 5.1.1 erläutert, wurde für die Tragfähigkeiten der BD1-Versuchsreihe das 8mm Blech so bemessen, dass die zu erwartende Traglast nahe an der Beullast lag. Die Auswertung der FE-Berechnung sowie die Berechnung der Beullasten haben gezeigt, dass die Traglast des Körpers mit 8 mm Blechstärke und einer Betonfestigkeit von  $f_{cm}=48 \text{ N/mm}^2$  durch die maßgebende Beullast bestimmt wird. Da das Beulversagen ein Versagen außerhalb der Verbundfuge darstellt und hier nicht untersucht werden soll, wurde in einer weiteren Berechnung der Stahl außerhalb der Fuge linear-elastisch angenommen. Dies führt zu einer ca. 20% Traglaststeigerung. Abb. 5.14 zeigt, dass die normierte Traglast dieses Modells im Bereich der Traglasten der Modelle mit Blechstärken von 16 mm liegt. Der Einfluss der Betonfestigkeit auf die Tragfähigkeit lässt sich somit durch  $(f_c)^{0,45}$  gut beschreiben. Auch in den Untersuchungen zur Bemessung der Dübeltragfähigkeiten nach ZAPFE, C. (2001) führt der Einfluss der Betonfestigkeit zu einem Exponenten von 0,5 (Gl. 2-1 und Gl. 2-3).

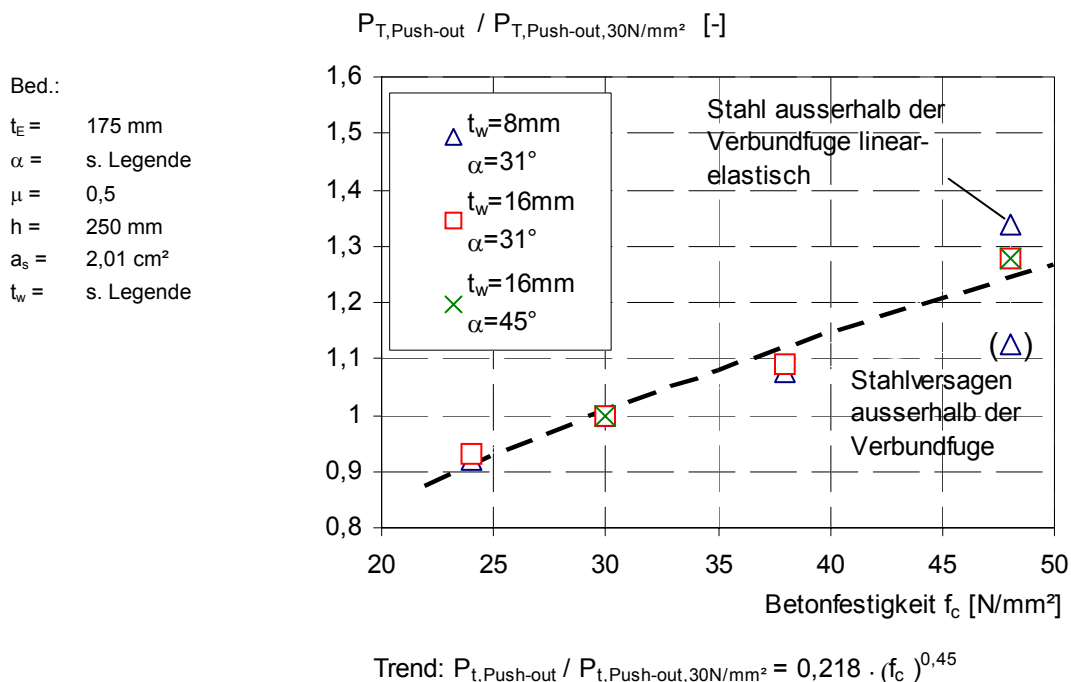


Abb. 5.14: Tragfähigkeit in Abhängigkeit der Betongüte normiert auf  $f_c=30 \text{ N/mm}^2$

#### 5.1.3.4 Einfluss der Einbindetiefe und der Gurtstärke

Abb. 5.15 zeigt die Tragfähigkeit in Abhängigkeit der Betongurtstärke für Einbindetiefen  $t_E=150$  bis  $200 \text{ mm}$  der Bleche mit  $t_w= 8 \text{ mm}$  und  $16 \text{ mm}$ . Um eine bessere Vergleichbarkeit zu erreichen, wurden die Tragfähigkeiten proportional zur Blechdicke mit der Potenz von  $0,55$  transformiert. So ergeben sich Tragfähigkeiten, die von der Blechdicke unabhängig sind und nur noch von der Einbindetiefe und der Betongurtstärke beeinflusst sind.

$$P'_{T,Push-out} = \frac{P_{T,Push-out}}{(t_w)^{0,55}} \tag{Gl. 5-2}$$

Die normierten Tragfähigkeiten sind in Abb. 5.16 in Abhängigkeit der Einbindetiefe dargestellt. Die Bezeichnung am Ende mit „gF“ steht für große Faltungsgeometrie und repräsentiert die Traglasten des Modells mit  $280 \text{ mm}$  Faltungslängen. Die Einbindetiefe wurde zwischen  $100 \text{ mm}$  und  $200 \text{ mm}$  variiert.

Mit zunehmender Einbindetiefe steigen in diesem Variationsspektrum auch die Traglasten an. Diese Beziehung zwischen Einbindetiefe und Traglast lässt sich mit der Potenz von  $(t_E)^{0,35}$  beschreiben. Die Auswertungen der FE- Berechnungen haben gezeigt, dass bei gleichem Lastniveau das Trapezblech im Dübelbereich bei geringer Einbindetiefe wesentlich höher beansprucht ist als bei größerer Einbindetiefe. Auch nehmen die Betonspannungen vor der Stahlschneide der Blechaussparung mit zunehmender Einbindetiefe ab. Daraus lässt sich ableiten, dass mit abnehmender Einbindetiefe auch der Anteil der Faltung an der Traglast abnimmt.

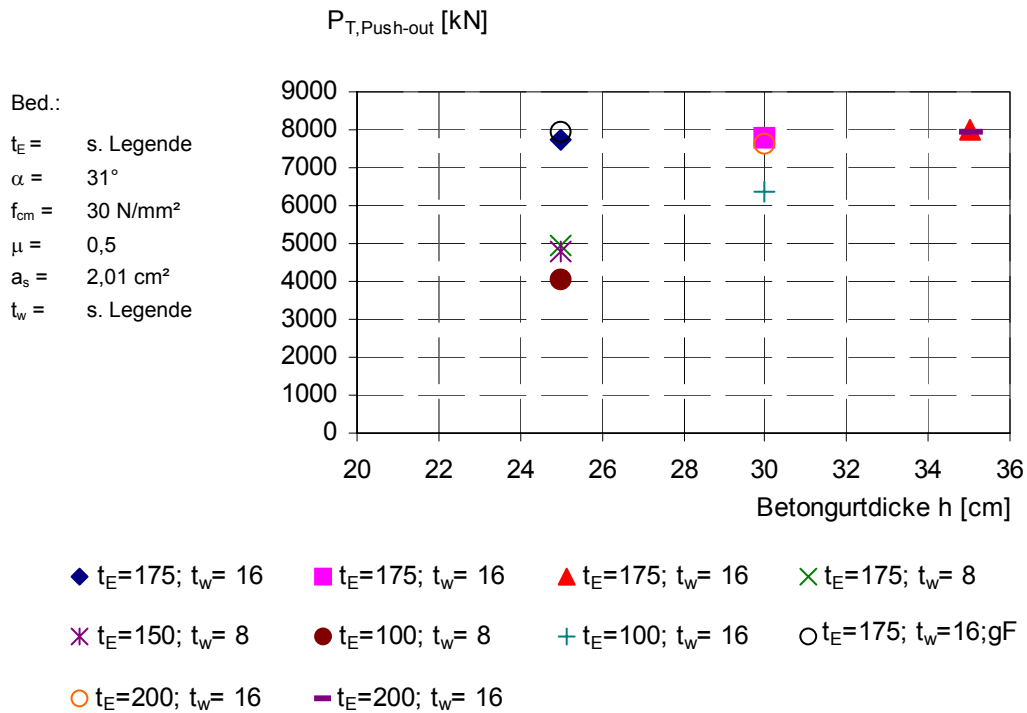


Abb. 5.15: Tragfähigkeiten der Push-out-Körper nach FE-Berechnung in Abhängigkeit der Betongurtdicke  $h$

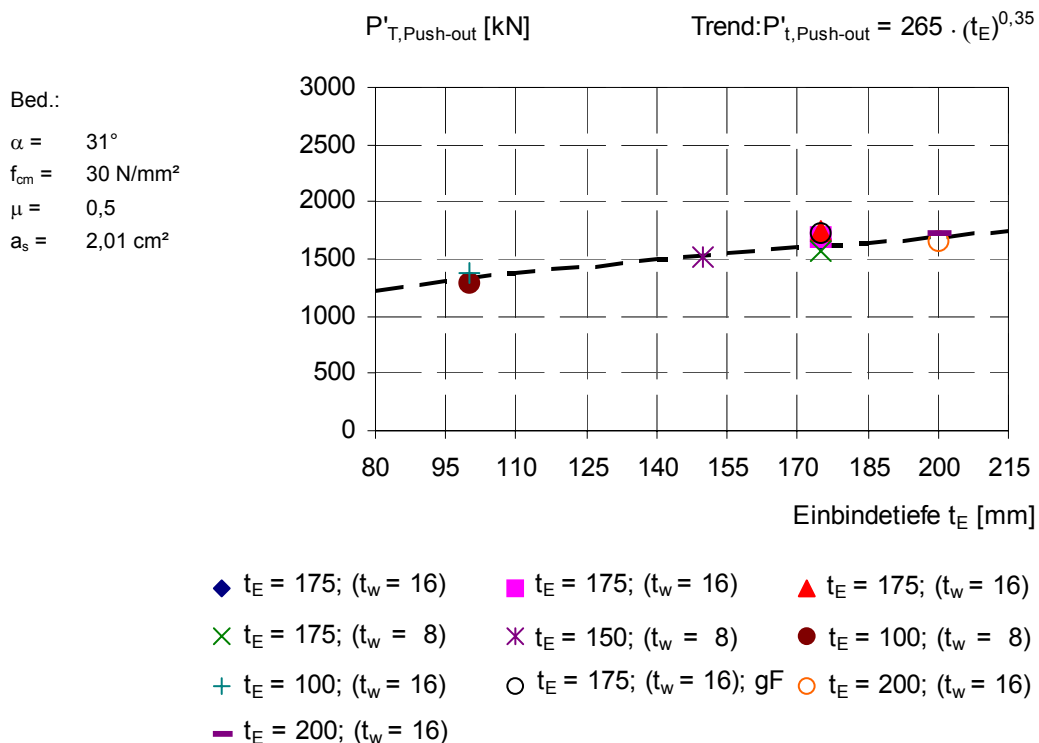


Abb. 5.16: Normierte Tragfähigkeiten in Abhängigkeit der Einbindetiefe  $t_E$

Eine zusätzliche Division der Traglasten durch den Einfluss der Einbindetiefe mit dem Divisor  $(t_E)^{0,35}$  ergibt die in Abb. 5.17 dargestellte Beziehung zwischen Tragfähigkeit und Betongurtdicke. Der Exponent von 0,15 führt zu einer Tragfähigkeitszunahme auf Basis der Betongurtdicke. Der Abstand der Betondübelbewehrung zum oberen Gurtrand nimmt mit der Betongurthöhe zu, so dass das Aufbiegen des Gurtes über einen größeren inneren Hebelarm behindert wird.

$$P''_{T,Push-out} = \frac{P_{T,Push-out}}{(t_w)^{0,55} \cdot (t_E)^{0,35}} \quad \text{Gl. 5-3}$$

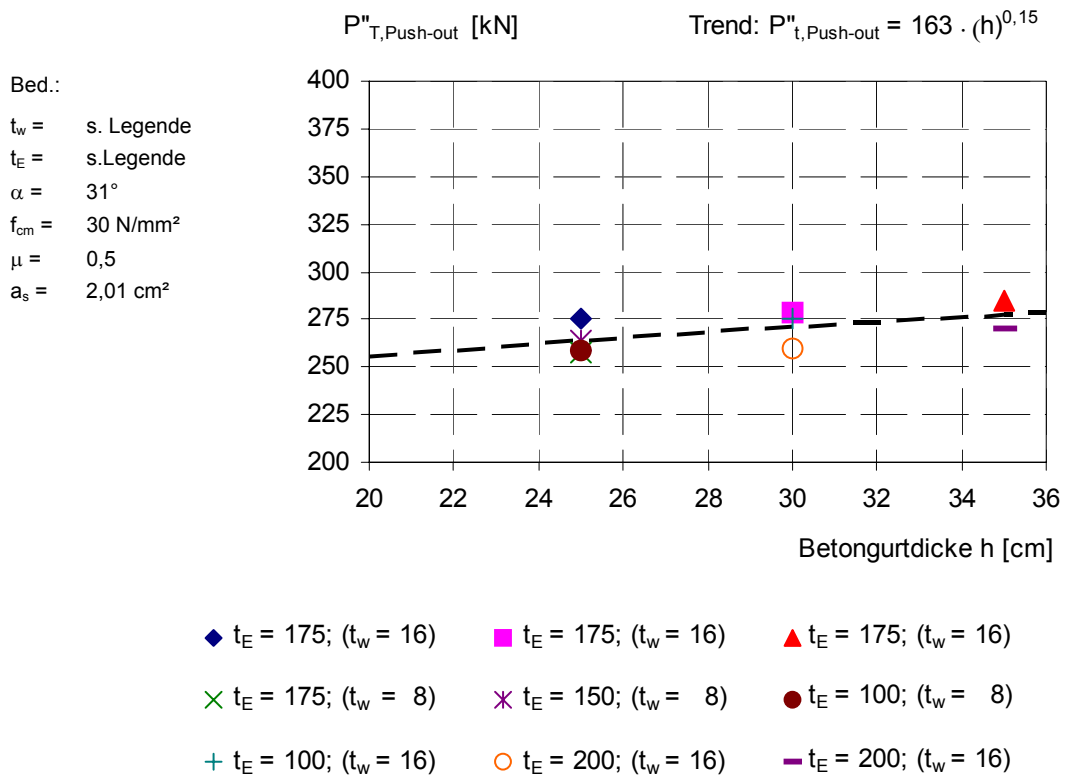


Abb. 5.17: Normierte Tragfähigkeiten in Abhängigkeit der Betongurtdicke h

### 5.1.3.5 Einfluss der Faltungstiefe

Abb. 5.18 zeigt die normierten Tragfähigkeiten, die nur noch von der Faltungstiefe  $a_3$  (siehe Abb. 5.8) abhängig sind. Die Normierung der Tragfähigkeiten erfolgte entsprechend Gl. 5-4.

$$P'''_{T,Push-out} = \frac{P_{T,Push-out}}{(t_w)^{0,55} \cdot (t_E)^{0,35} \cdot (h)^{0,15}} \quad \text{Gl. 5-4}$$

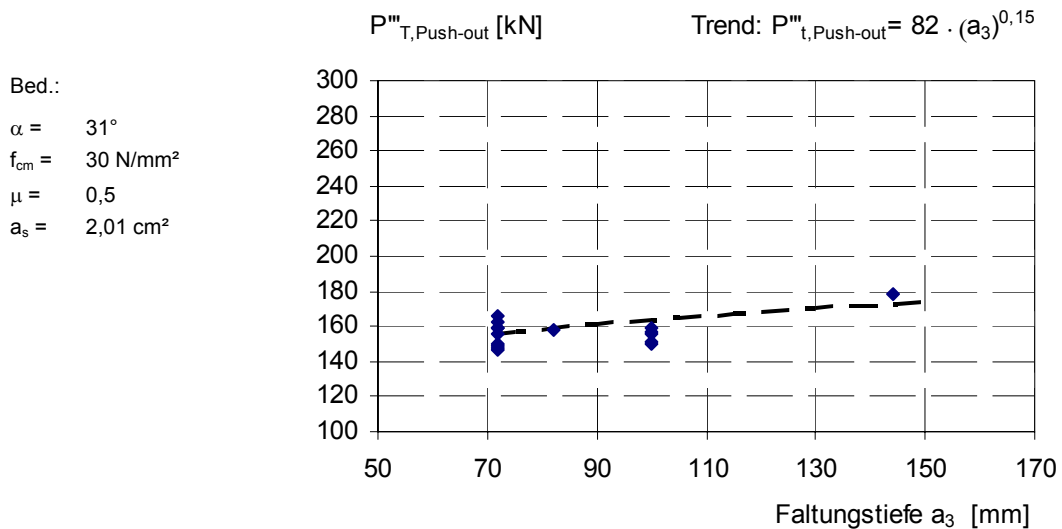


Abb. 5.18: Normierte Tragfähigkeit in Abhängigkeit der Faltungstiefe  $a_3$

In guter Näherung lässt sich eine Traglastzunahme mit Vergrößerung der Faltungstiefe durch die Potenz von  $(a_3)^{0,15}$  beschreiben. Auch bedingt durch die Normierung, bei der die Blechdicke, die Einbindetiefe und die Betongurtdicke herausgefiltert wurden, streuen die Traglasten etwas.

Da sich, wie bereits gezeigt, die Spannungsfelder aus der Verbundwirkung der Faltung hauptsächlich an den steiferen Faltungskanten konzentrieren, fällt die Tragfähigkeitssteigerung mit zunehmender Faltungstiefe eher moderat aus. Eine Verdopplung der Faltungstiefe ergibt bei gleicher Wellenzahl lediglich eine, mit dem Exponenten von 0,15 errechnete Tragfähigkeitssteigerung von etwa 11%. Bezieht man die Tragfähigkeiten auf die projizierte Länge des Trapezbleches, so ergibt sich für die doppelte Faltungstiefe sogar eine Reduzierung der Tragfähigkeit um 44,5%. Dies liegt an der reduzierten Anzahl von Verbundmittel, also Betondübel und „schräge Blechabschnitte“, pro Laufmeter.

### 5.1.3.6 Einfluss der Dübelbewehrung

Um den Einfluss der Betondübelbewehrung zu untersuchen, wurden die Durchmesser zwischen 12 mm und 28 mm variiert. Mit zunehmender Bewehrungsstahlquerschnittsfläche und somit mit zunehmender Steifigkeit der Bewehrung wird ein Öffnen der Verbundfuge mehr behindert. Die zur Lastabtragung notwendige Formtreue des Trapezbleches bleibt bei großen Steifigkeiten der Bewehrung eher erhalten. Unter der Voraussetzung, dass ein Ausstanzen des Betondübels entsprechend Gl. 2-2 nicht maßgebend ist, bestimmt sich die Tragfähigkeit des Verbundmittels durch die maßgebende Versagensform der Teilflächenpressung vor der Stahlschneide oder durch das Abscheren des Betondübels. Um ein Druckversagen des Betons vor der lastübertragenden Stahlschneide zu erreichen, muss die eingelegte Dübelbewehrung in der Lage sein, die entstehenden Querkraftkräfte aufzunehmen. Beim Abscherkriterium hingegen fließt die Dübelbewehrung direkt in die Abschertragfähigkeit entsprechend Gl. 2-3 mit ein.

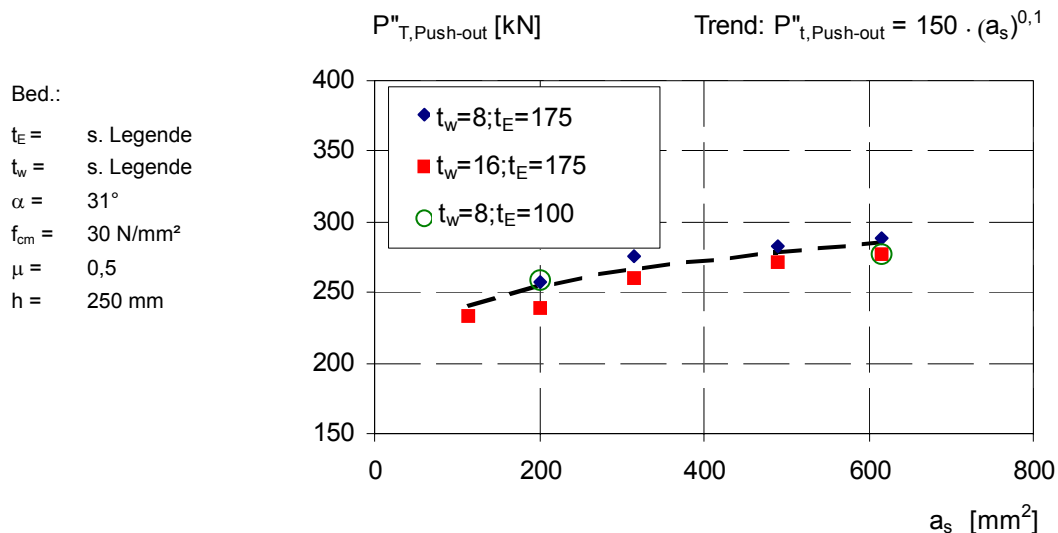


Abb. 5.19: Normierte Tragfähigkeit in Abhängigkeit der Dübelbewehrung  $a_s$

In Abb. 5.19 ist der Zusammenhang zwischen Tragfähigkeit und Querschnittsfläche der Dübelbewehrung für das 8 und 16 mm dicke Blech mit 175 mm bzw. 100 mm Einbindetiefe dargestellt. Die Normierung fand entsprechend Gl. 5-3 statt. Die Einflüsse von Blechdicke und Einbindetiefe wurden somit herausgefiltert. Man erkennt eine Zunahme der Tragfähigkeit bei der Erhöhung der Dübelbewehrung von  $\text{Ø}16$  auf  $\text{Ø}28$  von ca. 15%. Diese Zunahme entspricht einem mittleren Trend von  $(a_s)^{0,1}$ .

