

F 2907

Jürgen Schnell, Christian Kohlmeyer, Michael Wolbring

# Untersuchungen zum Tragverhalten und zur Tragfähigkeit von Mikroverbundträgern mit Stegöffnungen



Fraunhofer IRB Verlag

## F 2907

Bei dieser Veröffentlichung handelt es sich um die Kopie des Abschlussberichtes einer vom Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung -BMVBS- im Rahmen der Forschungsinitiative »Zukunft Bau« geförderten Forschungsarbeit. Die in dieser Forschungsarbeit enthaltenen Darstellungen und Empfehlungen geben die fachlichen Auffassungen der Verfasser wieder. Diese werden hier unverändert wiedergegeben, sie geben nicht unbedingt die Meinung des Zuwendungsgebers oder des Herausgebers wieder.

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

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

© by Fraunhofer IRB Verlag

2014

ISBN 978-3-8167-9272-7

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

Fraunhofer IRB Verlag Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69 70504 Stuttgart

Nobelstraße 12 70569 Stuttgart

Telefon 07 11 9 70 - 25 00 Telefax 07 11 9 70 - 25 08

E-Mail irb@irb.fraunhofer.de

www.baufachinformation.de

www.irb.fraunhofer.de/bauforschung



# FORSCHUNGSINITIATIVE Zukunft BAU

BAUINGENIEURWESEN Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell

Paul-Ehrlich-Straße 67663 Kaiserslautern Gebäude 14. Zimmer 515 Telefon (0631) 2 05 - 21 57 Telefax (0631) 2 05 - 35 55 e-mail: juergen.schnell@bauing.uni-kl.de

Abschlussbericht zum Forschungsprojekt:

## Untersuchungen zum Tragverhalten und zur Tragfähigkeit von Mikroverbundträgern mit Stegöffnungen

Der Forschungsbericht wurde mit Mitteln der Forschungsinitiative Zukunft Bau des Bundesinstitutes für Bau-, Stadt- und Raumforschung gefördert. (Aktenzeichen: SF - 10.08.18.7-11.7 / II 3-F20-10-1-076) Die Verantwortung für den Inhalt des Berichtes liegt beim Autor.

Gefördert durch:



Projektleiter: Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell Jun.-Prof. Dr.-Ing. Christian Kohlmeyer Sachbearbeiter:

Michael Wolbring, M.Eng.

Kaiserslautern, März 2014

1	А	ufgabe	enstellung und Ziele	7
	1.1	Inte	ention des Forschungsprojekts	7
	1.2	Vor	rgehen	8
2	В	emess	sungsmodelle für große Stegöffnungen bei Stahlverbundträgern	11
	2.1	Gru	undsätzliches Tragverhalten von Verbundträgern mit großen Stegöffnungen	11
	2.	1.1	Vorbemerkungen	11
	2.	1.2	Grundsätzliches Tragverhalten	11
	2.2	Ent	twicklung der Ingenieurmodelle und Stand der Forschung	13
	2.3	Ber	messung von Puzzleleisten	13
3	F	E Anal	lyse mit Ansys	18
	3.1	Mo	dell	18
	3.2	Vor	rdimensionierung der Versuchsträger	20
	3.3	Line	eare Beulanalyse	22
	3.4	Nad	chrechnung der Traglastversuche	24
4	E	xperim	nentelle Untersuchungen	25
	4.1	Ein	leitung	25
	4.2	Hei	rstellung der Probekörper	26
	4.	2.1	Materialien	26
		4.2.1.	.1 Hochfester Beton	26
		4.2.1.	.2 Stahlbauteile	27
	4.	2.2	Betonage der Push-Out-Körper	27
	4.	2.3	Betonage der Push-Pull-Körper	29
	4.	2.4	Betonage der Verbundträger	31
	4.3	Exp	perimentelle Untersuchungen an den Push-Out-Körpern	32
	4.4	Exp	perimentelle Untersuchungen an den Push-Pull-Körpern	36
	4.5	Exp	perimentelle Untersuchungen an den Trägern	43
	4.	5.1	Durchbiegung und Durchbiegungsdifferenzen	46
	4.	5.2	Durchbiegung der Versuchsträger	49
	4.	5.3	Schlupf in der Verbundfuge	55
	4.	5.4	Stahldehnungen im Öffnungsbereich	56
5	Ve	ersage	ensarten	63
	5.1	Allg	gemeines	63
	5.2	Aus	sreißen der Puzzleleiste aus dem Betongurt	63
	5.3	Dui	rchstanzen des Betongurts am ÖR1	66
	5.4	Kor	nstruktive Hinweise zu den Puzzleleisten	67
6	Q	uerkra	aftnachweise für den Stahlbetongurt	68
	6.1	Nad	chweis des Betongurts am Öffnungsrand 2 (Ausreißen)	68