### 5.1.3.7 Einfluss der Reibung

Durch die Einbindung des Trapezbleches in den Betongurt hat die Reibung zwischen den Verbundpartnern Stahl und Beton einen höheren Einfluss auf das Last- und Verformungsverhalten als bei Verbundträgern mit Stahlobergurt. Zum einen wird die Querkraft über eine Kombination aus Schneidenlagerung und Reibung der Verbundpartner abgetragen, zum anderen ergibt sich durch die Verwendung von Trapezblechen ein nicht unerheblicher Anteil an der Lastabtragung durch die Reibung zwischen Beton und Stahl an den schräg gerichteten Blechabschnitten. In der Literatur sind viele Untersuchungen zum Reibverhalten zwischen Stahl und Beton bekannt. Die dort diskutierten Reibbeiwerte reichen von  $\mu = 0,25$  für eine Oberflächenbehandlung des Stahles mit Eisenoxyd-Rot-Shop-Primer bis zu  $\mu = 0,75$  für eine walzrauhe Stahloberfläche [MANGERIG, I. (2000)]. Mangerig und Zapfe ermittelten in [MANGERIG, I. (2000)] auf Grundlage eines umfangreichen Versuchsprogramms und mittels einer statistischen Analyse einen charakteristischen Reibbeiwert von  $\mu_k = 0,547$ . In Abb. 5.20 ist der Einfluss des Reibfaktors  $(1+\mu)$  dargestellt.



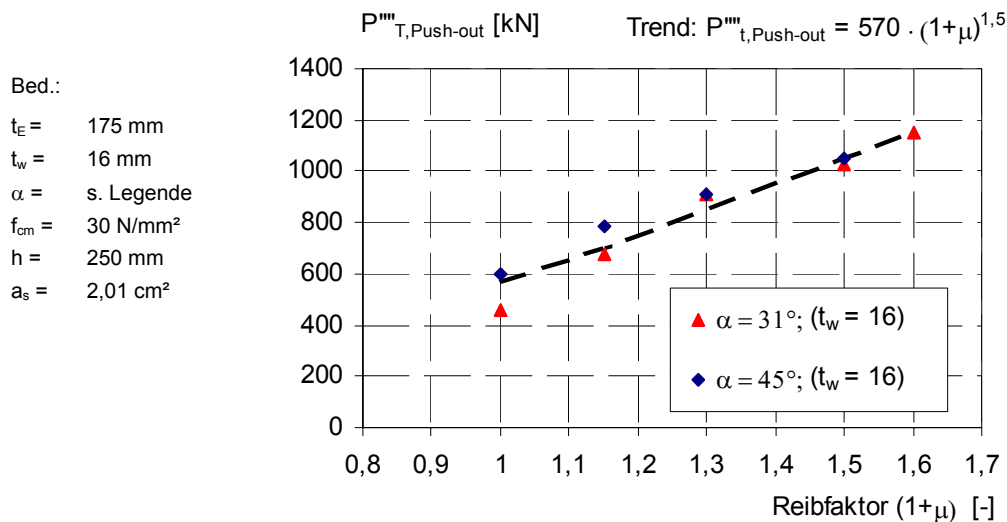


Abb. 5.20: Normierte Tragfähigkeit in Abhängigkeit des Reibfaktors (1+μ)

Die Variation des Reibbeiwertes fand an den Modellen mit einem Blechfaltungswinkel von  $31^\circ$  und  $45^\circ$  sowie einer Blechstärke von 16 mm statt. Es ist zu erkennen, dass bei einer Berechnung mit einem Reibbeiwert von  $\mu = 0,5$  die Traglast um etwa 80% ansteigt. Abb. 5.20 zeigt die Tragfähigkeiten entsprechend Gl. 5-5 normiert. In guter Näherung lässt sich dieses Verhalten mit einer mittleren Trendfunktion von  $(1+\mu)^{1,5}$  beschreiben.

$$P_{T,Push-out}^m = \frac{P_{T,Push-out}}{(t_w)^{0,55} \cdot (a_s \cdot h)^{0,15} \cdot (t_E)^{0,35} \cdot (a_s)^{0,1}} \quad \text{Gl. 5-5}$$

#### 5.1.4 Ableitung eines Bemessungsansatzes

Aus den im Abschnitt 5.1.3 numerisch ermittelten Zusammenhängen der verschiedenen Einflussfaktoren, sowie unter Einbeziehung der Versuche lässt sich folgende Beziehung zur Ermittlung der rechnerischen Tragfähigkeit für die Verbundmittelvariante „Betondübel“ bezogen auf die projizierte Länge des Trapezbleches ableiten:

$$T_{t,L} = \frac{\beta_t}{L_w} (h \cdot a_s)^{0,15} \cdot t_w^{0,55} \cdot t_E^{0,35} \cdot f_c^{0,45} \cdot a_s^{0,1} \cdot (1 + \mu)^{1,50} \quad \text{Gl. 5-6}$$

mit:

$T_{t,L}$  Längsschubtragfähigkeit [kN/m]

$\beta_t$  Anpassungsfaktor [-]

$L_w$  projizierte Länge einer Welle [m]

$h$  Betongurtdicke [mm] für  $\begin{cases} 250 \leq h \leq 350 & : h \\ h > 350 & : 350 \end{cases}$

Auf Grundlage von DIN EN 1990 (2002) Anhang D, wird eine statistische Analyse zur Bestimmung der charakteristischen Tragfähigkeiten und der Bemessungswerte durchgeführt. Die hierbei ermittelten charakteristischen Tragfähigkeiten repräsentieren die 5%-Fraktile. Die statistische Analyse basiert auf einer Grundgesamtheit von 42 FE-Berechnungen.

Der Anpassungsfaktor  $\beta_t$  in Gl. 5-6 bestimmt sich durch eine Kalibrierung der Mittelwertabweichung  $b$ , so dass diese den Wert 1 annimmt. Die Widerstandsfunktionen  $r_i$  lassen sich hierbei aus den Versuchswerten (FE- Berechnungen) und theoretischen Tragfähigkeiten nach Gl. 5-6 bestimmen.

$$b = \frac{\sum r_{FE} \cdot r_t(\beta_t)}{\sum r_t(\beta_t)^2} = 1 \quad \text{Gl. 5-7}$$

Aus den Bedingungen der Gleichungen Gl. 5-7 ergibt sich für den Anpassungsfaktor  $\beta_t$  ein Wert von 0,7964. Im Anschluss erfolgt die Berechnung der statistischen Kenngrößen wie Standardabweichung und Variationskoeffizient  $V_\delta$  der Streugröße  $\delta$ .

$$\delta_i = \frac{T_{t,L,FE,i}}{T_{t,L,i} \cdot b} \quad \text{Gl. 5-8}$$

Unter Ansatz einer logarithmischen Normalverteilung der Fehlerterme  $\delta$  lässt sich der Variationskoeffizient  $V_\delta$  über die Mittelwerte  $\bar{\Delta}$  und die Standardabweichung  $s_\Delta$  bestimmen:

$$\bar{\Delta} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \Delta_i \quad \text{mit} \quad \Delta_i = \ln(\delta_i) \quad \text{Gl. 5-9}$$

$$s_\Delta = \sqrt{\frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^n (\Delta_i - \bar{\Delta})^2} \quad \text{Gl. 5-10}$$

$$V_\delta = \sqrt{\exp(s_\Delta^2) - 1} \quad \text{Gl. 5-11}$$

Die Gl. 5-10 und Gl. 5-11 liefern für die betrachtete Stichprobe einen Variationskoeffizienten  $V_\delta = 5,64\%$

Neben den Modellunsicherheiten erfolgt auch die Einbeziehung möglicher Abweichungen der einzelnen Entwurfparameter wie Materialkennwerte bzw. geometrische Abmessungen. Hierbei wird auf Erfahrungen aus bisherigen Untersuchungen von KÜRSCHNER, K. (2003), Mangerig, I. (2000) und Zapfe, C. (2001), zurückgegriffen sowie auf eigene Messungen an den Probekörpern.

Die Variationskoeffizienten  $V_i$  sind wie folgt festgelegt:

- Betongurtdicke und Einbindetiefe:  $V_h = V_{tE} = 2\%$
- Faltungstiefe:  $V_{a3} = 2\%$
- Blechdicke:  $V_{tw} = 2\%$
- Dübelbewehrung  $V_{as} = 1,5\%$
- Reibungskoeffizient:  $V_{\mu} = 11\%$
- Betonfestigkeit:  $V_{fc} = 20\%$

Der Variationskoeffizient für die Fehler der einzelnen Entwurfparameter ergibt sich aus der partiellen Ableitung der Gl. 5-6 nach der jeweils betrachteten Basisvariablen. Da die Betonzugfestigkeit von der Betondruckfestigkeit abhängig ist, geht diese indirekt in den Bemessungsvorschlag über  $f_c$  mit ein. Der großen Streuung der Betonzugfestigkeit wird durch einen hohen Variationskoeffizienten  $V_{fc} = 0,20$  Rechnung getragen.

Tabelle 5.2: Partielle Ableitungen der Basisvariablen

$\frac{\delta T_{t,L}}{\delta h}$	$\frac{\delta T_{t,L}}{\delta t_E}$	$\frac{\delta T_{t,L}}{\delta a_3}$	$\frac{\delta T_{t,L}}{\delta t_w}$	$\frac{\delta T_{t,L}}{\delta f_c}$	$\frac{\delta T_{t,L}}{\delta a_s}$	$\frac{\delta T_{t,L}}{\delta \mu}$
$\frac{0,15}{h} \cdot T_{t,L}$	$\frac{0,35}{t_E} \cdot T_{t,L}$	$\frac{0,15}{a_3} \cdot T_{t,L}$	$\frac{0,55}{t_w} \cdot T_{t,L}$	$\frac{0,45}{f_c} \cdot T_{t,L}$	$\frac{0,10}{a_s} \cdot T_{t,L}$	$\frac{1,50}{(1 + \mu)} \cdot T_{t,L}$

Mit Hilfe der partiellen Ableitung der Basisvariablen aus Tabelle 5.2 ergibt sich der Variationskoeffizient  $V_{rt}$  zu:

$$V_{rt}^2 = 0,0225 \cdot V_h^2 + 0,1225 \cdot V_{tE}^2 + 0,0225 \cdot V_{a3}^2 + 0,3025 \cdot V_{tw}^2 + 0,2025 \cdot V_{fc}^2 + 0,01 \cdot V_{as}^2 + 2,25 \cdot V_{\mu}^2 = 0,0355 \quad \text{Gl. 5-12}$$

und der Gesamtvariationskoeffizient aus Modellunsicherheiten und Abweichungen der Entwurfparameter zu:

$$V_r = \sqrt{V_{rt}^2 + V_{\delta}^2} = \sqrt{0,0355 + 0,00318} = 0,1967 \quad \text{Gl. 5-13}$$

Die Wichtungsfaktoren  $\alpha_{rt}$  und  $\alpha_{\delta}$  lassen sich somit wie folgt bestimmen:

$$Q_{rt} = \sqrt{\ln(V_{rt}^2 + 1)} = 0,1868 \quad \text{Gl. 5-14}$$

$$Q_{\delta} = \sqrt{\ln(V_{\delta}^2 + 1)} = 0,0563 \quad \text{Gl. 5-15}$$

$$Q = \sqrt{\ln(V_r^2 + 1)} = 0,1948 \quad \text{Gl. 5-16}$$

$$\alpha_{rt} = \frac{Q_{rt}}{Q} = 0,9589 \quad \text{Gl. 5-17}$$

$$\alpha_{\delta} = \frac{Q_{\delta}}{Q} = 0,2890 \quad \text{Gl. 5-18}$$

Die charakteristische Tragfähigkeit  $T_{rk,L}$  ergibt sich durch die Verwendung der 5%-Fraktilefaktoren zu:

$$\begin{aligned} T_{rk,L} &= T_{t,L} \cdot \exp(-1,64 \cdot 0,9589 \cdot 0,1868 - 1,73 \cdot 0,2890 \cdot 0,0563 - 0,5 \cdot 0,1948^2) \\ &= 0,71111 \cdot T_{t,L} \end{aligned} \quad \text{Gl. 5-19}$$

und die Tragfähigkeit  $T_{rd,L}$  auf Bemessungsniveau unter Verwendung einer Unterschreitungswahrscheinlichkeit von 0,1 % zu:

$$\begin{aligned} T_{rd,L} &= T_{t,L} \cdot \exp(-3,04 \cdot 0,9589 \cdot 0,1868 - 3,44 \cdot 0,2890 \cdot 0,0563 - 0,5 \cdot 0,1948^2) \\ &= 0,5382 \cdot T_{t,L} \end{aligned} \quad \text{Gl. 5-20}$$

Daraus lässt sich als erste Schätzung der vorhandene Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_R$  bestimmen:

$$\gamma_R = \frac{T_{rk,L}}{T_{rd,L}} = 1,3212 \quad \text{Gl. 5-21}$$

Eine Korrelationsbetrachtung entsprechend Abb. 5.21 zeigt eine gute Übereinstimmung des Berechnungsmodells mit den FE- Werten.

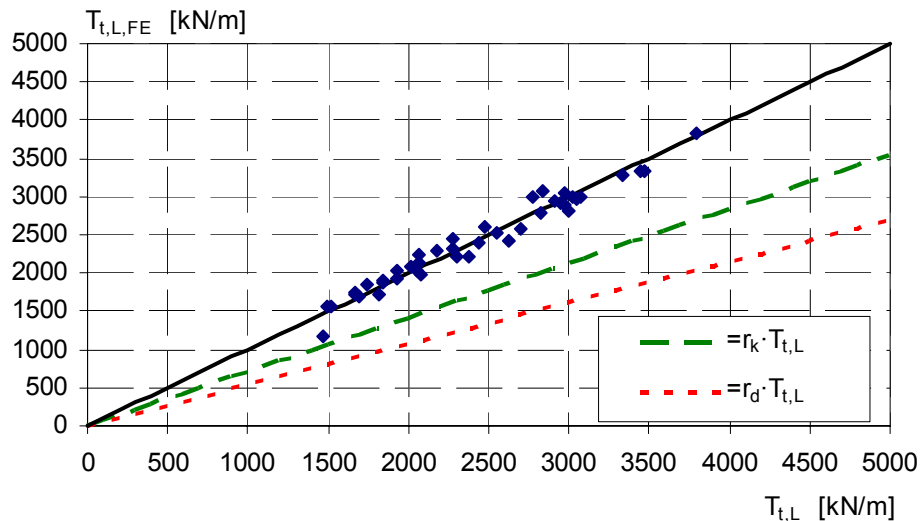


Abb. 5.21: Korrelation der Schubtragfähigkeit  $T_{t,L}$  mit der Schubtragfähigkeit  $T_{t,L,FE}$  aus den numerischen Berechnungen

Die Bemessungswerte der Tragfähigkeitsfunktion werden mit charakteristischen Werten der Werkstoffeigenschaften bestimmt. Hierfür wird eine Anpassung des  $\gamma_R$ -Faktors vorgenommen. Entsprechend KÜRSCHNER, K. (2003) wird für das Verhältnis  $k_c$  zwischen Nenntaugfähigkeit  $r_n$  und der charakteristischen Tragfähigkeit  $r_k$  auf Grundlage einer log-normalverteilten Betondruckfestigkeit mit einem Variationskoeffizienten von 15% folgender Wert gewählt:

$$k_c = 0,8793 \cdot \frac{T_{t,L}}{T_{rk,L}} = \frac{0,8793}{0,7111} = 1,2365 \quad \text{Gl. 5-22}$$

Der angepasste Sicherheitsbeiwert  $\gamma_R^*$  ergibt sich somit zu:

$$\gamma_R^* = k_c \cdot \gamma_R = 1,2365 \cdot 1,3212 = 1,6337 \quad \text{Gl. 5-23}$$

Da die Versuchsnachrechnungen und damit die durchgeführte Parameterstudie Tragfähigkeiten auf dem oberen Lasthorizont erbrachten, erfolgt eine Anpassung auf die quasi-statische Tragfähigkeit. Dieses Lastniveau berücksichtigt ein Abfallen der Traglast beim Anhalten des Vorschubes bei weggesteuerten Versuchen. ZAPFE, C. (2001) ermittelt aus einer Versuchsdatenbank mit einer Vielzahl an Push-out Versuchen mit Betondübeln einen Lastabfall auf das quasi-statische Lastniveau um 15%. Der Anpassungsfaktor  $\beta_t$  nach Gl. 5-6 lässt sich nun endgültig bestimmen. Hierbei wird der Teilsicherheitsbeiwert für Verbund  $\gamma_V = 1,25$  mit berücksichtigt.

$$\beta_t = 0,7964 \cdot 0,85 \cdot 1,25 / 1,6337 = 0,5180 \quad \text{Gl. 5-24}$$

### 5.1.5 Zusammenfassung

Auf Grundlage der durchgeführten Push-out-Versuche und 42 FE-Berechnungen wurde ein Bemessungsansatz zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Trapezblechstege mit Betondübel erarbeitet.

$$T_{rd,L} = \frac{1}{2 \cdot L_W \cdot \gamma_v} (h \cdot a_3)^{0,15} \cdot t_w^{0,55} \cdot t_E^{0,35} \cdot f_{ck}^{0,45} \cdot a_s^{0,10} \cdot (1 + \mu)^{1,50} \quad \text{Gl. 5-25}$$

mit:

$T_{rd,L}$	Bemessungswert der Längsschubtragfähigkeit [kN/m]
$L_W$	projizierte Länge einer Welle [m]
$\gamma_v$	Teilsicherheitsbeiwert für Verbund: $\gamma_v = 1,25$
$h$	Betongurt Dicke [mm] für $\begin{cases} 250 \leq h \leq 350 & : h \\ h > 350 & : 350 \end{cases}$
$72\text{mm} \leq a_3 \leq 144\text{mm}$	Faltungstiefe [mm]
$8\text{mm} \leq t_w \leq 25\text{mm}$	Blechdicke [mm]
$100\text{mm} \leq t_E \leq 200\text{mm}$	Einbindetiefe des Trapezbleches [mm]
$C16/20 \leq f_{ck} \leq C40/50$	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons [N/mm <sup>2</sup> ]
$100\text{mm}^2 \leq a_s \leq 620\text{mm}^2$	Querschnittsfläche der Dübelbewehrung [mm <sup>2</sup> ]
$0 \leq \mu \leq 0,6$	Reibbeiwert zwischen Trapezblech und Beton [-]

Abb. 5.22 zeigt den Vergleich der Ergebnisse aus der Numerik und den Versuchen mit den rechnerischen Tragfähigkeiten nach Gl. 5-6, den charakteristischen Tragfähigkeiten und Bemessungstragfähigkeiten nach Gl. 5-25. Es ist ersichtlich, dass aufgrund der geringen Abweichung der berechneten Tragfähigkeiten von den FE-Werten die verschiedenen Einflüsse der maßgebenden Parameter gut erfasst werden und kein einziger Wert die charakteristische Tragfähigkeit unterschreitet. Jedoch ergibt sich durch den hohen Einfluss der Reibung auf die Tragfähigkeit und die starke Streuung des Reibbeiwertes mit einem Variationskoeffizienten von 11% ein großer Sicherheitsbeiwert von  $\gamma^* = 1,6337$ . Die in Gl. 5-25 angegebenen Zusammenhänge beziehen sich auf die in Abb. 3.6 dargestellte Betondübelgeometrie sowie auf Faltungswinkel zwischen  $\alpha = 30^\circ$  und  $\alpha = 45^\circ$  sowie gleiche Blechabschnittslängen  $a_1$  und  $a_2$ . Aufgrund der geringen Versuchsanzahl und der Tatsache, dass sich der Bemessungsansatz auf FE-Berechnungen stützt, ist eine Verifikation der Gl. 5-25 durch weitere Versuche erforderlich. Es sei außerdem darauf hingewiesen, dass die hier angewandte statistische Analyse nach DIN EN 1990 (2002) Anhang D zur Bestim-

mung der charakteristischen Tragfähigkeiten und der Bemessungswerte für die Auswertung von Versuchsdaten konzipiert ist.

Bei einer Ausführung der Verbundfuge nach der hier beschriebenen Art und einer Dimensionierung nach diesem Kapitel, ist darauf zu achten, dass die in den Versuchen vorhandene Bewehrung, insbesondere die Bügelbewehrung quer zur Verbundfuge, mindestens eingelegt wird.

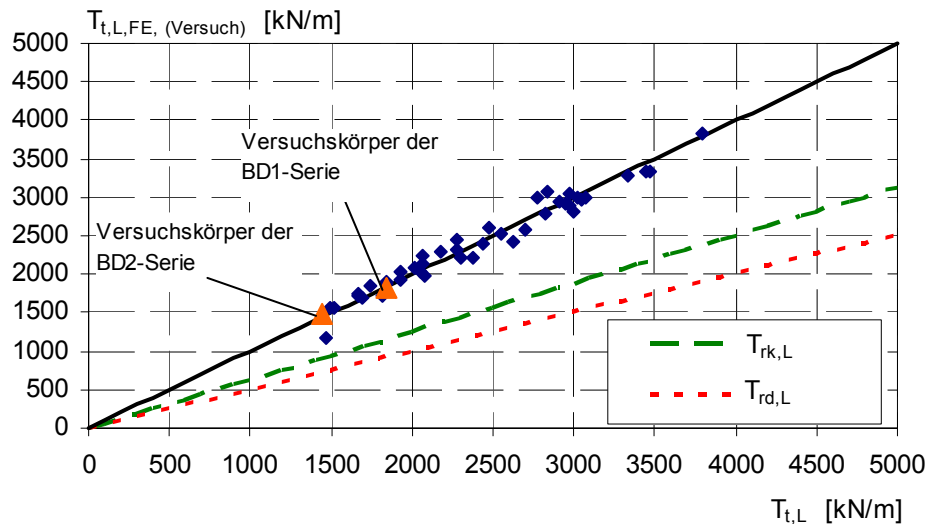


Abb. 5.22: Vergleich der numerischen und experimentellen Ergebnisse  $T_{t,L,(FE),(Versuch)}$  mit den rechnerischen Tragfähigkeiten  $T_{t,L}$  nach Gl. 5-6, den charakteristischen Tragfähigkeit und Bemessungstragfähigkeiten nach Gl. 5-25

### 5.1.6 Verifikation des Bemessungsansatzes

Das in Kapitel 5.1.4 abgeleiteten Bemessungskonzept wird im Weiteren mit dem japanischen Nachweisformat für strukturintegrierte Verbindungen in Kombination mit Trapezblechen, wie sie beispielsweise bei der Hondani-Brücke zum Einsatz kam (Abb. 2.19), verglichen. Folgende Parameter dienen als Grundlage zur Bestimmung der Tragfähigkeiten.

- Betongurtdicke:  $h = 350 \text{ mm}$
- Faltungstiefe:  $a_3 = 72 \text{ mm}$
- Einbindetiefe:  $t_E = 175 \text{ mm}$
- Blechdicke:  $t_w = 12 \text{ mm}$
- Dübelbewehrung:  $a_s = 314,16 \text{ mm}^2$  (entspricht  $\text{Ø}20$ )
- Reibungskoeffizient:  $\mu = 0,5$
- Betonfestigkeit:  $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
- Streckgrenze Bewehrung:  $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$
- Wellenlänge:  $L_w = 0,52 \text{ m}$
- Durchmesser Betondübel:  $\Phi = 34 \text{ mm}$

Über die Gl. 2-17 bis Gl. 2-22 lässt sich der Widerstand einer strukturintegrierten Verbindung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit nach dem japanischen Ansatz bestimmen.

*Anteil Blockdübel:*

$$H_u = \frac{3}{5} \cdot 30 \frac{N}{mm^2} \cdot 175 \text{ mm} \cdot 72 \text{ mm} + 500 \frac{N}{mm^2} \cdot 314,16 \text{ mm}^2 = 383,90 \text{ kN}$$

*Anteil Betondübel:*

$$V_{s1} = 2 \cdot \pi \cdot (34 \text{ mm})^2 \cdot 0,25 \cdot 1,14 \cdot 30 \frac{N}{mm^2} = 62,10 \text{ kN}$$

Auf einer Wellenlänge sind zwei Blockdübel und zwei Betondübel vorhanden. Somit ergibt sich die Tragfähigkeit zu:

$$T_{Japan} = 2 \cdot (383,9 + 62,10) / 0,52 \text{ m} = 1715,40 \text{ kN / m}$$

Im Vergleich dazu ergibt sich die Tragfähigkeit für das in Kapitel 5.1.4 abgeleitete Bemessungskonzept nach Gl. 5-25 und den o.g. Randbedingungen zu:

$$T_{rk,L} = \frac{1}{2 \cdot 0,52} \cdot (350 \cdot 72)^{0,15} \cdot 12^{0,55} \cdot 175^{0,35} \cdot 30^{0,45} \cdot 314,16^{0,1} \cdot 1,5^{1,5} = 1586,16 \text{ kN / m}$$

Die höhere Traglast der japanischen Verbindung resultiert aus der Aussteifung des Trapezbleches über die an das Trapezblech angeschweißten Längsbewehrungsstäbe, die sogenannten „connecting bars“ (Abb. 2.19). Das Trapezblech behält dadurch auch bei höheren Lasten seine Form und leistet somit einen größeren Anteil an der Lastabtragung. Allerdings stellt sich die Frage ob die plastische Tragfähigkeit dieser „connectings bars“, wie sie in Gl. 2-17 verwendet wird, als aditiver Term angesetzt werden kann. Vorallem bei großen Bewehrungsdurchmessern führt dies zu hohen Tragfähigkeiten. Bei dünnen Blechen in Kombination mit großen Bewehrungsdurchmessern ist es vorstellbar, dass die „connecting bars“ die Streckgrenze nicht erreichen, weil Spannungumlagerungen nicht in dem erforderlichen Maße möglich sind (Fließen des Blechs in der Fuge oder Betonversagen an den Abstützstellen). Auch muss die Schweißverbindung zwischen Trapezblech und Bewehrungsstab in der Lage sein die im Bewehrungsstab vorhanden Zugkraft zu übertragen, was bei dünnen Blechen mit kurzen geraden Blechabschnitten zu Problemen führen kann. Ein Anschluss der „connecting bars“ an das Trapezblech in der Mitte des Einbindebereiches dürfte wesentlich effektiver sein, da die Verformung des Trapezbleches am Beginn der Einbindung in den Betongurt am größten ist. Allerdings führen die vielen Schweißstellen über die Brückenlänge zu einer aufwändigen Herstellung der Verbundfuge.



## 5.2 Querbiegung

### 5.2.1 Allgemeines

In Kap. 3.3 wurde das Tragverhalten anhand von Stabwerkmodellen und numerischen Berechnungen weitestgehend erläutert. Im Folgenden sollen die Stabwerkmodelle mit den Versuchsergebnissen und der numerischen Parameterstudie verifiziert werden.

### 5.2.2 Verifizierung der Stabwerkmodelle

Am Beispiel des Versuchskörpers R-Q3 wird zunächst das Stabwerkmodell entwickelt und mit den Versuchsergebnissen verglichen. Als einwirkendes Moment werden 100 kNm angesetzt. Bei einer projizierten Länge des Trapezbleches von 1,30 m ergibt sich somit ein einwirkendes Moment von 76,923 kNm/m und bei einem Meter Hebelarm eine Querkraft von  $V = 76,923$  kN/m.

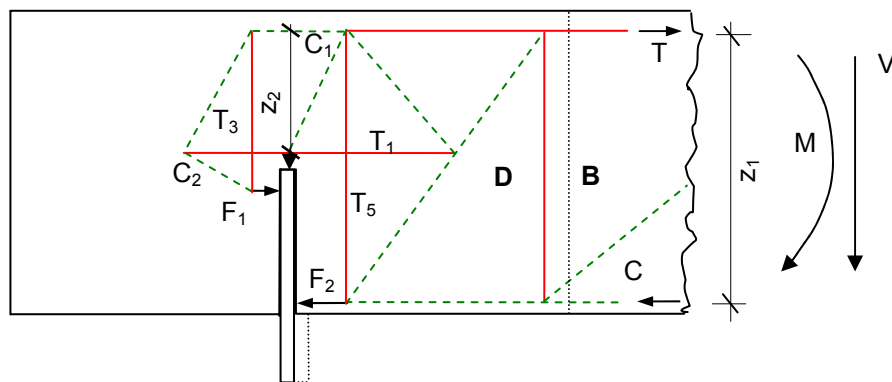


Abb. 5.23: ebenes Stabwerkmodell für schließendes Moment mit Querkraft

Die Kontaktkräfte  $F_1$  und  $F_2$  ergeben sich aus dem horizontalen Gleichgewicht und ihr Abstand  $z_3$  wird mit Hilfe des Spannungsblocks ermittelt.

$$F_1 = F_2 = 0,8 \cdot x \cdot b \cdot 0,95 \cdot \sigma_c \quad \text{Gl. 5-26}$$

Der innere Hebelarm  $z_3$  lässt sich in Anhängigkeit der Einbindetiefe  $t_E$  und der Druckzonenhöhe  $x$  wie folgt bestimmen:

$$z_3 = t_E - (2 \cdot 0,4 \cdot x) \quad \text{Gl. 5-27}$$

Aus der Bedingung

$$|M| = |F_{1,2}| \cdot z_3 \quad \text{Gl. 5-28}$$

kann die Druckzonenhöhe durch Lösen der quadratischen Gleichung

$$0,608 \cdot b \cdot \sigma_c \cdot x^2 - 0,76 \cdot t_E \cdot b \cdot \sigma_c \cdot x + |M| = 0 \quad \text{Gl. 5-29}$$

abgeleitet werden.

Für den Referenzkörper R-Q3 mit der gemessenen Betonfestigkeit aus Tabelle 4.10 ergeben sich somit die Druckzonenhöhe und die Kontaktkräfte zu

$$\begin{aligned} x &= 0,02530 \text{ m} \\ F_{1,2} &= 0,497 \text{ MN/m} \end{aligned}$$

Für das Stabwerkmodell in Abb. 3.25 wird in Abb. 5.24 ein verfeinertes und auf die Randbedingungen des Versuchskörpers R-Q3 angepasstes ebenes Stabwerkmodell dargestellt. Die Lage der Zugstreben ist durch die gewählte Bewehrungsführung im Versuchskörper vorgegeben. Nach REINECK, K.-H. (2005) sind Zugspannungsfelder in gerissenen Bauteilen ohne Querkraftbewehrung und ohne Längskräfte unter  $60^\circ$  geneigt. Wird die Reibung zwischen Trapezblech und Betongurt berücksichtigt, so kann die gesamte Querkraft für das angegebene Belastungsniveau bereits ab einem Reibbeiwert von  $\mu = 0,155$  an der unteren Kontaktstelle aufgenommen werden. Für das in Abb. 5.24 dargestellte Stabwerkmodell wird die Querkraft komplett an dem Abstützpunkt  $F_2$  abgenommen. Wird das Tragverhalten nun mit dem Versuchskörper R-Q3 verglichen, ergibt sich hinsichtlich der Lastabtragung eine sehr gute Übereinstimmung. Die im Stabwerkmodell vorhandenen Druckspannungen an der Oberseite des Gurtes wurden ebenfalls im Versuch durch die Setzdehnungsmesser bestätigt (Abb. 4.42). Für die gewählte Beanspruchung und unter Berücksichtigung der Reibung ergeben sich Kräfte in den Bewehrungsstäben entsprechend Tabelle 5.3. Aus den Messergebnissen bei der Versuchsdurchführung lassen sich geringere Spannungen in den Bewehrungsstäben bestimmen (Tabelle 5.3). Dies liegt vor allem daran, dass bei der Modellierung des Stabwerkmodells der Druckstab  $C_1$  oberhalb des Bleches vereinfachend auf Höhe der eingelegten Bewehrung angenommen wurde. Aus den gemessenen Dehnungen der Setzdehnungsmesser sowie den Dehnmessstreifen an den Bewehrungsstäben lässt sich am Versuchskörper R-Q3 über die Dehnungsebene eine Druckzonenhöhe  $x$  von 0,0148 m bei einem einwirkenden Moment von 100 kNm bestimmen. Die Resultierende der Druckspannungen liegt im Versuch somit 5,12 mm vom oberen Rand entfernt, während diese im Stabwerkmodell auf Höhe der Bügelbewehrung bei 26 mm Randabstand liegt. Dies führt im Stabwerkmodell zu einem kleineren inneren Hebelarm  $z_2$  und damit zu einer

Erhöhung der Zugstrebenkraft  $T_1$ . Auch beteiligt sich die Bügelbewehrung aufgrund der geringen Druckzonenhöhe im Versuch an der Lastabtragung und trägt auf Zug mit. Die gemessene Bügelkraft am Bügel 2 beträgt 101 kN/m.

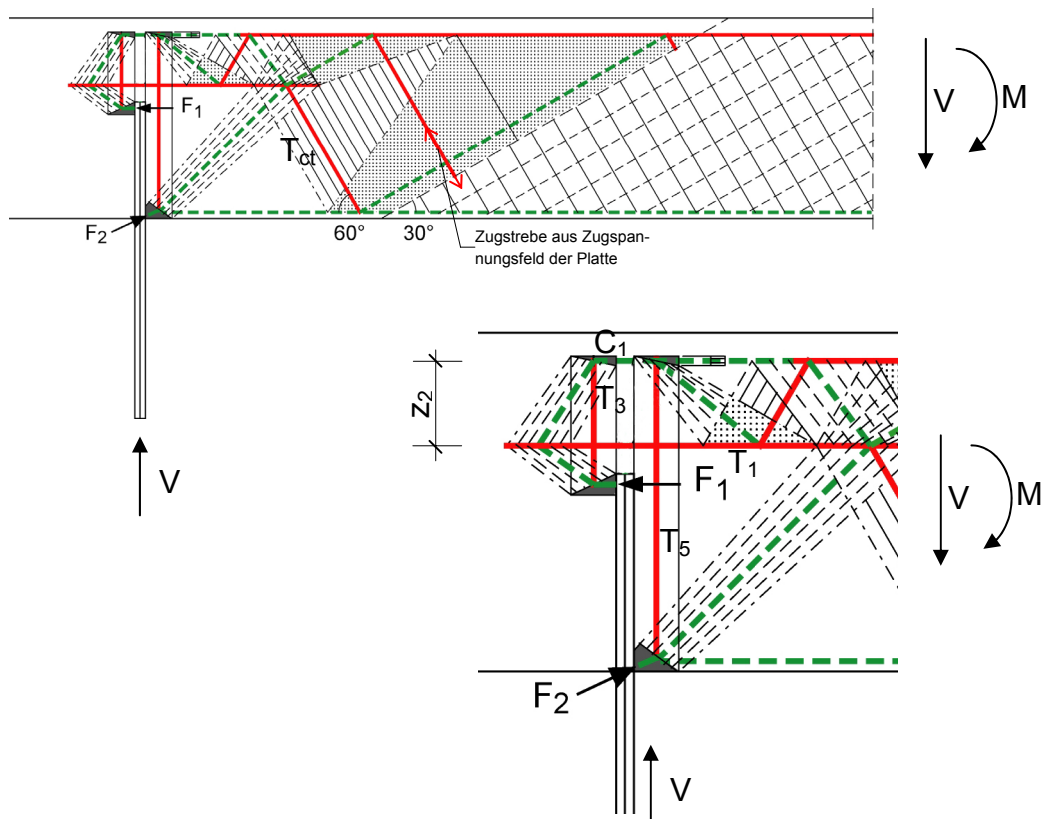


Abb. 5.24: Verfeinertes Stabwerkmodell auf den Versuchskörper R-Q3 angepasst.

Tabelle 5.3: Vergleich der Stabkräfte von R-Q3 und STM

	Versuchskörper (R-Q3) [kN/m]	Stabwerkmodell [kN/m]
$T_1 + (\text{Bügel})$	442 (+101)	717
$T_3$	106	225
$T_5$	65	167

Wird nun aus der gemessenen Dehnungsverteilung die im Versuch vorhandene Druckkraft  $C_1$  errechnet und am Schnitrufer entsprechend Abb. 5.25 angetragen, so ergibt sich über das horizontale Gleichgewicht die Abstützkraft  $F_1$  beim Versuchskörper R-Q3 zu 422 kN/m. Dem gegenüber stehen die errechneten Abstützkräfte  $F_1 = F_2 = 497$  kN/m mittels Spannungsblock. Bei der Ermittlung der Bewehrungskräfte mit Hilfe der Stabwerkmodellierung wird das Mitwirken des Betons zwischen den Rissen nicht berücksichtigt, so dass sich hierbei höhere Stabkräfte ergeben als im Versuch über die Dehnungsmessungen ermittelt wird. Auch die Betondehnungen auf der Oberseite werden durch die Länge der Setzdehnungsmesser von 200 mm in

diesem Bereich nur gemittelt. Die Abweichung der Stabkräfte beim Zugstab  $T_3$  im Vergleich zum Versuchskörper R-Q3 liegt vor allem an der Lage des Dehnmessstreifens. Im Versuchskörper wurde der DMS in der Mitte des vertikalen Bügelschenkels appliziert, während entsprechend dem Stabwerkmodell (Abb. 5.24) die größte Beanspruchung im oberen Drittel auftritt.

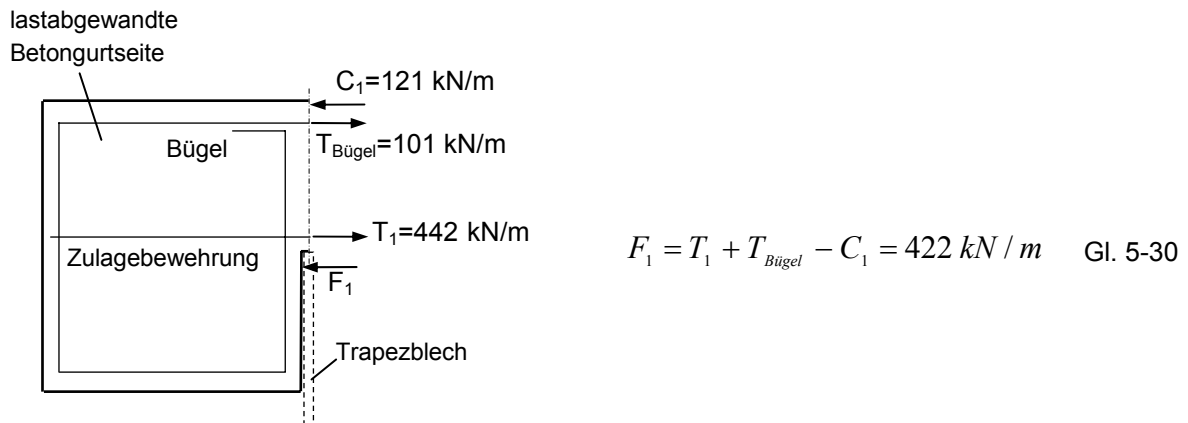


Abb. 5.25: Gleichgewicht der Kräfte am Versuchskörper R-Q3 oberhalb der Einbindetiefe

Um die Qualität des ebenen Stabwerkmodells bei Verwendung von Betondübeln zu überprüfen, werden die gemessenen Bewehrungskräfte des Versuchskörpers BD-Q3 ebenfalls bei einem einwirkenden Moment von 100 kNm (76,923 kNm/m) mit den Zugkomponenten des Stabwerkmodells verglichen.

Tabelle 5.4: Vergleich der Stabkräfte von BQ3 und STM

	Versuchskörper (BD-Q3) [kN/m]	Stabwerkmodell [kN/m]
$T_1 + (\text{Bügel})$	165 (+54)	237
$T_2$	196	272
$T_5$	maßgebende DMS ausgefallen	142
$T_3 + T_4$	maßgebende DMS ausgefallen	158

In Abb. 5.26 ist das verfeinerte Stabwerkmodell, angepasst an die Randbedingungen des Versuchskörper BD-Q3 dargestellt. Da es sich um die gleichen Randbedingungen wie beim Versuchskörper R-Q3 bzw. dem dazugehörige Stabwerkmodell handelt, wird auf die genaue Herleitung der Abstützkräfte verzichtet. Die Tabelle 5.4 zeigt eine gute Übereinstimmung der ermittelten Stabkräfte mit den Versuchswerten.