6.1	1.1 Aufteilung der globalen Querkraft auf die Teilquerschnitte	68
6.1	I.2 Nachweis des Betongurts über der Öffnung für Querkraftversagen	79
6.1	I.3 Durchstanzen des Betongurts am Öffnungsrand 1	81
6.1	I.4 Sonstige Nachweise	82
7 Wi	rtschaftlichkeitsbetrachtung	83
7.1	Beispiel: Dach für einen Discountermarkt	84
7.2	Stahlverbundbau	85
7.3	Variante Leimholzbinder	87
7.4	Vergleich	
8 Zu	sammenfassung und Ausblick	89
Literatu	ır	91
Abbildu	Ingsverzeichnis	93

## Formelzeichen

## Lateinische Formelzeichen

A <sub>m,eff</sub>	der effektiven Mantelfläche des geraden Kegelstumpfes mit der Höhe c $_{\circ}$
$A_v$	die Schubfläche = $b_m \cdot t_w$
a	Öffnungslänge
$a_0$	Öffnungslänge im statischen System
<i>a</i> <sub>1</sub>	Abstand der Wirkungslinie von P1 zur Oberkante des Stahlsteges
b <sub>i</sub>	lokale mittragende Breite
$b_m$	die Länge des kritischen Schnitts
b <sub>eff</sub>	mittragende Breite des Betongurtes
b <sub>w</sub>	die kleinste Stegbreite innerhalb der Druckzonenhöhe
C <sub>o</sub>	Höhe des geraden Kegelstumpfes
Ε	E - Modul
f <sub>c,суl</sub>	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons
f <sub>c,cube</sub>	Würfeldruckfestigkeit des Betons
f <sub>cm,cube</sub>	mittlere Würfeldruckfestigkeit des Betons
f <sub>ck</sub>	charakteristische Zugfestigkeit des Betons
f <sub>ct</sub>	Zugfestigkeit des Betons
f <sub>u</sub>	Zugfestigkeit von Stahl
$f_y$	Streckgrenze von Stahl
f <sub>c,zyl</sub>	Zylinderdruckfestigkeit des Betons
h <sub>c,p</sub>	Betondicke unter der Puzzlenase
h <sub>d</sub>	Stahldübelhöhe
$h_N$	Höhe eines Puzzlezahns
h <sub>tc</sub>	Höhe des Ausbruchkörpers
I <sub>a,o</sub>	Trägheitsmoment des Stahlstegs über der Öffnung
I <sub>c,o</sub>	Trägheitsmoment des Betongurts über der Öffnung
Io	Trägheitsmoment des gesamten Teilträgers über der Öffnung
I <sub>u</sub>	Trägheitsmoment des gesamten Teilträgers unter der Öffnung
k <sub>v</sub>	das Verhältnis der Querkraft $V_{\text{o}}$ im oberen Teilträger zur Gesamtquerkraft $V_{\text{g,m}}$ in Öffnungsmitte