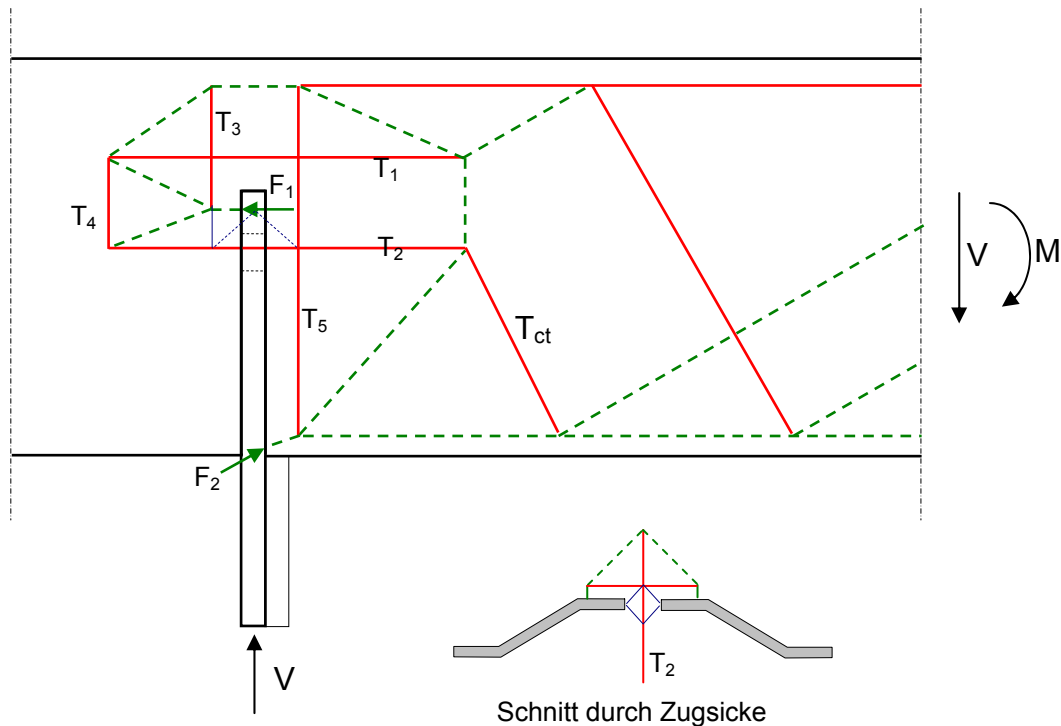


Abb. 5.26: Verfeinertes, ebenes Stabwerkmodell für negatives Moment und Querkraft mit Verbundmittel

### 5.2.3 Einfluss der untersuchten Parameter auf die Tragfähigkeit

Um den Einfluss verschiedener Parameter auf die Tragfähigkeit der Verbundfuge mit Betondübel unter Einwirkung eines negativen Momentes zu erfassen, und somit die Gültigkeit des Stabwerkmodells zu verifizieren, wurde mit der Methode der Finiten Elemente eine Parameterstudie durchgeführt. In Tabelle 5.5 sind die variierten Parameter dargestellt. Zur Begrenzung der Rechenzeit wurden die Berechnungen am Fünftel-Modell durchgeführt. Da der Faltungswinkel aufgrund des dargestellten Tragverhaltens auf die Tragfähigkeit keinen großen Einfluss hat, werden hier nur die Grenzen des Parameterbereiches mit Faltungswinkeln von  $\alpha=31^\circ$  und  $\alpha=45^\circ$  untersucht. Das Hauptaugenmerk liegt auf der Betondübel- bzw. Zulagebewehrung, da diese entscheidende Parameter bei der Lastabtragung darstellen.

Die Betongurtstärke und die Einbindetiefe bestimmen den bei der Entwicklung des Stabwerkmodells zur Verfügung stehenden inneren Hebelarm  $z_2$  oberhalb des Bleches. Die Variation der Blechdicke soll lediglich Aufschluss über die Rotationssteifigkeit der Verbundfuge geben.

Tabelle 5.5: Parameterbereich der numerischen Parameterstudie

Parameter	Blechdicke	Faltungswinkel	Faltungstiefe	Einbindetiefe	Betongurtdicke	Betongüte (nach DIN 1045-1)	Betondübelbewehrung	Zulagebewehrung
Parameterbereich	16 mm	31°	72 mm	100 mm	250 mm	C20/25 $f_{cm}=24 \text{ N/mm}^2$	Ø 12	ohne Zulage
	20 mm				300 mm	C25/30 $f_{cm}=28 \text{ N/mm}^2$	Ø 16	Ø 12
	25 mm	45°	100 mm	175 mm	350 mm	C30/37 $f_{cm}=38 \text{ N/mm}^2$	Ø 20	Ø 16
							C40/50 $f_{cm}=48 \text{ N/mm}^2$	Ø 25

In Abb. 5.27 ist der Einfluss der Blechdicke dargestellt. Da beim 16mm dicken Trapezblech kein Stahlversagen auftrat, ist eine Steigerung der Tragfähigkeit  $M_{max}$  durch die Erhöhung der Blechdicke nicht zu erwarten. Abb. 5.27 verdeutlicht jedoch die Zunahme der Rotationssteifigkeit mit zunehmender Blechstärke.

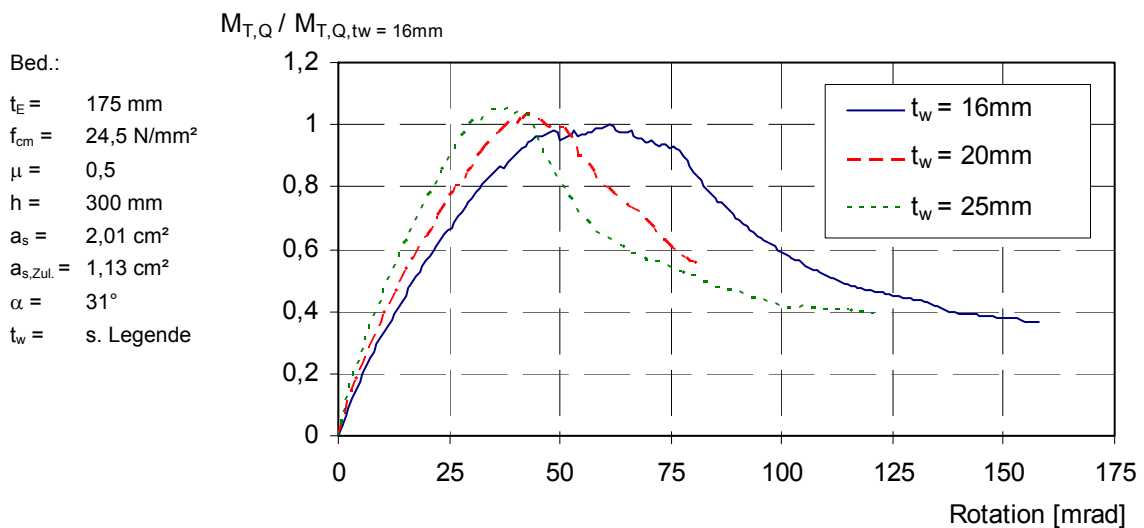


Abb. 5.27: Einfluss der Blechdicke auf die Tragfähigkeit. Körper mit Betondübel und einem Faltungswinkel von 31°

Auch bei der 45°- Faltung wird mit zunehmender Blechdicke die Gesamtrotation reduziert. Aus Abb. 5.28 wird ersichtlich, dass sich bei der 45°-Faltungsgeometrie aufgrund der etwas größeren Faltungstiefe und der damit verbundenen höheren Biegesteifigkeit im Vergleich zur 31°- Faltung ebenfalls eine geringere Rotation einstellt.

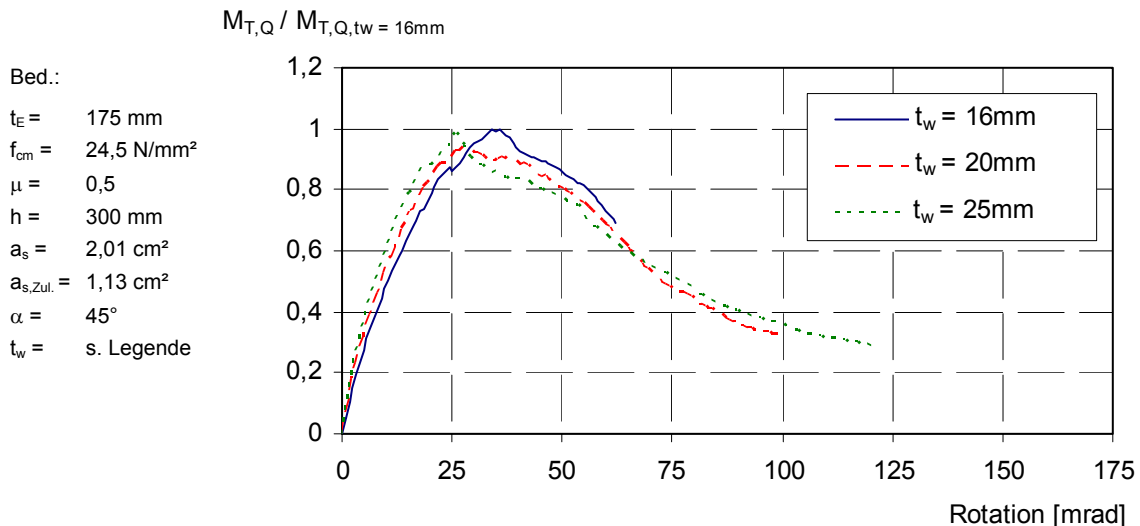


Abb. 5.28: Einfluss der Blechdicke auf die Tragfähigkeit. Körper mit Betondübel und einem Faltungswinkel von  $45^\circ$

Vergleicht man nun die Tragfähigkeiten miteinander, so wird ersichtlich, dass sowohl die Blechdicke als auch der Faltungswinkel und die Faltungstiefe keinen wesentlichen Einfluss auf die Tragfähigkeit nehmen.

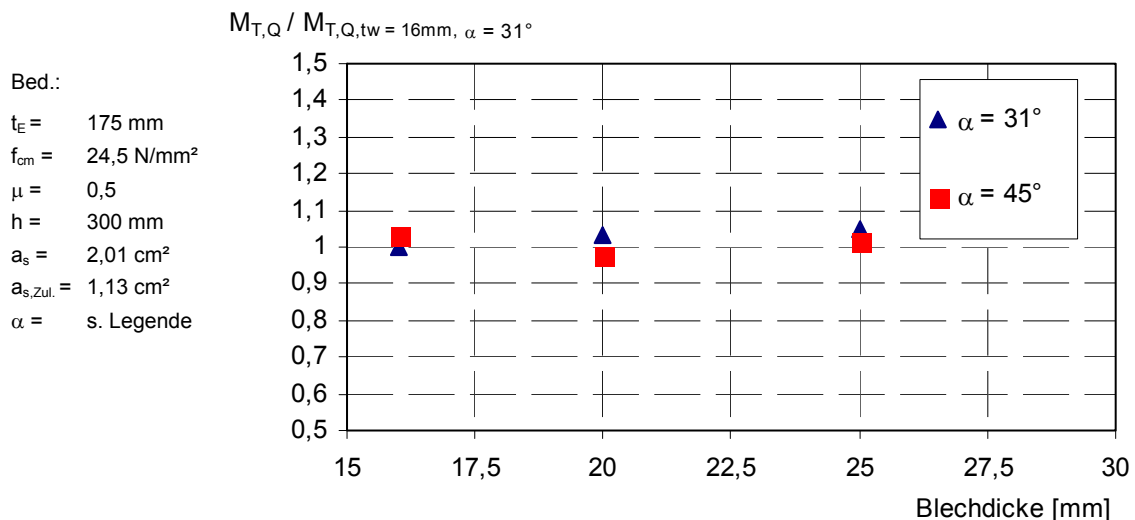


Abb. 5.29: Vergleich der Tragfähigkeiten von Körpern mit  $31^\circ$ - und  $45^\circ$  Faltungswinkel

In Abb. 5.30 ist der Einfluss der Betonfestigkeit auf die Tragfähigkeit dargestellt. Die dargestellten Tragfähigkeiten sind auf die Betongüte des Versuchskörpers BD-Q3 bezogen. Die Erhöhung der Betongüte führt zu geringeren Druckzonenhöhen und somit zu einer Zunahme der Hebelarme. Sowohl die Abstützkräfte  $F_1$  und  $F_2$  als auch das Kräftepaar oberhalb des Bleches sind bei gleichem einwirkendem Moment im Vergleich zu geringer Betongüte etwas kleiner.

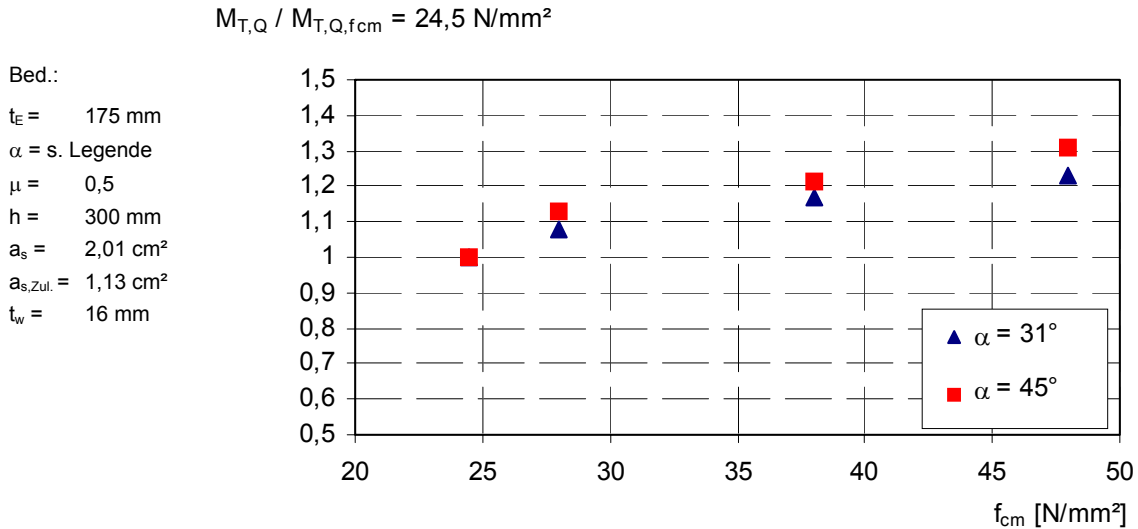


Abb. 5.30: Einfluss der Betonfestigkeit auf die Tragfähigkeit

Parameter mit großem Einfluss stellen die Dübel- und die Zulagebewehrung dar. Abb. 5.31 und Abb. 5.32 zeigen, dass sowohl mit zunehmender Zulagebewehrung als auch mit einer Erhöhung des Dübelbewehrungsquerschnitts eine Steigerung der Tragfähigkeiten möglich ist. Mit dem Fließbeginn der Zulage- bzw. Dübelbewehrung ist eine Erhöhung des angreifenden Momentes nur durch ein Einschnüren der Druckzone an der Gurtoberseite möglich. Mit dem Einschnüren der Druckzone und dem Fließen der Bewehrung öffnet sich die Verbundfuge und die Rotation des Betongurtes nimmt zu. Hierbei wird der Beton vom Blech an den Kontaktstellen abgelöst und die Druckzonenhöhen der Abstützstellen  $F_1$  und  $F_2$  verringern sich. Die Tragfähigkeit ist mit dem Versagen der Druckzone an den Abstützstellen erreicht.

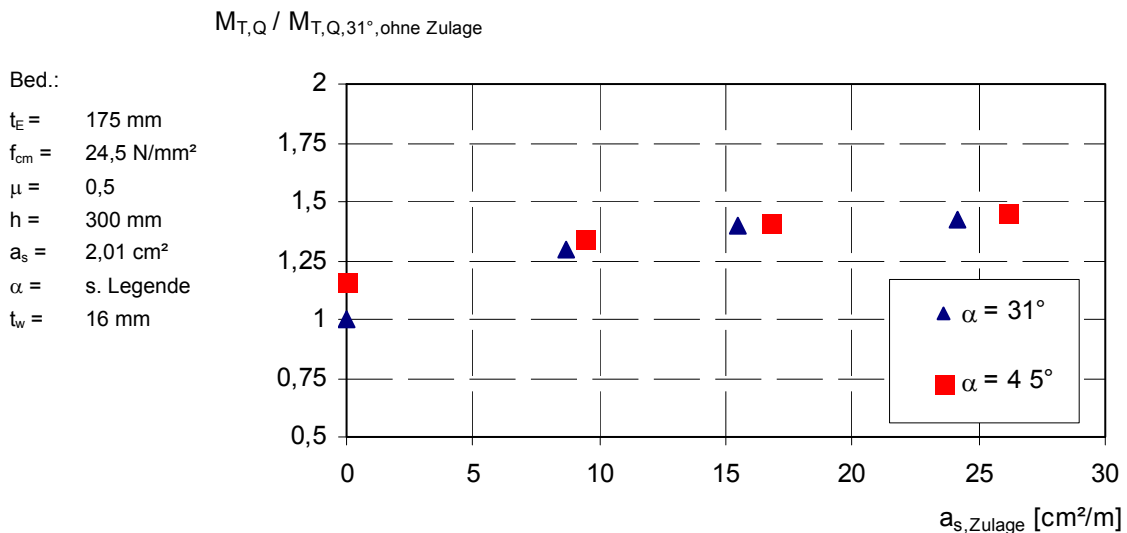


Abb. 5.31: Einfluss der Zulagebewehrung auf die Tragfähigkeit



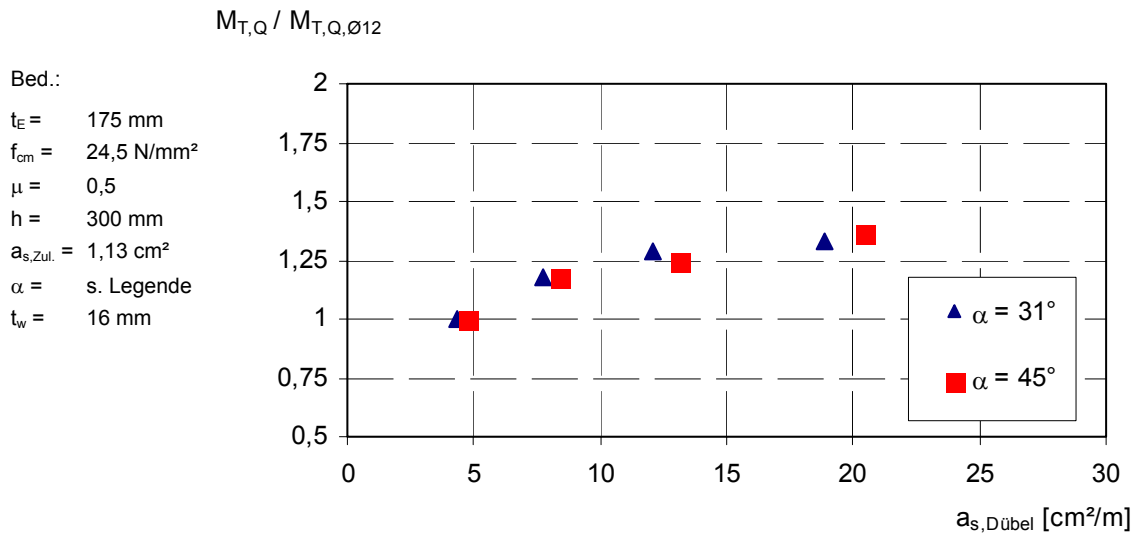


Abb. 5.32: Einfluss der Dübelbewehrung auf die Tragfähigkeit

Ein weiterer untersuchter Parameter ist die Betongurtdicke. Bei gleichbleibender Einbindetiefe und zunehmender Betongurtdicke, nimmt der innere Hebelarm  $z_2$  oberhalb des Bleches zu. Die resultierende Kraft des Druckspannungsfeldes auf der Gurtoberseite sowie die Bewehrungskräfte der Zulage- und Dübelbewehrung werden reduziert. Eine Erhöhung des Betonquerschnitts oberhalb des Bleches mit zunehmender Betongurtdicke führt deshalb auch zu Traglaststeigerungen. In Abb. 5.33 ist dieser Einfluss dargestellt. Eine Erhöhung des Überstandes von 7,5 cm auf 17,5 cm ergibt in der FE-Berechnung eine Traglaststeigerung von 13%.

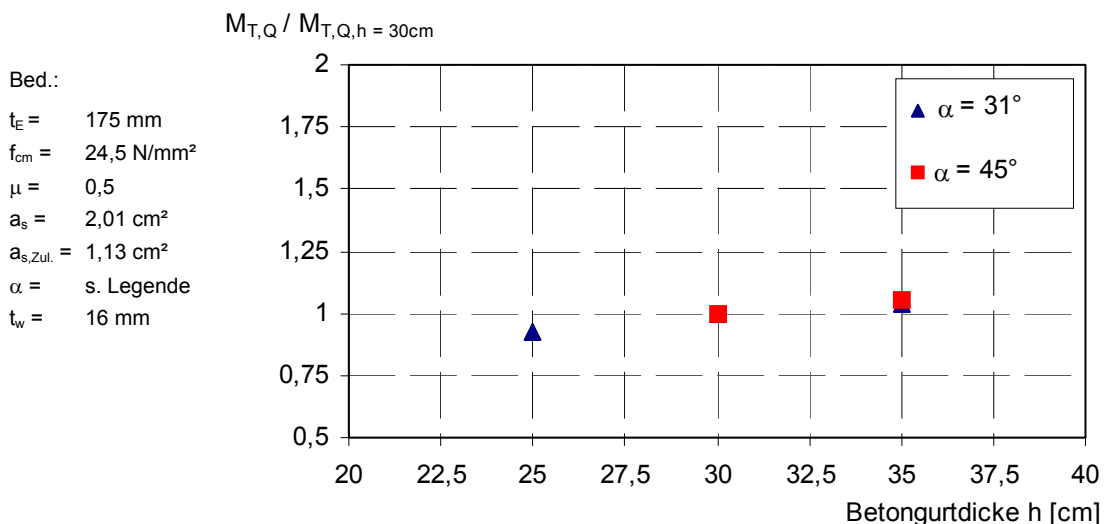


Abb. 5.33: Einfluss der Betongurtdicke auf die Tragfähigkeit

Die durchgeführte Parameterstudie hat das Tragverhalten der Stabwerkmodelle bestätigt. Die Tabelle 5.6 zeigt für die Versuchskörper R-Q3 und BD-Q3 die Gegenüberstellung der Stabkräfte aus Versuch, FE-Berechnung und Stabwerkmodell.

Tabelle 5.6: Vergleich der Stabkräfte von R-Q3, BD-Q3 und STM

		Versuchskörper [kN/m]	FE- Berechnung [kN/m]	Stabwerkmodell [kN/m]
BD-Q3	T <sub>1</sub> + (Bügel)	165 (+54)	212 (+44)	237
	T <sub>2</sub>	196	245	272
	T <sub>5</sub>	maßgebende DMS ausgefallen	102	142
	T <sub>3</sub> +T <sub>4</sub>	maßgebende DMS ausgefallen	60	158
R-Q3	T <sub>1</sub> + (Bügel)	442 (+101)	458 (+82)	717
	T <sub>3</sub>	106	170	225
	T <sub>5</sub>	65	65	167

### 5.2.4 Zusammenfassung

Die Modellierung von räumlichen Stabwerkmodellen ist sehr aufwändig und deshalb für die Praxis eher ungeeignet. Die vorausgegangenen Untersuchungen an ebenen Modellen haben gezeigt, dass diese in guter Übereinstimmung mit den Versuchen und FE-Berechnungen das Tragverhalten richtig erfassen. Diese dienten jedoch dazu, das Tragverhalten des Versuchskörpers und somit das grundsätzliche Tragverhalten zu erfassen. Die Modellierung mit geneigten Zugstreben unter Ansatz der Betonzugfestigkeit liefert aufgrund der großen Streuung der Zugfestigkeit ein unsicheres Ergebnis. Des Weiteren werden die Zugkomponenten  $T_1$  und  $T_2$  direkt in einem Betonzugfeld verankert. Am Beispiel einer Platte mit abgesetztem Auflager weist REINECK, K.-H. (2005) darauf hin, dass bei Verankerung in einem reinen Zugfeld sich die Zugspannungen aus Zugfeld und lokalen Zugspannungen infolge des Verbundes addieren. Es ist deshalb sinnvoll, die schrägen Zugfelder mit den resultierenden  $T_{ct}$  in den Abb. 5.24 und Abb. 5.26 als Bügel auszubilden.

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass die aufgezeigten ebenen Stabwerkmodelle für eine Bemessung der Verbundfuge unter negativer Querbiegebeanspruchung geeignet sind. Für die praktische Anwendung dienen diese als Grundlage und müssen den jeweiligen Randbedingungen angepasst werden. Im ersten Schritt ist es zweckmäßig, das Tragwerk in B- und D-Bereiche einzuteilen und die Randschnittgrößen an den Bereichübergängen zu bestimmen. Der D-Bereich der Rahmenecke kann herausgelöst und getrennt vom restlichen Tragwerk betrachtet werden. Mit Hilfe des Spannungsblocks lassen sich nun die Abstützkräfte  $F_1$  und  $F_2$  bestimmen sowie ihre Lage bezüglich der Bauteilränder. Beim Entwickeln des Stabwerkmodells ist auf die Grundsätze der Stabwerkmodellierung zu achten. So ist zum Beispiel darauf zu achten, dass die Zugstreben  $T_3$  bzw.  $T_4$  entsprechend verankert werden können. Bei zu geringer Einbindetiefe ist eine Verankerung oft nicht mehr möglich und es kommt zum Betonausbruch auf der lastabgewandten Betongurtseite. Auch müssen für

kritische Knoten Knotennachweise geführt werden. Dies trifft vor allem auf die sehr hoch beanspruchten Berührungspunkte zwischen Trapezblech und Betongurt zu. Hierbei entstehen aufgrund der Faltung des Bleches und der damit verbundenen räumlichen Lastabtragung Querzugspannungen. Diese Knoten müssen nach Schlaich, J., Schäfer, K. (2001) mit einer reduzierten Betondruckfestigkeit von  $f_{cd,eff} = 0,75 \cdot f_{cd}$  nachgewiesen werden. Die ebene Modellierung stellt jedoch nur eine Näherung dar, bei der das räumliche Tragverhalten verschmiert und auf die Ebene übertragen wird. Die Effekte aus der räumlichen Wirkung müssen somit separat erfasst werden. Dies betrifft vor allem die auftretenden horizontalen Zugspannungen im Bereich der Zugsicke auf der lastabgewandten Gurtunterseite. Eine Möglichkeit stellt hierbei eine Betrachtung von sich nach unten ausbreitenden Druckstreben der vollen Abstützkraft  $F_1$  unter einem Winkel von  $45^\circ$  entsprechend Abb. 5.34 dar.

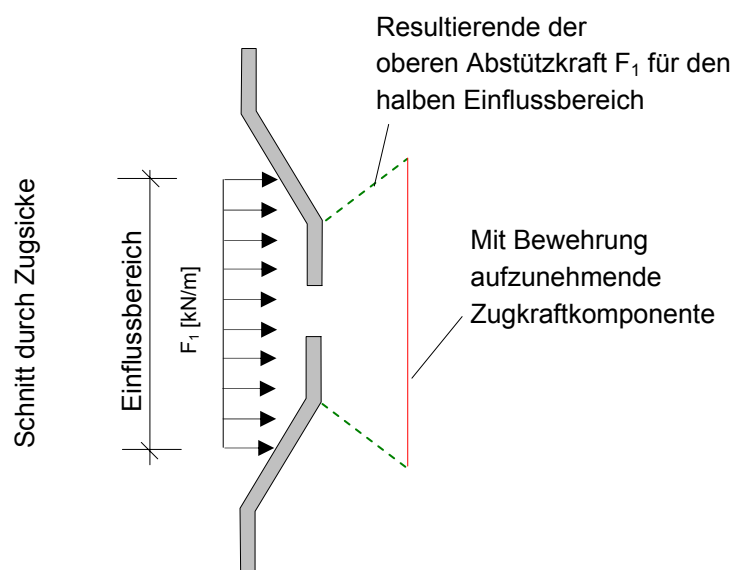


Abb. 5.34: Ermittlung der horizontalen Bewehrung auf der Unterseite des Betongurts

Da diese nach unten geführte Kraft wieder hoch gehängt werden muss, ist darauf zu achten, dass die im Stabwerkmodell ermittelte Bügelbewehrung auf der lastabgewandten Seite auch bis zur Betongurtunterkante geführt und entsprechend verankert wird. Die Bügelschenkel sind entsprechend der Faltung versetzt anzuordnen, so dass auch in Tiefsicken ausreichend Bügelschenkel vorhanden sind.

Die im Gurt vorhandene Querkraft kann über Schneidenlagerung oder über Reibung in das Trapezblech eingeleitet werden. Untersuchungen zur Einleitung von Vertikallasten in Spundwandprofile über Schneidenlagerung wurde von der Firma HSP Hoesch Spundwand und Profil GmbH durchgeführt. Die Untersuchungen führten zu einer allgemeinen bauaufsichtliche Zulassung in der entsprechende Bemessungsregeln für die Schneidenlagerung verankert sind [DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK (2004)]. Diese sind jedoch nur für Spundwandbohlen zugelassen und nur bedingt auf andere Faltungsgeometrien übertragbar. Hier besteht weiterer Untersuchungsbedarf. Die Übertragung der Querkraft über Reibung zwischen Trapezblech und Betongurt erfordert einen gesicherten Reibbeiwert sowie hohe Kontaktkräfte zwischen Trapez-

blech und Betongurt. Durch die Verwendung von Korrosionsschutz sinkt der Reibbeiwert deutlich ab und bei gleichzeitiger Längsschubbeanspruchung der Verbundfuge wird der Kontakt zwischen Blech und Beton aufgrund des Aufbiegens des Gurtes reduziert. Auch hier ergibt sich weiterer Forschungsbedarf.

## **6 Zusammenfassung und Ausblick**

## 6.1 Zusammenfassung

Im Rahmen des von der FOSTA finanzierten Forschungsprojektes wurde für die Verwendung von Trapezblechstegen im Verbundbrückenbau eine modifizierte Verbundfuge entwickelt. Unter dem Gesichtspunkt die großen Vorteile der Trapezblechstege zu nutzen und im Hinblick auf eine ökonomische Bauweise ist der Einsatz ohne Stahlflansch von zentraler Bedeutung. Dadurch entfallen aufwändige und große Schweißnahtlängen und die Einbindung des gefalteten Bleches in den Betongurt wird ermöglicht. Das Trapezblech kann hierbei zur Verbundwirkung herangezogen werden. Durch die Einbindung des Bleches bietet sich somit auch die Möglichkeit, mit Ausnahme der Schubbeanspruchung in Längsrichtung aus der Trägerwirkung, entstehende Querbiegemomente aufgrund der großen Querbiegesteifigkeit des Trapezbleches besser übertragen zu können. Als Verbundmittel wurde ein oben offener, tropfenförmiger Betondübel verwendet.

Der Umfang der Arbeit unterteilt sich im Wesentlichen in zwei Themenschwerpunkte. Der Kern des ersten Schwerpunktes beinhaltet die Entwicklung einer modifizierten Verbundfuge, deren numerische Untersuchung sowie statische Versuche an Push-out-Körpern unter reiner Längsschubbeanspruchung. Dabei wurde für die Wahl der Dübelgeometrie auf Publikationen über Betondübeln am geraden Blech zurückgegriffen. Anhand der numerischen und experimentellen Untersuchungen konnte festgestellt werden, dass bereits die alleinige Verbundwirkung des gefalteten Steges erhebliche Schubkräfte übertragen kann. In Kombination mit dem Betondübel entsteht ein leistungsfähiges und duktileres Verbundmittel. Aufbauend auf den Kenntnissen zum Tragverhalten wurde anhand einer umfangreichen Parameterstudie mit Hilfe der Finiten-Element-Berechnung und den Versuchsergebnissen ein Bemessungsvorschlag für die Verbundsicherung im Grenzzustand der Tragfähigkeit unter Längsschubbeanspruchung erarbeitet.

Den Mittelpunkt des zweiten Schwerpunktes bilden die Untersuchungen zur Querbiegetragfähigkeit unter negativem (schließendem) Moment mit Querkraft. Im ersten Schritt wurde anhand von ebenen Stabwerkmodellen der innere Kraftfluss verdeutlicht und mit Hilfe von FE-Berechnungen anschließend das Tragverhalten unter Berücksichtigung der Faltung des Bleches räumlich erfasst. Hierbei zeigte sich, dass bei Verwendung von Betondübeln zwei verschiedene Arten der Lastabtragung entstehen. Durch die Fähigkeit des Betondübels Zugkräfte zu übertragen, wird ein Teil des einwirkenden Moments über ein Kräftepaar mit der Faltungstiefe als Hebelarm aufgenommen. Der zweite Tragmechanismus hängt wesentlich von der Einbindetiefe des Bleches und der Betongurtdicke ab. Es kommt zur Verkantung des Bleches im Gurt. Die Größe der dabei entstehenden Abstützkräfte hängt im Wesentlichen von der Einbindetiefe ab. Oberhalb des Bleches wird der verbleibende Betonquerschnitt auf Biegung beansprucht, so dass direkt oberhalb des Trapezbleches Zugspannungen entstehen. Die statischen Versuche zur Querbiegetragfähigkeit mit und ohne Verbundmittel zeigten ein gutmütiges Verhalten mit beachtlichen Tragfähigkeiten. Die

Überprüfung der ebenen Stabwerkmodelle mit den experimentellen Untersuchungen zeigte eine sehr gute Übereinstimmung. Es wurde gezeigt, dass die räumliche Lastabtragung bei der Stabwerkmodellierung praxistauglich vernachlässigt und ihre Wirkung separat erfasst werden kann.

## **6.2 Weiterer Forschungsbedarf**

Diese ersten Untersuchungen zur Längsschubtragfähigkeit und zur Querbiegetragfähigkeit zeigen das große Potenzial dieser Verbundfugenausbildung. Das in dieser Arbeit vorgestellte Bemessungskonzept basiert größtenteils auf numerischen Berechnungen und auf Versuche an einer Trapezblechgeometrie. Zur Absicherung und zur Verifizierung des Bemessungsvorschlags ist es sinnvoll weitere Versuche mit anderen Trapezblechgeometrien durchzuführen. Dabei kann auf die Bedeutung der hier untersuchten Parameter zurückgegriffen werden. Es zeigte sich, dass die Reibung zwischen Trapezblech und Betongurt einen erheblichen Einfluss auf das Tragverhalten nimmt. Hierauf sollte bei weiteren Untersuchungen besonders geachtet werden. Die Versuchsanzahl zur Querbiegetragfähigkeit war auf drei Versuchskörper mit Verbundmittel und drei Versuchskörper ohne Verbundmittel beschränkt. Hier ist es ebenfalls anzuraten, an weiteren Versuchskörpern mit anderen Parametern das Tragverhalten zu überprüfen. Auch ist die Lastabtragung unter positivem (öffnendem) Moment nicht vollständig geklärt.

Schwerpunkte zukünftiger Forschungstätigkeiten zur Verbundfuge mit einbindenden Trapezblechstegen sollten vor allem bei der Untersuchung der Interaktion zwischen Längsschub- und Querbiegebeanspruchung liegen. Um den Einsatz im Brückenbau zu ermöglichen, sind Untersuchungen unter zyklischen Beanspruchungen zur Feststellung des Ermüdungsverhaltens erforderlich.

## Literaturverzeichnis

- Andrä, H.-P. (1985): *Neuartige Verbundmittel für den Anschluss von Ortbetonplatten am Stahlträger*, Beton- und Stahlbetonbau 80, Heft 12, S. 325-328
- Aschinger, R. (1995): *Tragverhalten von geschweißten I-Trägern mit trapezförmig profilierten Stegen bei Torsion, Biegung, Biegedrillknicken und Normalkraft*, Dissertation, Technische Universität Berlin
- Balmer, G.G. (1949): *Shearing strength of concrete under high triaxial stress- Computation of Mohr's envelope as a curve*, Structural Research Laboratory report No. SP-23, Bureau of Reclamation, United States Department of the Interior
- Bussler, L. (2006): *Hypothese von Coulomb und mehrachsige Betonfestigkeit*, Bau-technik 83, Heft 1, S.50-55
- von Brunn, H. (2004): *Brückenbauwerke in den neuen Bundesländern*, Ernst & Sohn, Berlin, ISBN 3-433-01700-X
- CEB-FIP (1990): *CEB-FIP Model Code 1990*, Comite Euro-International Du Beton; Thomas Telford
- Chen, W.F. (1982): *Plasticity in reinforced concrete*, New Yoerk, McGraw-Hill
- Cheyrezy, M., Combault, J. (1990): *Composite Bridges with corrugated steel webs – Achievements and Prospects*, IABSE Symposium, pp.479-484, Brussels
- Dannecker, S. (2003): *Verbundtragwerke mit profilierten Stahlstegen im Brückenbau*, Diplomarbeit, Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren, Universität Stuttgart
- DAST-Richtlinie 015 (1990): *Träger mit schlanken Stegen*, Deutscher Ausschuss für Stahlbau, Stahlbau Verlagsgesellschaft mbH , Köln
- DAfStb-Heft 229 (1973): *Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen beanspruchung*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Wilhelm Ernst & Sohn KG, Berlin
- DAfStb-Heft 260 (1976): *Studie zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Wilhelm Ernst & Sohn KG, Berlin
- DAfStb-Heft 447 (1995): *Versuche zum Verhalten von Beton unter dreiachsiger Kurzzeitbelastung*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Verlag, Berlin
- Deutsches Patentamt (1989): *Offenlegungsschrift DE 3836592 A1*



- Deutsches Institut für Bautechnik (2004): *Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung*,  
Schneidenlagerung zur Einleitung von Vertikal- und Horizontalkräften in  
Stahlpundbohlen System HOESCH nach DIN 1045:1988-07 oder  
DIN 1045-1:2001-07, Zulassungsnummer: Z-15.6-34, Berlin
- DIN 1045-1 (2001): *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton*, Teil 1: Be-  
messung und Konstruktion, Deutsches Institut für Normung e.V
- DIN EN 10025-3 (2003): *Flacherzeugnisse aus Druckbehälterstählen*, Teil 3:  
Schweißgeeignete Feinkornbaustähle
- DIN EN 10028-3 (2005): *Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen*
- DIN EN 10113-3 (1993): *Warmgewalzte Erzeugnisse aus schweißgeeigneten Fein-  
kornbaustählen*, Teil 3: Lieferbedingungen für thermomechanisch gewalzte  
Stähle, Deutsche Fassung EN 10113-3:1993
- DIN EN 10204 (2005): *Metallische Erzeugnisse – Arten von Prüfbescheinigungen*,  
Deutsches Fassung EN 10204:2004
- DIN 18800-1 (1990): *Stahlbauten*, Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Deutsches  
Institut für Normung e.V
- DIN 18800-5 (1990): *Stahlbauten*, Teil 5: Verbundtragwerke aus Stahl und Beton –  
Bemessung und Konstruktion, Deutsches Institut für Normung e.V
- DIN EN 1990 (2002): *Eurocode*, Grundlagen der Tragwerksplanung, Anhang D:  
Deutsche Fassung EN1994-1-1:2002
- DIN EN 1994-1-1 (2006): *Eurocode 4*, Bemessung und Konstruktion von Verbund-  
tragwerken aus Stahl und Beton, Teil 1: Allgemeine Bemessungsregeln und  
Anwendungsregeln für den Hochbau, Deutsche Fassung EN1994-1-1:2004
- DIN EN 1994-2 (2006): *Eurocode 4*, Bemessung und Konstruktion von Verbundtrag-  
werken aus Stahl und Beton, Teil 2: Allgemeine Bemessungsregeln und An-  
wendungsregeln für Brücken, Deutsche Fassung EN 1994-2-2005
- DIN EN 1990 (2002): *Eurocode*, Grundlagen der Tragwerksplanung, Anhang D,  
Deutsche Fassung EN 1990:2002
- DIN EN 10002-1 (2001): *Zugversuch*, Teil 1, Ausgabe 2001-12
- DIN-Fachbericht 104 (2003): *Verbundbrücken*, Deutsches Institut für Normung e.V.,  
Berlin, Beuth-Verlag
- Ebina, T., et. al. (1998): *Basic study for shear capacity of perfobond rib*, 8<sup>th</sup> Sympo-  
sium on developments in prestressed concrete, pp.31-36
- Ebina, T., et. al. (2002): *Mechanical characteristics of connection between concrete  
slabs and corrugated steel webs*, FIB Congress, pp.303-308, Osaka