kvo	das Verhältnis der Querkraft V $_{c,o}$ im Betongurt zur Querkraft V $_{o}$ im oberen Teilträger
k <sub>w</sub>	Faktor zur Berücksichtigung von Festigkeitsunterschieden aufgrund Faserverteilung und Ausrichtung
No	Normalkraft im Teilträger über der Öffnung
N <sub>u</sub>	Normalkraft im Teilträger unter der Öffnung
P <sub>k,Teil</sub>	aufnehmbare Dübelkraft für das Kriterium der Teilflächenpressung
<i>P</i> <sub>1</sub>	Dübelkraft 1
<i>P</i> <sub>1</sub>	Dübelkraft 2
<i>P</i> <sub><i>k</i>,1</sub>	charakteristische Dübelkraft 1
<i>P</i> <sub><i>k</i>,2</sub>	charakteristische Dübelkraft 2
P <sub>Pry,Out</sub>	Ausbruchkraft
s <sub>p</sub>	Stärke des Puzzles in Querrichtung
ty	Lasteintragungsbreite
t <sub>w</sub>	Stegdicke
V <sub>Ed,c,a</sub>	Bemessungsquerkraft am Öffnungsrand 1
V <sub>Ed,c,e</sub>	Bemessungsquerkraft am Öffnungsrand 2
V <sub>c,o</sub>	Querkraft im Betongurt über der Öffnung
Vo	Querkraft im gesamten Teilträger über der Öffnung
V <sub>Rd,max</sub>	Druckstrebentragfähigkeit
V <sub>Rd,ct</sub>	Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung
V <sub>u</sub>	Querkraft im gesamten Teilträger unter der Öffnung
$V_{g,m}$	maximale Querkraft aus äußeren Einwirkungen in Öffnungsmitte
$w_{pl,v}$	das plastische Widerstandsmoment = $\frac{b_m^2 \cdot t_w}{4}$
Z	der innere Hebelarm, i.A. $0.9 \cdot d$
Z <sub>0</sub>	innerer Hebelarm der Normalkräfte

## **Griechische Formelzeichen**

α	Winkel / Druckstrebenneigungswinkel
ε	Dehnung
θ	der Druckstrebenneigunswinkel
$\sigma_{Pry,Out}$	resultierende Betondruckspannungen auf der Mantelfläche des Kegelstumpfes
$\sigma_v$	Vergleichsspannung
$\sigma_y$	Spannung in y – Richtung
$ au_{xy}$	Schubspannung in der x – y Ebene

## 1 Aufgabenstellung und Ziele

## 1.1 Intention des Forschungsprojekts

Aus Hochleistungsbetonen und schlanken Stahlträgern lassen sich sehr vorteilhaft multifunktionale hybride Decken- und Dachtragwerke konstruieren. Als Kaltdach vereinen sie z. B. ohne zusätzliche Maßnahmen Tragwirkung und Wasserdichtheit. Zusätzlich können sie zum Wärmeabsorber ausgerüstet werden. Auch eine Erweiterung zu Sandwichplatten, bei denen eine zusätzliche UHPC-Schale am unteren Trägerrand zur Bauteiltemperierung genutzt wird, wird bereits erprobt.

Mit dem System der Mikroverbundträger können Fertigteile in Form von Pi-Platten hergestellt werden. Diese bestehen jeweils aus zwei Stegen und dem Betongurt. Eine sinnvolle Gesamtbreite wären etwa 1,4 m, wobei der Abstand der Stege 70 cm beträgt und die beidseitigen Auskragungen des Betongurts jeweils 35 cm. Die Spannweite dieser Fertigteile kann ohne weiteres 20 m betragen (siehe Wirtschaftlichkeitsbetrachtung). Die stählernen Stege lassen sich wirtschaftlich aus gewalzten I-Profilen herstellen, in dem diese in ihrer Achse mit einem puzzleförmigen Trennschnitt in zwei gleiche Hälften geteilt werden.

Durch die Form der Pi-Platten können die Elemente ohne Hilfskonstruktionen auf ihre Lager gesetzt werden.

Ein Detail, das noch zu klären ist, ist die Längsfuge zwischen den Betongurten der einzelnen Elemente. Die Fuge müsste so gestaltet sein, dass sie, wenn es das statische Gesamtsystem erfordert, eine Scheibentragwirkung des Daches ermöglicht und sie muss - wenn keine weitere Abdichtung vorgesehen wird - dicht sein.