- Fichtner, S. (2005): *Implementierung einer Kontaktschicht mit Reibeigenschaften für kleine Verformungen für das Programm MASA*, Manual zum Programm MASA, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart
- Hata, K., et. al. (2002): *Design and construction of the prestressed concrete girder bridge with corrugated steel plate web*, FIB Congress, pp.423-430, Osaka
- Hauke, B. (2005): *Shear connectors for composite members of high strength materials*, Eurosteel, pp.4.2-57-4.2 64, Maastricht
- Hauke, B., Gündel, M. (2007): *Aperture plates as ductile shear connectors for high performance composite members*, 2<sup>nd</sup> International Symposium on "Connections between Steel and Concrete", pp.1391-1400, Stuttgart
- Ibach, H.D. (2001): *Zum Kriechen und Schwinden von Verbundbrücken auf Grundlage des Eurocodes*, Dissertation, Technische Universität, München
- Japan Road Association (1996): *Standard Specification for Highway Bridges*, Part II, steel bridges, in japanisch
- Kazuyuki, M. , et. al. (1999): *Design and construction of Hondani Bridge, PC bridge with corrugated steel webs*, fib congress, pp. 725-730, Prague
- Kosa, K. , et. al. (2002): *Deformation capacity of prestressed concrete bridges with corrugated steel plate-web connection*, fib congress, pp.253-260, Osaka
- Kurita, A. , Ohyama, O. (2002): *Recent development of steel-concrete hybrid bridges in Japan*, fib congress, pp.217-231, Osaka
- Kupfer, H., Hilsdorf, H.K., Rusch, H. (1969): *Behavior of concrete under biaxial stresses*, ACI Journal, August 1969, Title No. 66-52, S.656-666
- Kürschner, K. (2003): *Trag- und Ermüdungsverhalten liegender Kopfbolzen im Verbundbau*, Dissertation, Universität Stuttgart
- Leonhardt, F., et.al. (1987): *Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit*, Beton- und Stahlbetonbau 82, S.325-330
- Lieberum, K.-H. (1987): *Das Tragverhalten von Beton bei extremer Teilflächenbelastung*, Dissertation, Technische Hochschule Darmstadt
- Lindner, J., Huang, B. (1995): *Beulwerte für trapezförmig profilierte Bleche unter Schubbeanspruchung*, Stahlbau 64, Heft 12, S. 370-374
- Lungerhausen, H. (1988): *Zur Schubtragfähigkeit von Kopfbolzendübeln*, Dissertation, Ruhr-Universität Bochum
- Maeda, Y., et. al. (2002): *Design and construction of the Maetani bridge with corrugated steel webs and entirely external tendons*, FIB Congress, pp.425-432, Osaka

- Mangerig, I., Zapfe, C. (2000): *Experimentelle Untersuchungen zum Verbund zwischen Stahl- und Betonkomponenten infolge Reibung als Grundlage zur Ermittlung eines Rechenwertes für den Reibbeiwert  $\mu$* , Versuchsbericht, Institut für den konstruktiven Ingenieurbau, Universität der Bundeswehr, München
- Mangerig, I., et. al. (2005): *Betondübel im Verbundbau*, Stahlbaukalender 2005, S.535-597, Ernst & Sohn, Berlin
- Michihiro, S., et. al. (2001): *Development and application of embedded connection*, International Symposium on Connections between Steel and Concrete, pp.1260-1269, Stuttgart
- Van Mier, J.G.M., et. al. (1987): *Ergebnisse dreiachsiger verformungsgesteuerter Belastungsversuche an Beton*; Bauingenieur 62, S.353-361
- Mori, T., Tomimoto, M., Kano, M. (2002): *Shear buckling behavior of prestressed concrete girders with corrugated steel webs*, FIB Congress, pp.269-276, Osaka
- Novák, B.: *Vorlesungsskript, Grundlagen der Bemessung und Konstruktion*; Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren, Universität Stuttgart
- Novák, B., Reichert, F., Denzer, G. (2007): *Überprüfung des Tragverhaltens der Talbrücke Altwipfergrund*, Bautechnik, Heft 5, S.289-300
- Ozbolt, J. (1998): *Finite Element Program for nonlinear analysis of concrete and reinforced concrete structures*, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart
- Planning Manual (1998): *The planning manual of PC bridge with corrugated steel webs*, Research Committee of corrugated steel webs and composition structure, 1998.12, in japanisch
- Raichle, J.: *Liegende Kopfbolzendübel im Brückenbau*; Dissertation, Universität Stuttgart, in Arbeit
- Reineck, K.-H. (2005): *Modellierung der D-Bereichen von Fertigteilen*; Betonkalender 94 (2005), Teil II, Beitrag XI, 294-296, Ernst & Sohn, Berlin
- Roesler, H., Denzer, G. (2002): *The prestressed concrete bridge Altwipfergrund with corrugated steel webs*, FIB Congress, pp.339-346, Osaka
- Roesler, H., Denzer, G. (1999): *Entwurf der Talbrücke Altwipfergrund*, Stahlbau 68, Heft 7, S.576-582
- Roik, K., Hanswille, G. (1987): *Zur Dauerfestigkeit von Kopfbolzendübeln bei Verbundträgern*, Bauingenieur 62, S.273-285
- Saito, K., et. al. (2002): *Design and execution of the PC bridge with corrugated steel webs adopted to the railway bridge*, fib Congress, pp.177-182, Osaka

- Sayed-Ahmed, E.Y. (2001): *Behaviour of steel and (or) composite girders with corrugated steel webs*, Cand. J. Civ. Eng. 28, p.656-672,
- Schaechterle, K. (1934): *Neue Fahrbahnkonstruktionen für stählerne Straßenbrücken*; Bautechnik 12, Heft 42, S.564-567
- Schlaich, J., Schäfer, K. (2001): *Konstruieren im Stahlbetonbau*; Betonkalender 90, Ernst & Sohn, Berlin
- Shito, K., et. al. (2002): *Study on transverse behavior of connection between concrete slab and corrugated steel web*, FIB Congress, pp.233-242, Osaka
- Shito, K., Kamihigashi, Y. (2002): *Fatigue characteristics of connection between steel plates in a PC composite girder with corrugated steel webs under transverse loading*, FIB Congress, pp.234-252, Osaka
- Vitek, V. (2003): *Development in design and technology of concrete structures*, Beton, Heft1-2003, in tschechisch
- Wurzer, O. (1997): *Zur Tragfähigkeit von Betondübeln*; Dissertation, Universität der Bundeswehr München
- Zapfe, C. (2001): *Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit Betondübeln zur Übertragung der Längsschubkräfte*; Dissertation, Universität der Bundeswehr München

## **Anhang A**

Anhang A1: Bewehrungsplan für Push-out-Körper der BD1-Serie

Anhang A2: Stahlplan mit Stegausenehmung für BD1-Serie

Anhang A3: Bewehrungsplan für Push-out-Körper der BD2-Serie

Anhang A4: Stahlplan mit Stegausenehmung für BD2-Serie

Anhang A5: Bewehrungsplan für Push-out-Körper der BD3-Serie

Anhang A6: Stahlplan mit Stegausenehmung für BD3-Serie

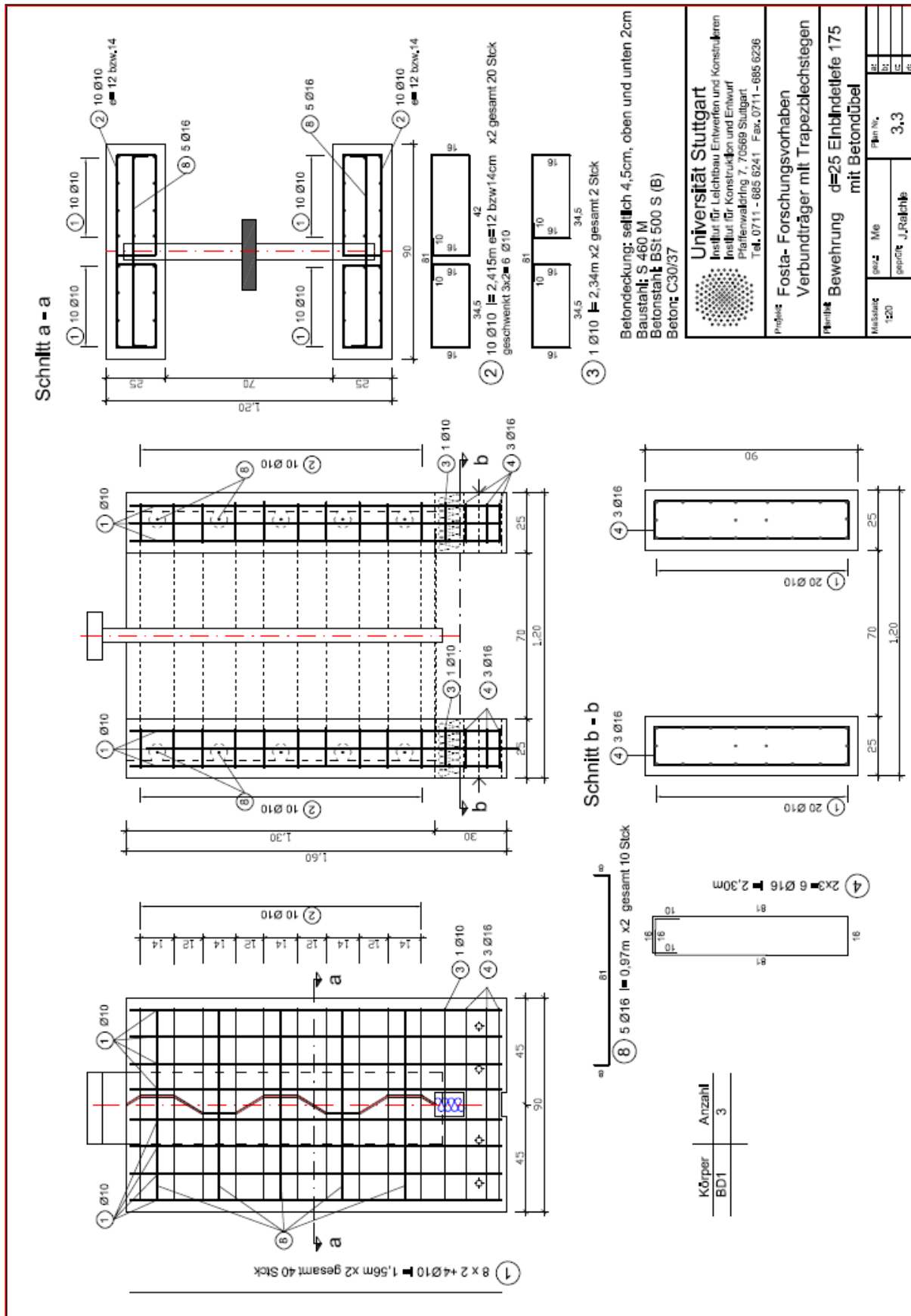
Anhang A7: Bewehrungsplan für Push-out-Körper der R1 und R2

Anhang A8: Stahlplan für Push-out-Körper R1 und R3

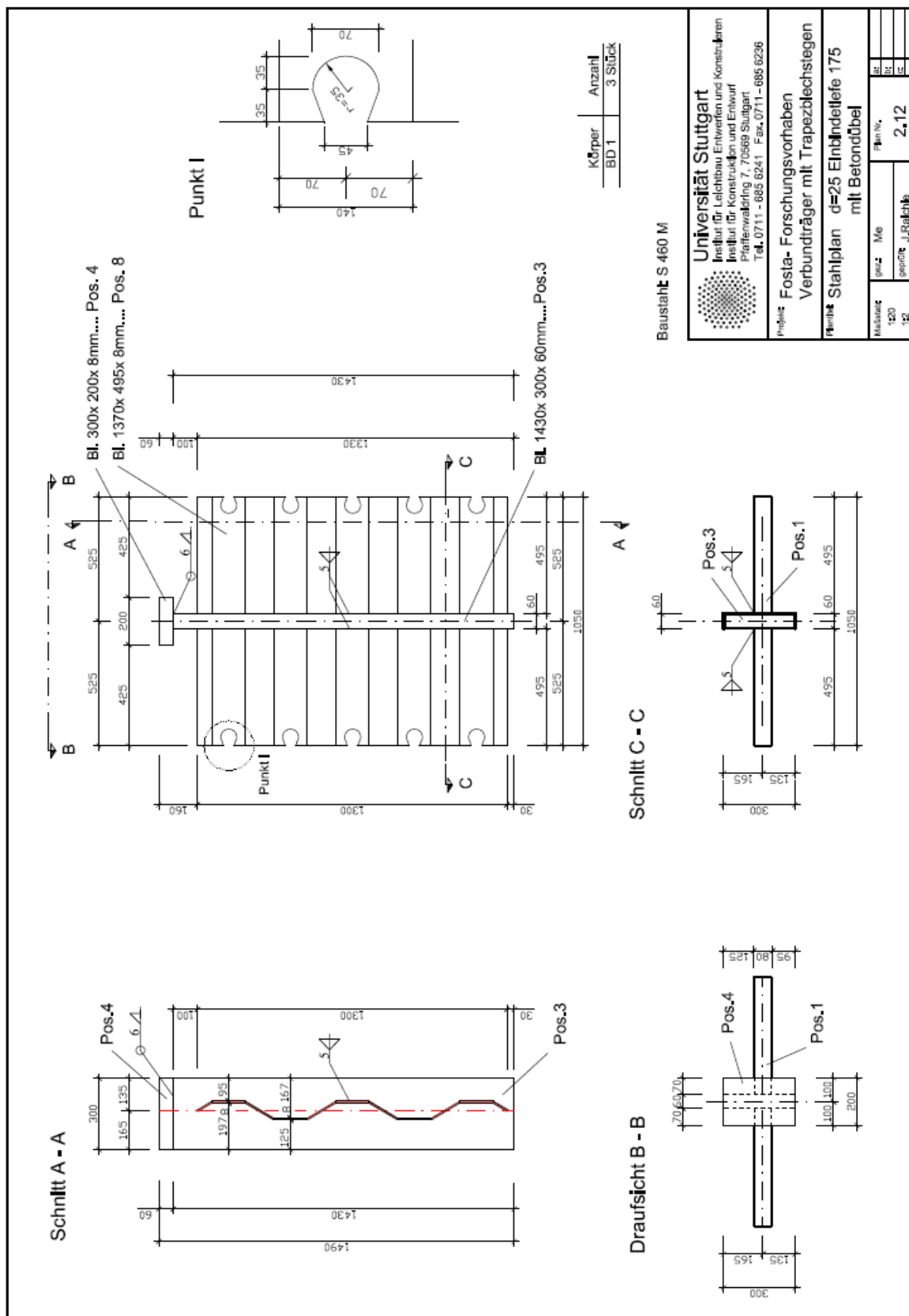
Anhang A9: Stahlplan für Push-out-Körper für R2

Anhang A10: Bewehrungsplan für Push-out-Körper der R3-Serie

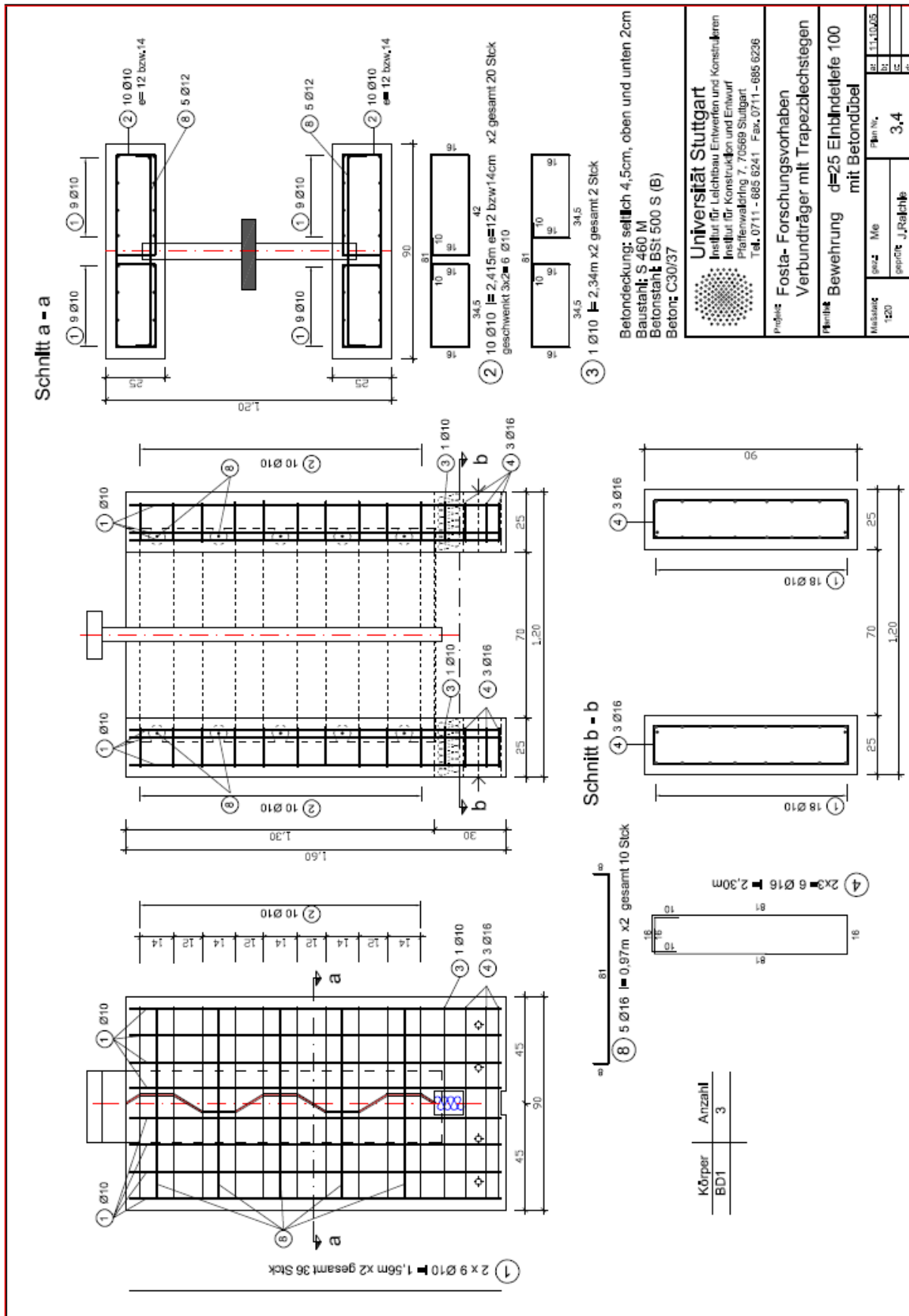
**Anhang A1: Bewehrungsplan für Push-out-Körper der BD1-Serie**