Eine weitere Verwendung für die Pi-Platten wäre als Halbfertigteile, die mit Ortbeton ergänzt werden. Dieses System würde sich für Geschossdecken anbieten. Die Halbfertigteile kämen im Bauzustand bei Spannweiten bis etwa 12 m mit einer oder zwei Zwischenunterstützungen aus. Für diese Anwendung wäre zu untersuchen, wie der Verbund zwischen dem vorgefertigten Betongurt und der Ortbetonergänzung hergestellt werden kann.

Bei Decken- oder Dachkonstruktion besteht in der Regel die Notwendigkeit, große Stegöffnungen zu ermöglichen, um eine Leitungsführung unterhalb der Tragkonstruktion zu vermeiden.

Neben Leerrohren für Elektroinstallationen werden sowohl flüssigkeits-, als auch luftführende Kanäle in Tragwerke integriert. Es werden kreisrunde Leitungen aber auch rechteckige (Flach-) Kanäle eingebaut.

Mit dem oben beschriebenen System lassen sich Pultdächer aller Art und weitgespannte Dächer zum Beispiel über Einkaufsmärkten realisieren. Diese Dächer sind ein sehr attraktives Einsatzgebiet, für das es eine große Nachfrage gibt. Die Dächer sind extrem materialsparend und liefern damit einen Beitrag zur Nachhaltigkeit.

Die möglichen Öffnungen für die Leitungsführung schwächen allerdings den Steg, womit sich gravierend das örtliche Tragverhalten ändert und die Tragfähigkeit vermindert wird. Für gewöhnliche Verbundträger, bei denen die Stahlträger aus einem I-Profil bestehen und der Betongurt eine übliche Dicke (≥ 16 cm) hat, wurde dieses Tragverhalten an der TU Kaiserslautern umfangreich untersucht.

In diesem Forschungsvorhaben sollen Stahlbetonverbundträger mit dünnen Betongurten (≤ 5cm), deren Stege mit unterschiedlichen Arten von Öffnungen geschwächt sind, untersucht werden.

Das Tragverhalten soll zum einen experimentell, aber auch mit Hilfe von Parameterstudien in einer Analyse nach der Finite-Elemente-Methode (Programmpaket ANSYS) untersucht werden.

Grundsätzlich sind die Stahlstege außerhalb der Auflagerbereiche nicht voll ausgenutzt. Der Querschnitt kann in diesem Bereich für Leitungsführungen sinnvoll genutzt werden. Dabei ist allerdings darauf zu achten, dass zum einen die Querkrafttragfähigkeit nicht unzulässig vermindert wird und zum anderen die durch die Öffnung hervorgerufenen Zusatzbeanspruchungen (sekundäre Biegemomente) aufgenommen werden können.

Ziel des Forschungsvorhabens war es, Tragwerksplanern ein zuverlässiges Bemessungskonzept zur Verfügung zu stellen, das eine Integration der Leitungsführung in das Tragwerk erlaubt, ohne dass einerseits Standsicherheitsdefizite oder andererseits unnötig hohe Kosten für die Konstruktion entstehen.

## 1.2 Vorgehen

Um anhand von Bauteilversuchen Rückschlüsse auf das Tragverhalten von Mikroverbundträgern im Bereich von Stegöffnungen zu ziehen, wurden sowohl Großversuche an Mikroverbundträgern mit Stegöffnungen, als auch Kleinversuche an Push- und Pull-Out-Versuchskörpern durchgeführt.

Als Verbindungsmitttel wurde eine Puzzleleiste gewählt. Alternativ wären noch die sogenannten Stahlscharen in Frage gekommen. Bei diesem System wird in den Blechrand eine Zahngeometrie eingeschnitten und der Zahn anschließend um 90°verdreht. Allerdings ist bei einer Blechstärke von 8 mm die Kaltverformung ohne Gefügeschädigung nicht möglich, weshalb von diesem Verbindungsmittel abgesehen wurde.