Anhang A2: Stahlplan mit Stegausnehmung für BD1-Serie



**Anhang A3: Bewehrungsplan für Push-out-Körper der BD2-Serie**

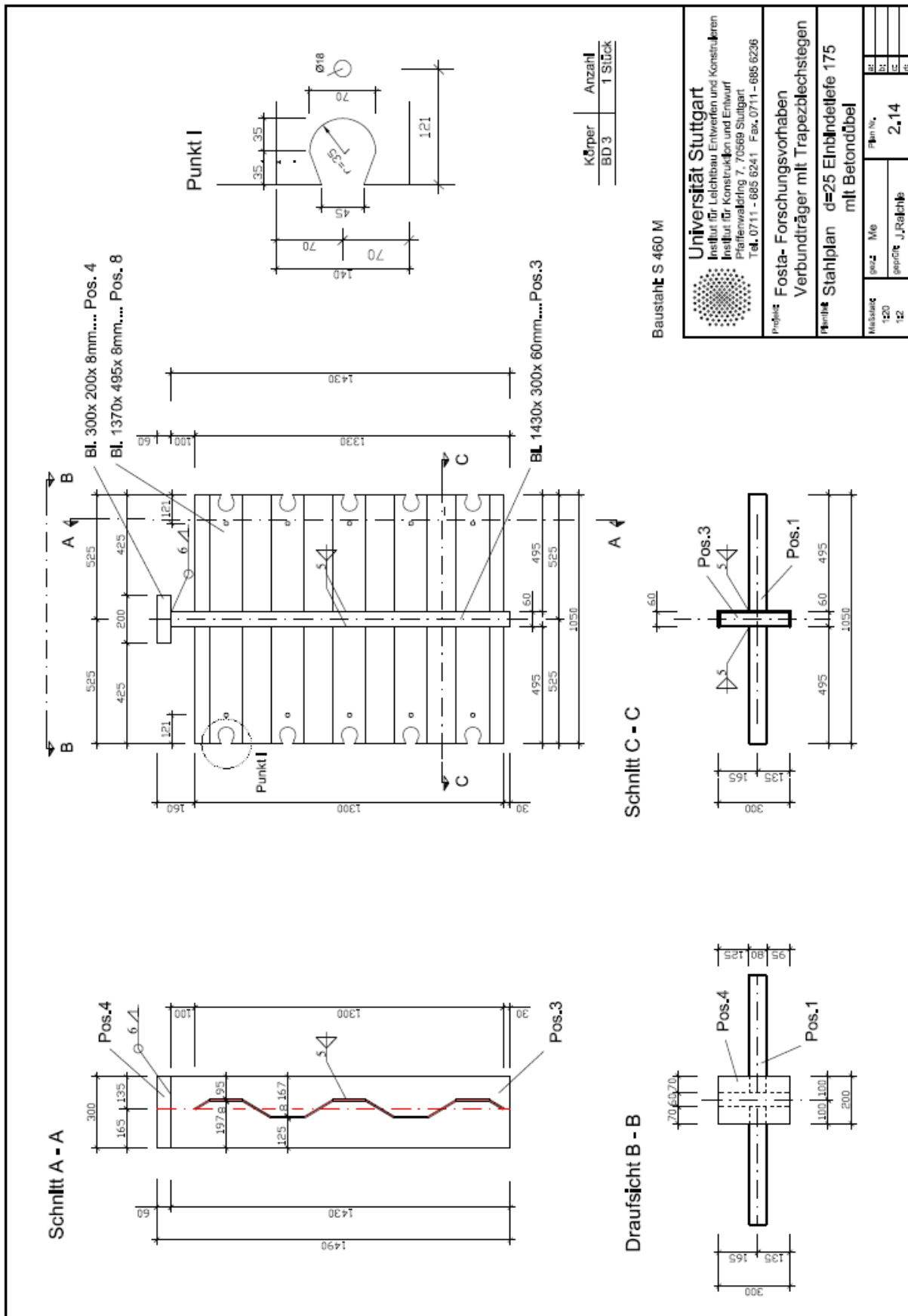




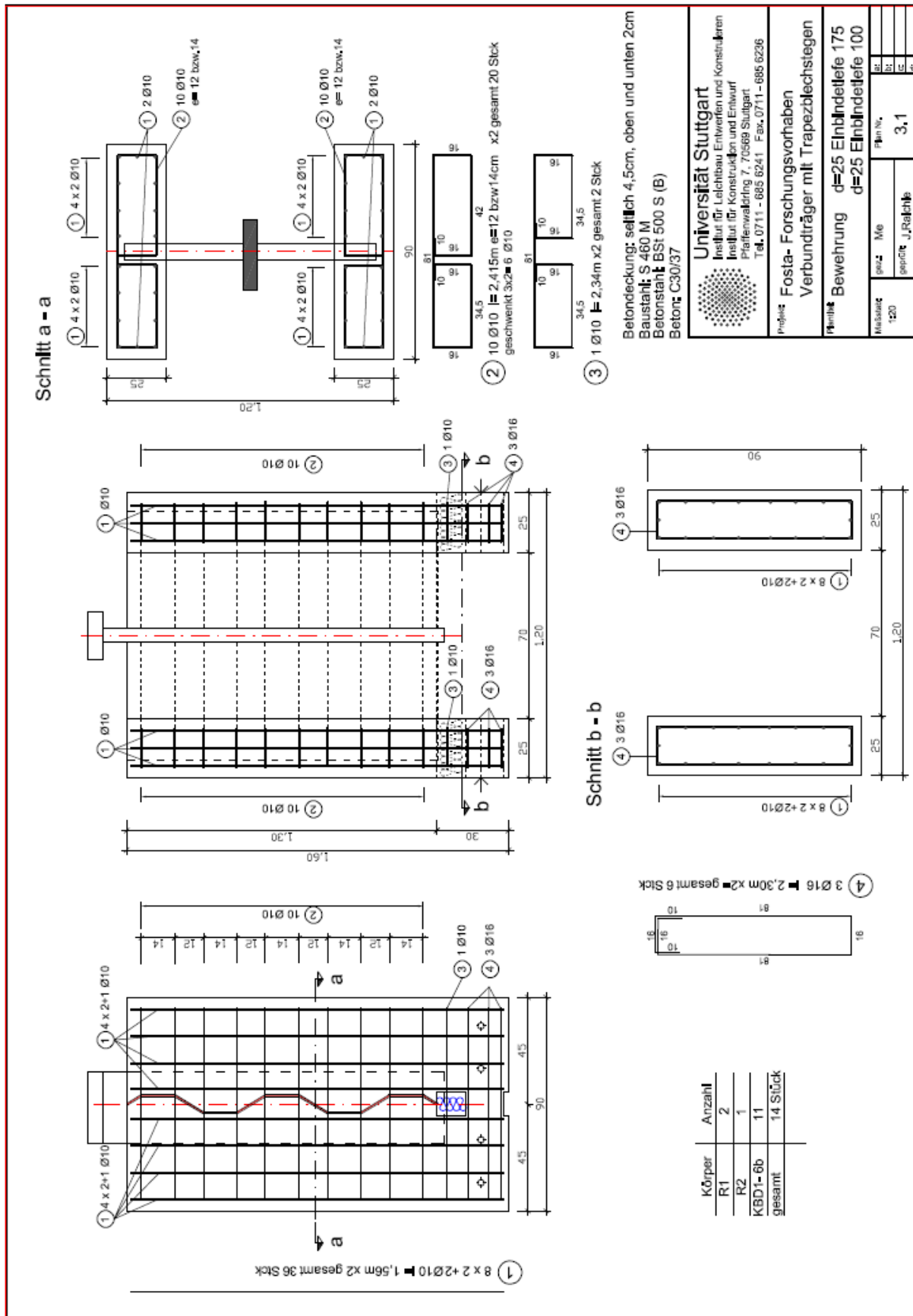




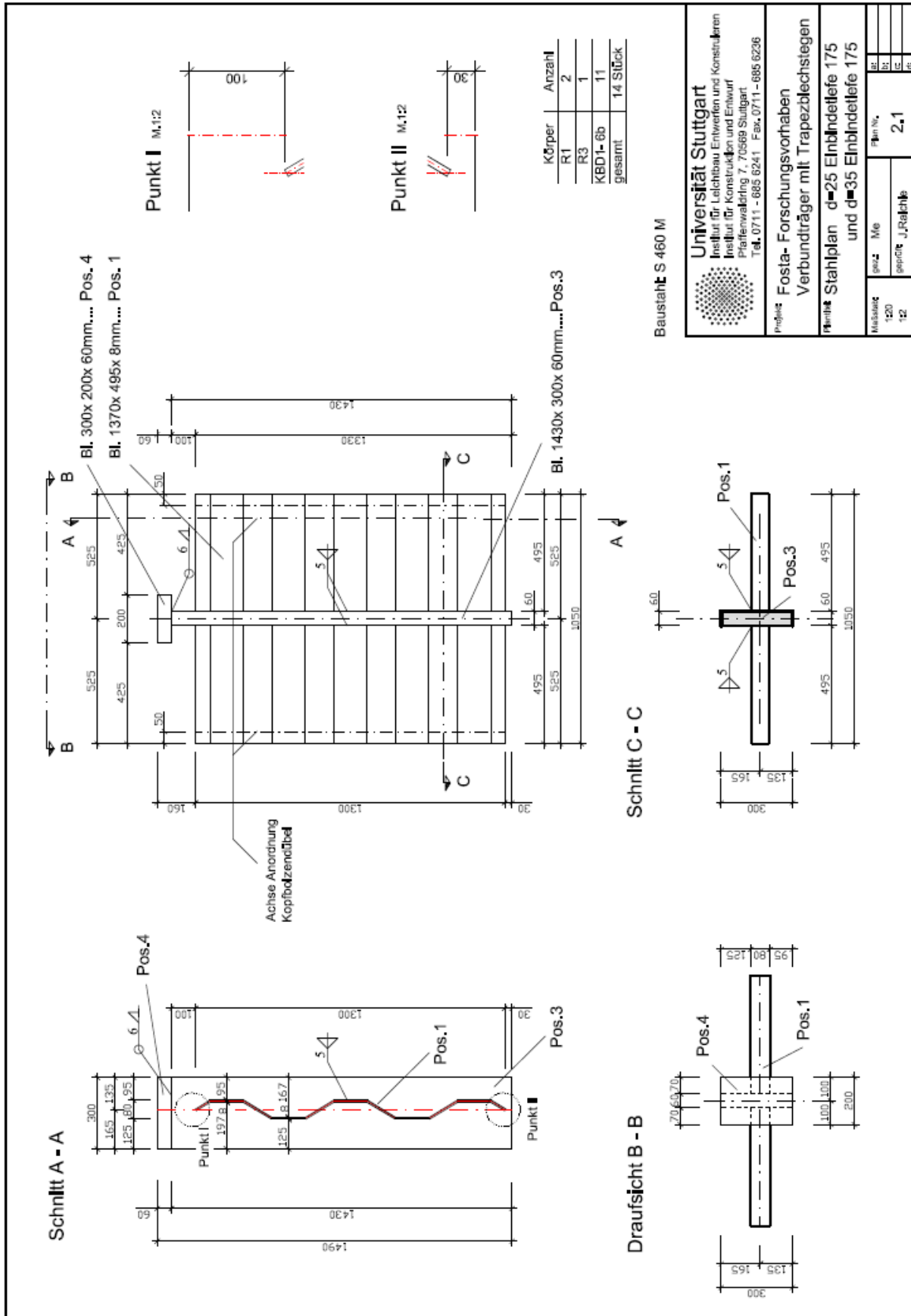
Anhang A6: Stahlplan mit Stegausnehmung für BD3-Serie



**Anhang A7: Bewehrungsplan für Push-out-Körper der R1 und R2**



Anhang A8: Stahlplan für Push-out-Körper R1 und R3







## **Anhang B**

Anhang B1: Bewehrungsplan für Versuchskörper R-Q1

Anhang B2: Stahlplan für Versuchskörper R-Q1

Anhang B3: Bewehrungsplan für Versuchskörper R-Q2

Anhang B4: Bewehrungsplan für Versuchskörper R-Q3

Anhang B5: Stahlplan für Versuchskörper R-Q2 und R-Q3

Anhang B6: Bewehrungsplan für Versuchskörper BD-Q1

Anhang B7: Stahlplan für Versuchskörper BD-Q1

Anhang B8: Bewehrungsplan Versuchskörper BD-Q2

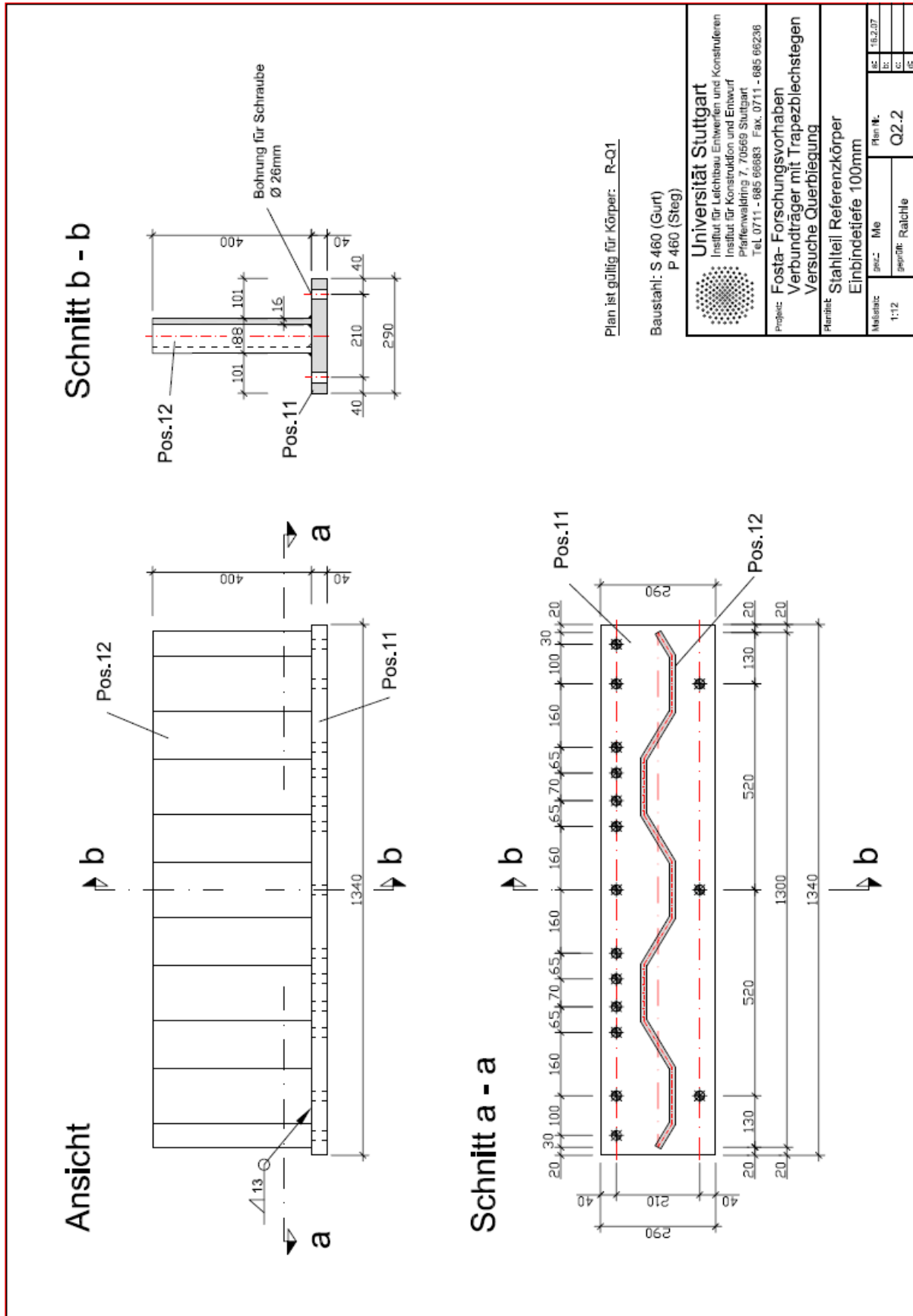
Anhang B9: Bewehrungsplan Versuchskörper BD-Q3