Die untersuchten Mikroverbundträger bestehen aus einem Betongurt aus hochfestem Beton und einem Stahlsteg. Der Betongurt hat eine Breite von 70 cm, was dem Trägerabstand bei einer Stahlverbunddeckenkonstruktion entspricht. Der Verbund zwischen Betongurt und Stahlsteg wird durch eine Puzzleleiste gewährleistet (siehe

Abbildung 1).



Abbildung 1: Puzzleleiste zur Verbundsicherung zwischen Betongurt und Stahlsteg und Lage der diskreten Betonstahlbewehrung (Kleinteilversuche und Versuchen W04 bis W09) (Maße in mm)

Es wurden insgesamt zehn Großversuche durchgeführt. Dabei wurden die Lage, sowie die Form der Stegöffnung, die Dicke des Betongurtes und die Länge des Mikroverbundträgers variiert. Ziel war es, den Einfluss der einzelnen Variablen auf das Tragverhalten des Trägers zu ermitteln.



Abbildung 2: Querschnitte der Träger W04, W05, W08 und W09 (links) sowie W06 und W07 (rechts)

Abbildung 2 zeigt beispielhaft die Querschnitte der Versuchsträger W04 bis W09.

Die durchgeführten kleinformatigen Push- und Pull-Out-Versuchen sollten Aufschlüsse bezüglich des Tragverhaltens der Puzzleleisten im Verbundbereich bringen. Dazu wurden fünf Push-Out-Versuche, sowie 12 Versuche mit kombinierter Schub-Zug- Beanspruchung durchgeführt.

Abbildung 3 zeigt die Versuchskörper für die Push-Out-Versuche und Abbildung 4 die Versuchskörper für die kombinierten Schub–Zug Versuche. Weitere Erläuterungen zum Versuchsaufbau folgen später in dieser Arbeit.



Abbildung 3: Versuchskörper für die Push-Out-Versuche



Schnitt A-A:



Abbildung 4: Versuchskörper für die kombinierten Schub-Zug-Versuche

Im Träger sind im Öffnungsbereich durch die Puzzleleisten sowohl Schub- als auch Normalkräfte zu übertragen. Die Tragfähigkeit einer Puzzleleiste bei Schub–Druck-Beanspruchung variiert bei unterschiedlicher Geometrie der Puzzleleiste nach *Gajda 2012*. Ziel der Kleinteilversuche ist es somit, die Schub- Druck- Tragfähigkeit der gewählten Puzzlegeometrie zu ermitteln und eine Interaktionsbeziehung herzuleiten.

Die Versuche wurden mit einer Betongurtstärke von 3 cm bzw. 5 cm durchgeführt. Wegen der geringen Betongurtdicken sind Rückschlüsse auf das Tragverhalten stärkerer Betonplatten nicht ohne weiteres möglich. Auf der sicheren Seite liegend dürfen jedoch die Werte der Versuche für die Bemessung dickerer Betongurtplatten herangezogen werden.

#### 2 Bemessungsmodelle für große Stegöffnungen bei Stahlverbundträgern

#### 2.1 Grundsätzliches Tragverhalten von Verbundträgern mit großen Stegöffnungen

#### 2.1.1 Vorbemerkungen

Werden die Stege von Verbundträgern durch Öffnungen geschwächt, stellt sich lokal ein besonderes Tragverhalten ein. Die Tragfähigkeit ist dann abhängig von z.B. der Öffnungsform, der Öffnungsgeometrie, also Höhe und Breite oder Durchmesser der Öffnung. Außerdem spielen die Lage der Öffnung sowohl in Längsrichtung als auch deren Höhenlage im Steg sowie mögliche Verstärkungen in Bezug auf die Tragfähigkeit eine entscheidende Rolle, vgl. *Zhou 1998*.

Es ist abzusehen, dass die Menge an verschiedenen Einflussparametern auf ein komplexes Tragmodell in den Bereichen der Stegöffnungen schließen lässt, was jedoch nur annähernd in Laborversuchen untersucht und ausgewertet werden kann. Dennoch ist es heute möglich, das Verhalten der einzelnen Tragelemente eines Verbundsystems in leistungsfähigen FE-Berechnungen zu simulieren. Dadurch können bessere und umfangreichere Informationen zum Tragverhalten gewonnen werden, als es durch die alleinige Durchführung von Versuchen möglich wäre, vgl. *Zhou 1998*.

#### 2.1.2 Grundsätzliches Tragverhalten

In einem ersten Schritt soll das grundsätzliche Tragverhalten von Stahlverbundträgern mit großen Stegöffnungen thematisiert werden. Es ist bekannt, dass der Querschnitt durch Einbringen von Öffnungen in den Steg eine verminderte Biege- und Querkrafttragfähigkeit besitzt, vgl. *Stengel 1996.* Insbesondere der Abtrag der Querkraft im Bereich des geschwächten Querschnittes gilt als problematisch, da gerade der Stegquerschnitt hierfür den entscheidenden Beitrag leistet. "Über den Stegausschnitt hinweg kann die Querkraft nur durch Aktivierung einer Rahmenwirkung, der sogenannten Vierendeel-Tragwirkung, abgetragen werden", s. *Stengel 1996.* 

In Bereichen großer Stegöffnungen zerfällt der Balken in ein solches rahmenartiges System, das durch die über und unter der Öffnung verbleibenden Teilträger gebildet wird. Diese Teilträger sind an beiden Enden der Öffnung in den jeweils weiterführenden, ungeschwächten Träger eingespannt, vgl. *Kohlmeyer 2007*.

Nun müssen die globalen Schnittgrößen  $M_g$  und  $V_g$  über den Öffnungsbereich hinweg übertragen werden. Hierbei wird das ankommende globale Biegemoment durch ein betragsmäßig gleiches, entgegengesetzt wirkendes Kräftepaar von Normalkräften  $N_u = -N_o$  in den verbleibenden Teilträger aufgenommen, die entsprechend ihrer Lage um den Hebelarm  $z_o$  voneinander entfernt sind. Somit ergibt sich folgende Momentenzerlegung nach *Kohlmeyer 2007*:

$$N_u \cdot z_0 = -N_0 \cdot z_0 = M_g$$

Die globale Querkraft V<sub>g</sub> teilt sich im Bereich der Öffnung gemäß der vorhandenen Steifigkeitsverhältnissen der verbleibenden Teilträger entsprechend auf den oberen und unteren Teilträger auf. Somit gilt nach *Kohlmeyer 2007*:

$$V_u + V_o = V_g$$

Die Weiterleitung dieser aufgeteilten lokalen Querkräfte  $V_u$  und  $V_o$  im unteren beziehungsweise oberen Teilträger erzeugt in den verbleibenden Teilträgern sog. sekundäre Biegemomente, die an den Enden der Stegöffnung in den Bereichen 1 bis 4 (s. Abbildung 5) maximal werden. Befindet sich der Stegausschnitt in Bereichen großer Querkraftbeanspruchungen, verstärken sich diese lokalen Einflüsse der Sekundärmomente nach *Bode 1998* erheblich.



Abbildung 5: lokales Tragsystem mit Öffnungsbereich, Schnittgrößen und Verformung nach Kohlmeyer 2007

Demnach werden die Teilträger in den Bereichen 1 bis 4 gleichzeitig durch die Sekundärmomente  $M_1$  bis  $M_4$ , sowie durch die Normalkräfte  $N_u$  und  $N_o$  und die Teilquerkräfte  $V_u$  und  $V_o$  beansprucht.

Während in ungeschwächten Verbundträgern bis zu 90 % der Querkraft vom Steg des Stahlträgers aufgenommen wird, muss bei Verbundträgern im Bereich großer Stegöffnungen ein Großteil der Querkraft durch den Betongurt aufgenommen werden, da die Restquerschnitte des Steges nur noch geringe Querkraftanteile abtragen können. Um jedoch den Betongurt zum Querkraftabtrag heranziehen zu können, muss die Querkraft zuerst in den Betongurt eingeleitet werden. Letztlich muss der im Betongurt ankommenden Querkraftanteil wieder zurück in den Stahlsteg abgegeben werden.