Anhang B10: Stahlplan für Versuchskörper BD-Q2 und BD-Q3



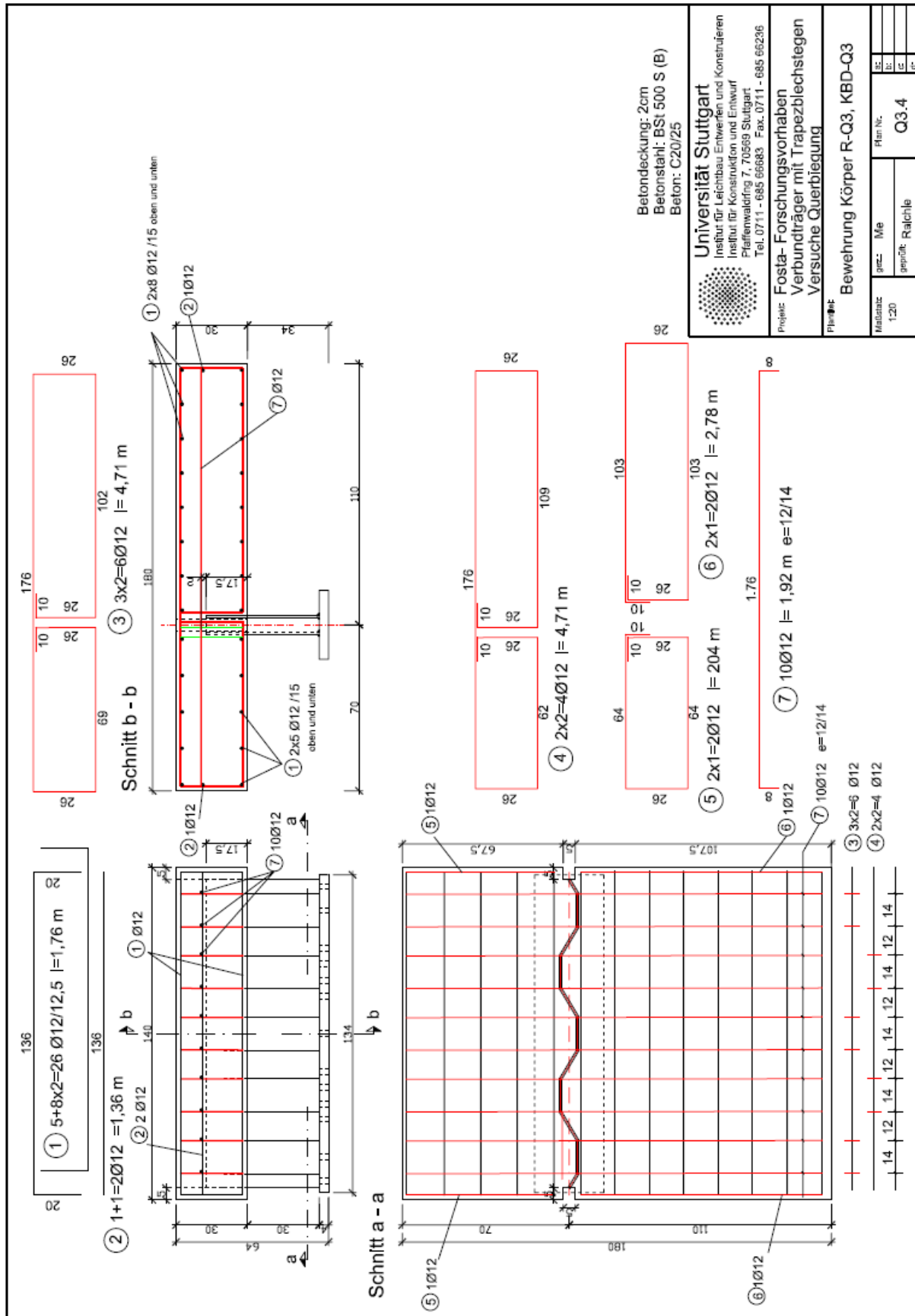


Anhang B2: Stahlplan für Versuchskörper R-Q1

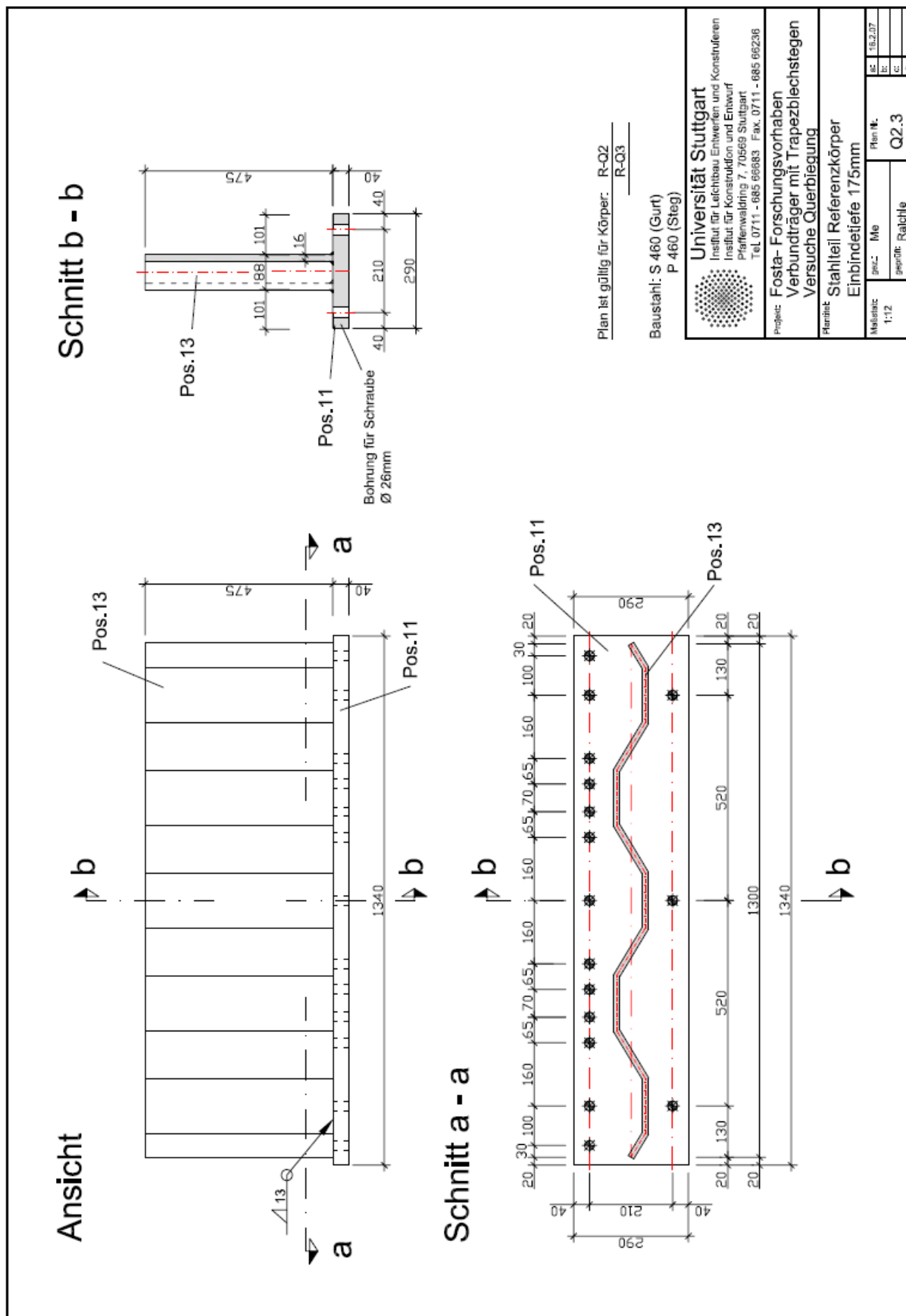




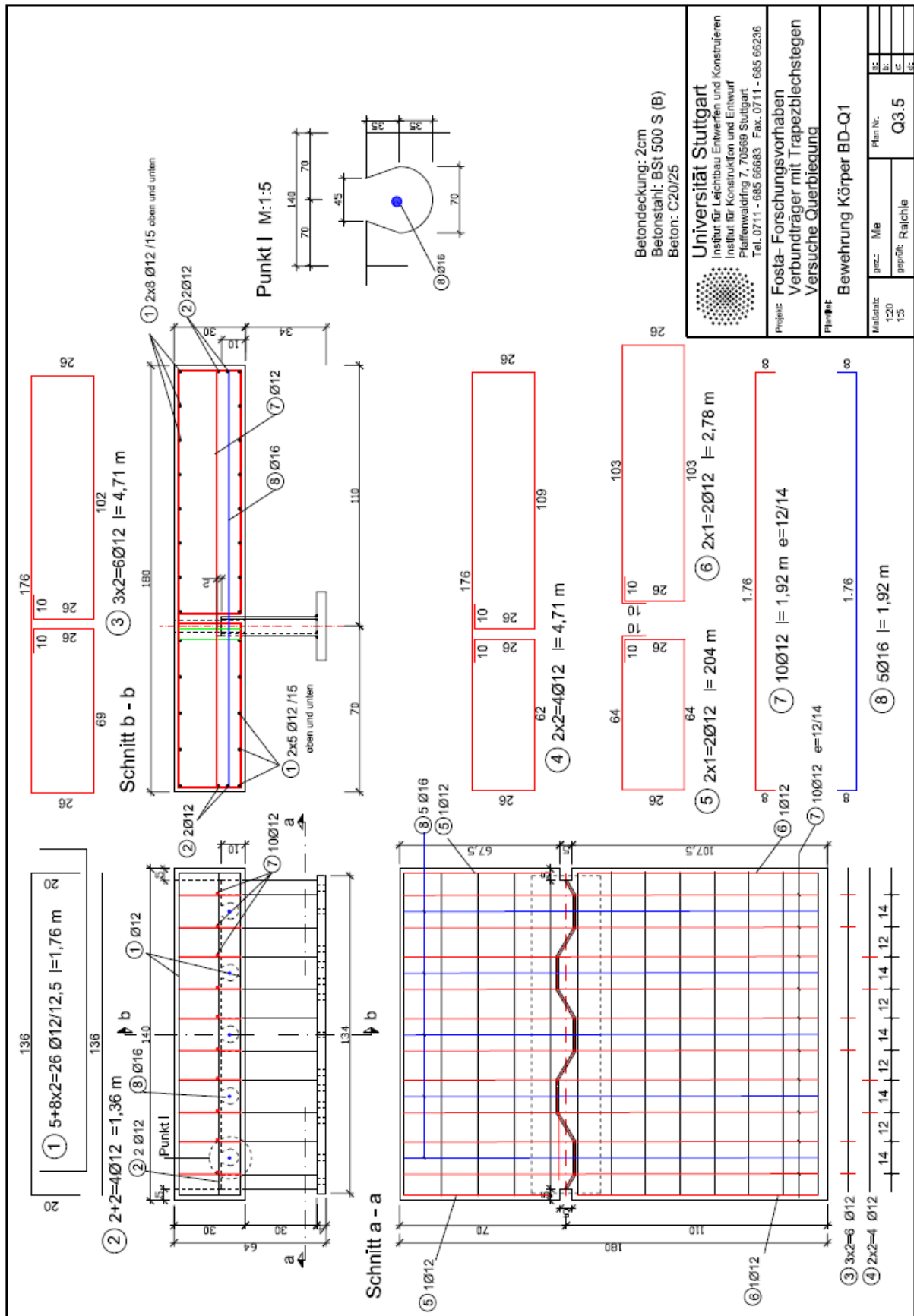
**Anhang B4:** Bewehrungsplan für Versuchskörper R-Q3



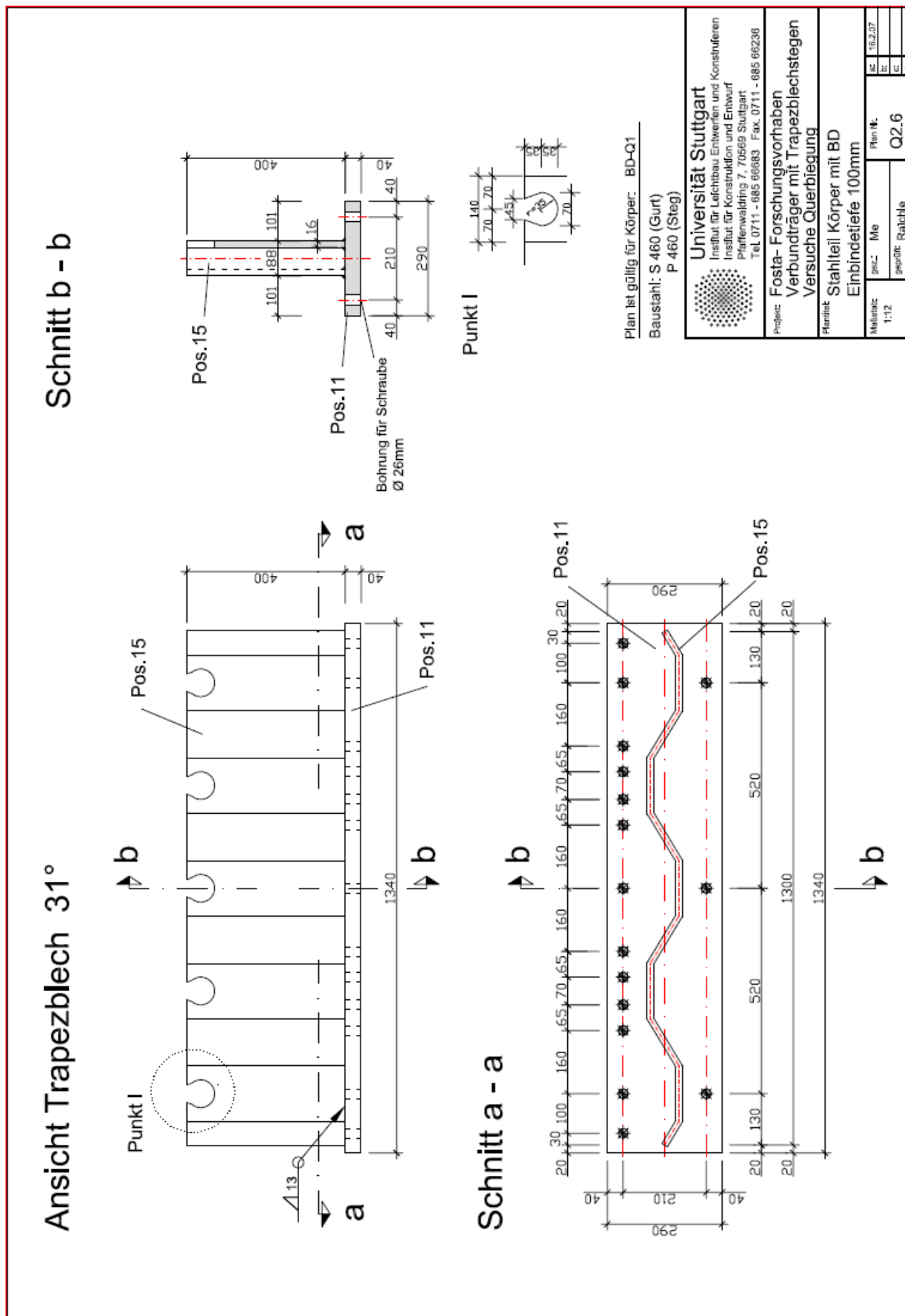
Anhang B5: Stahlplan für Versuchskörper R-Q2 und R-Q3



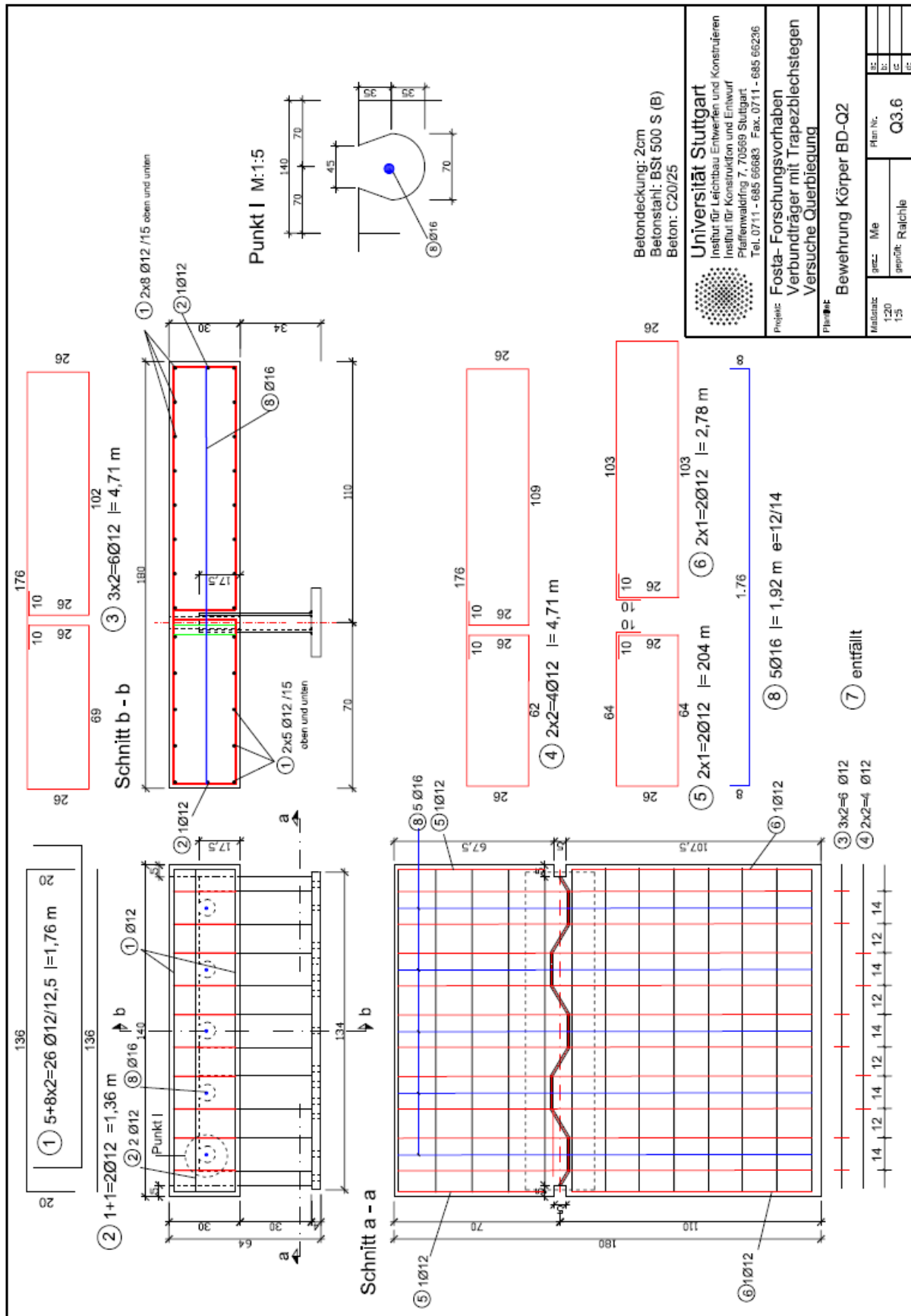
**Anhang B6:** Bewehrungsplan für Versuchskörper BD-Q1



Anhang B7: Stahlplan für Versuchskörper BD-Q1

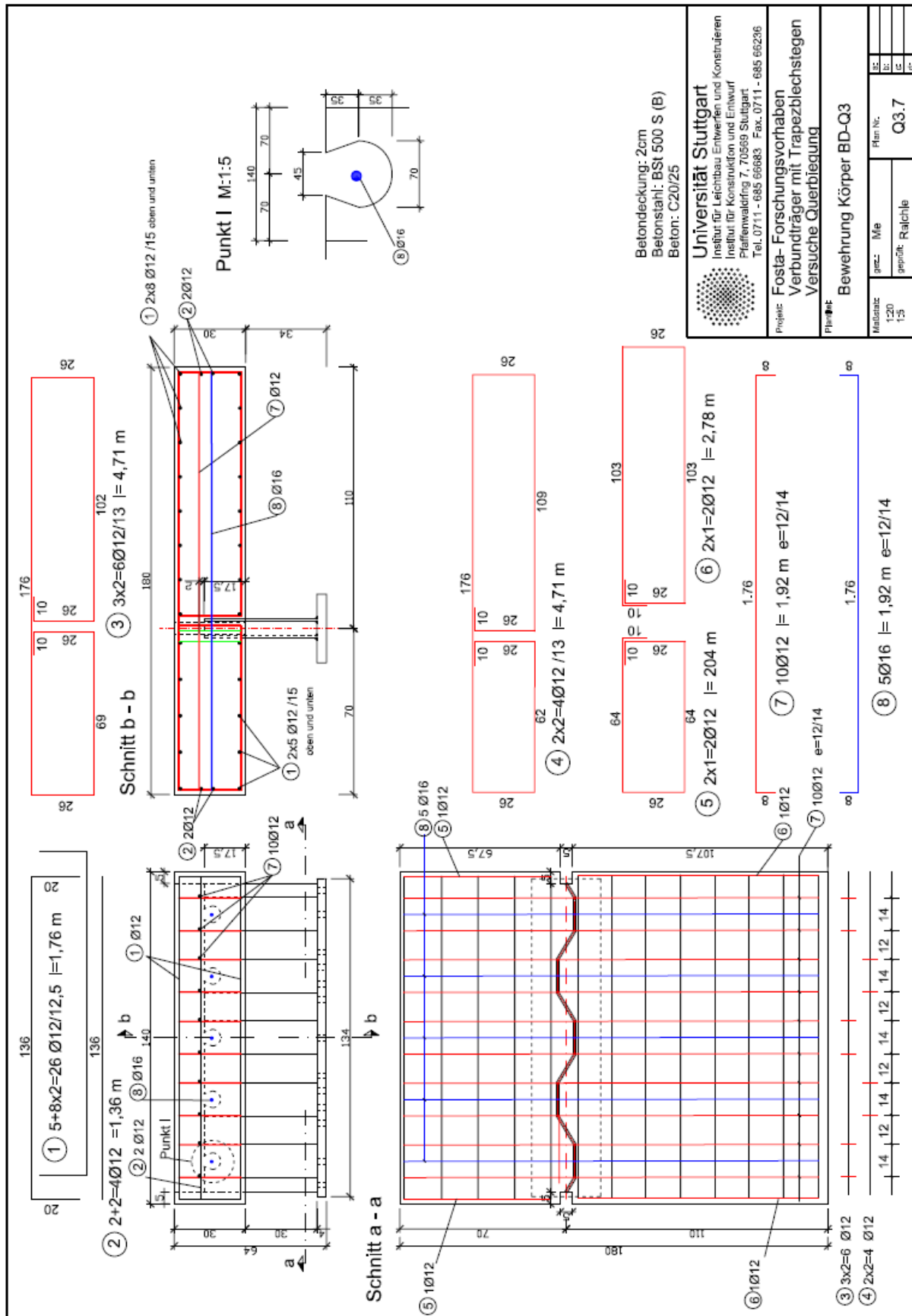


**Anhang B8:** Bewehrungsplan für Versuchskörper BD-Q2

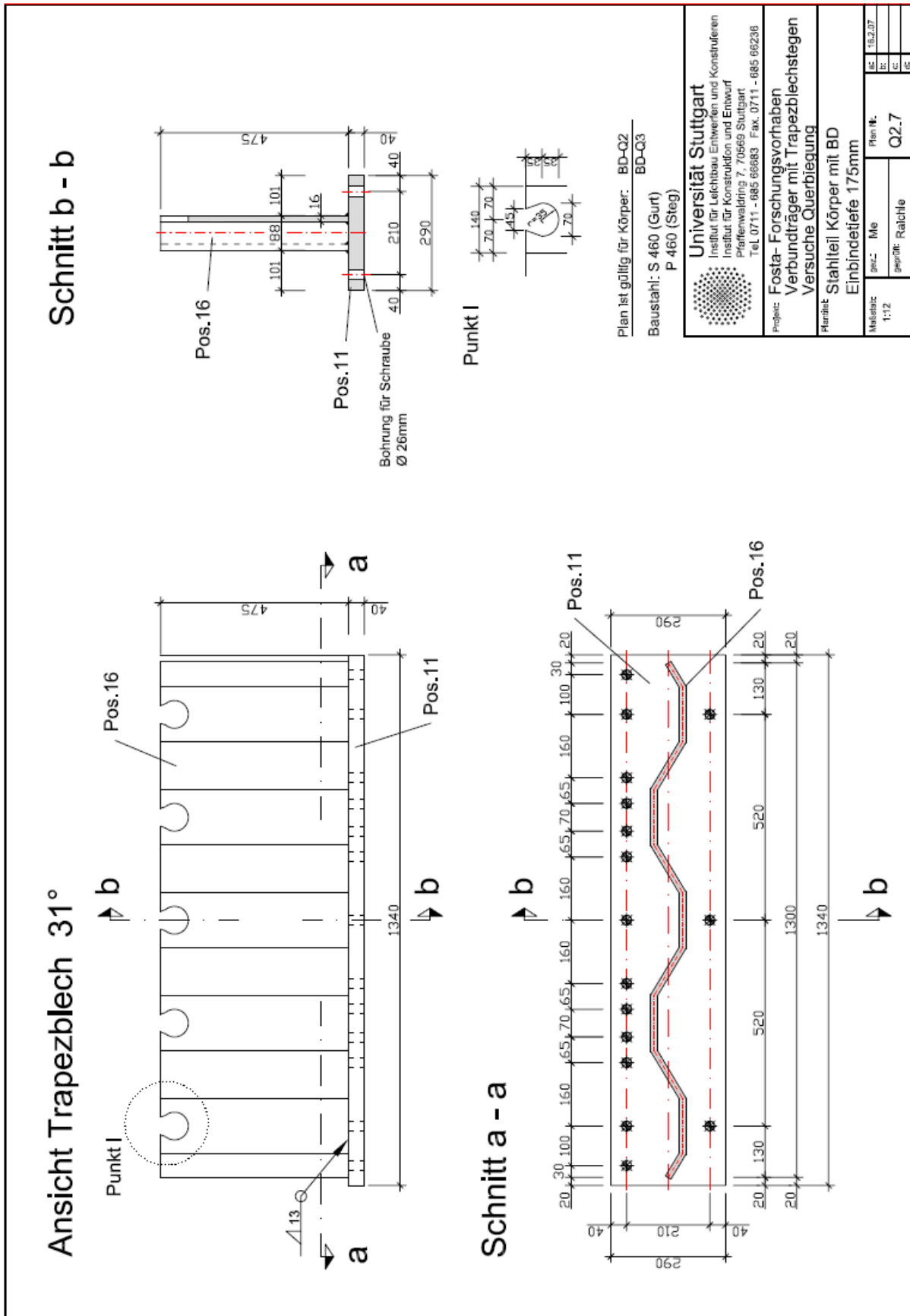




Anhang B9: Bewehrungsplan für Versuchskörper BD-Q3



Anhang B10: Stahlplan für Versuchskörper BD-Q2 und BD-Q3



---

**Lebenslauf**

Name: Jochen Röhm

Geburtsdatum: 12. November 1973

Eltern: Jakob und Gertrud Röhm, geb. Wagner

Familienstand: verheiratet seit 05/02 mit Evelyn Röhm, geb. Schmid  
seit 10/05 Sohn Julian  
seit 06/08 Tochter Maren

1980 – 1984 Grundschule Söhnstetten

1984 – 1986 Hauptschule Söhnstetten

1986 – 1994 Werkgymnasium Heidenheim  
Abschluss mit Abitur

07/94 – 06/95 Wehrdienst

09/95 – 08/97 Ausbildung zum Beton- und Stahlbetonbauer  
Fa. Mattern, Heidenheim  
Abschluss mit Gesellenbrief

08/97 – 09/97 Facharbeiter bei Fa. Mattern, Heidenheim

10/97 – 05/02 Studium des Bauingenieurwesens an der Universität Stuttgart  
Abschluss als Diplom-Ingenieur

06/02 – 09/04 Technisches Büro Tiefbau der Fa. Ed. Züblin AG, Stuttgart

10/04 – 12/07 Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Leichtbau  
Entwerfen und Konstruieren der Universität Stuttgart

seit 01/08 Technisches Büro Konstruktiver Ingenieurbau  
der Firma Ed. Züblin AG, Stuttgart