Neben dem Tragverhalten beeinflussen Stegausschnitte auch das Verformungsverhalten. Der Träger verhält sich in Bereichen von Stegöffnungen deutlich weicher als in Bereichen ungeschwächten Querschnittes, wodurch sich das System dementsprechend stärker verformt.

### 2.2 Entwicklung der Ingenieurmodelle und Stand der Forschung

Wie bereits in der Einleitung angedeutet, wurden in der Vergangenheit umfangreiche Traglastversuche an Stahlverbundträgern mit großen Stegöffnungen durchgeführt, wobei sich diese Versuche größtenteils auf Einfeldsysteme mit Stegöffnungen beschränkten, vgl. *Weil 2007.* Basierend auf diesen Forschungen wurde die Problematik des Lastabtrages im Bereich großer Stegöffnungen erkannt, sodass verschiedene Modelle entwickelt wurden, um die Versuchsergebnisse möglichst wirklichkeitsgetreu abzubilden, vgl. *Kohlmeyer 2007.* 

Die wichtigsten Arbeiten mit ihren wesentlichen wissenschaftlichen Erkenntnissen sind z.B. in *Kohlmeyer 2006* kurz zusammengefasst.

#### 2.3 Bemessung von Puzzleleisten

Bei Verbundträgern wird der Verbund zwischen Stahlsteg und Betongurt mittels geeigneter Verbindungsmittel gewährleistet. Im konventionellen Verbundbau werden als Verbindungsmittel Kopfbolzendübel verwendet, deren Bemessung ist in *DIN EN 1994* Teil 1-1 geregelt. Alternativ zu den Kopfbolzendübeln wurden seit den 1980er Jahren verschiedene Dübelleisten entwickelt. Zu den Dübelleisten zählen auch die in dieser Arbeit behandelten Puzzleleisten. Für die zahlreichen Varianten der Dübelleisten existiert kein durchgängiges Bemessungskonzept. Jedoch liegen für einzelne Dübelgeometrien und Verbundträgerabmessungen gültige Bemessungskonzepte vor.

Verbundträger mit Dübelleisten bieten gegenüber der herkömmlichen Herstellung von Verbundkonstruktionen mit Kopfbolzendübeln den Vorteil, dass bei geeigneter Herstellung jegliche Schweißarbeit zur Anbringung der Verbundmittel entfällt. Beispielsweise können bei Verwendung einer Puzzleleiste die Puzzles durch Brennschnitte erzeugt werden. Um die Wirtschaftlichkeit der Herstellung weiter zu steigern, kann eine Puzzlegeometrie derart gewählt werden, dass durch einen Brennschnitt zwei Puzzleleisten hergestellt werden können. Die Herstellung von Puzzleleisten bietet demnach wirtschaftliche Vorteile gegenüber einer Verwendung herkömmlicher Verbindungsmittel.

In den letzten Jahren wurden umfangreiche Untersuchungen an Dübelleisten durchgeführt, vgl. *Gajda 2012*. Dabei konnten unterschiedliche Versagensmechanismen beobachtet werden. Aufgrund dieser Erkenntnisse konnten mehrere semi-empirische Bemessungskonzepte entwickelt werden. Diese haben den Nachteil, dass sie jeweils nur für bestimmte Dübelgeometrien, Abmessungen des Betongurtes sowie Abmessungen des Stahlprofils gültig sind. Bisher existiert kein durchgängiges Bemessungskonzept für alle Dübelgeometrien.

Zur Bemessung von Betondübeln existiert insbesondere das Dübelabschermodell von Leonhardt, vgl. *Leonhardt* 1987. Hier werden Bemessungsgleichungen für Dübelabscheren, sowie zur Ermittlung der erforderlichen Querbewehrung und der Mindestabmessungen der Stahlflächen zwischen den Öffnungen entwickelt. Weiterhin wird ein Überschreiten der maximal möglichen Teilflächenpressung im Beton berücksichtigt. Wurzer konnte in *Wurzer* 1997 zeigen, dass dieses Dübelabschermodell nicht für alle Dübelvarianten genutzt werden kann. Daraufhin wurde ein alternatives Bemessungsmodell entwickelt, welches auf der Teilflächenpressung des Betons in den Öffnungen basiert.

Beim sogenannten Betondübelmodell erfolgt die Schubkraftübertragung vom Stahlsteg in den Betongurt in zwei Zonen. In der Kontaktfläche zwischen Stahlsteg und Beton herrscht eine Teilflächenpressung des Betons. Die in Abbildung 6 als Zone A bezeichnete Fläche ist die Lasteinleitungszone. In dieser herrscht aufgrund der Querdehnungsbehinderung des umgebenden Betons ein annähernd hydrostatischer Spannungszustand. Durch die Lastausbreitung entstehen Zugspannungen quer zur Dübelleistenlängsachse. Dieser Bereich ist als Zone B gekennzeichnet. Infolge dieser Zugspannungen können Rissbereiche in der Nähe der Achse innerhalb der Zone B entstehen.



Abbildung 6: Tragmodell für Betondübel nach Wurzer 1997

Wurzer legte sein Hauptaugenmerk auf das Versagen des Betons infolge der Teilflächenpressung. Zapfe stellte in *Zapfe 2001* fest, dass weitere Versagensformen existieren. Diese sind das Abscheren der Betondübel sowie das Ausbrechen der Betondübel.

Für Puzzleleisten wurde in *Gajda 2012* ein Bemessungskonzept auf Grundlage von *Zapfe 2001* und *Wurzer 1997* entwickelt, welches vier Versagensarten unterscheidet. Diese sind Spaltzugversagen aufgrund zu hoher Teilflächenpressung, Stahlversagen eines Puzzles, Betonausbruch oberhalb eines Puzzles und Versagen der Querbewehrung. Die Bemessungsansätze für die einzelnen Versagensarten werden nachfolgend erläutert.

- Versagen durch Teilflächenpressung:

Es wird, wie oben erwähnt, basierend auf den Arbeiten von Wurzer und Zapfe ein eigener Bemessungsansatz gewählt. Dieser dient als unterer Grenzwert zur Ermittlung der aufnehmbaren Teilflächenpressung. Die maximal aufnehmbare Dübelkraft P<sub>k,Teil</sub> für das Kriterium Teilflächenpressung, setzt sich aus einem Anteil für die Betonfestigkeit  $\eta$ , einem Anteil für die Stegdicke t<sub>w</sub> der Dübelleiste und einem Anteil für die Ausnehmungshöhe h<sub>d</sub> der Puzzleleiste zusammen.

$$P_{k,Teil} = k_w \cdot \eta \cdot f_{ck} \cdot h_d \cdot t_w$$

Dabei ist:

$$\eta = 12,5 \cdot \sqrt{\frac{40}{f_{cm,cube}}}$$
 oder  $\eta = 12,5 \cdot \sqrt{\frac{31}{f_{cm,cyl}}}$ 

 $k_w$  ist ein Faktor zur Berücksichtigung der Festigkeitsunterschiede aufgrund unterschiedlicher Faserausrichtung und Faserverteilung innerhalb miniaturisierter Betonplatten und beträgt einheitlich  $k_w = 0.9$ .

- Versagen aufgrund Stahlversagen:

Dem Modell von Gajda liegt die Annahme zugrunde, dass sich die Dübelkraft  $P_{D\hat{u}}$  aus den Anteilen  $P_1$  und  $P_2$  zusammensetzt. (siehe Abbildung 7)



Abbildung 7: Modell zur Bestimmung des Stahlversagens nach Gajda 2012

Demnach gibt es zwei kritische Schnitte innerhalb eines Puzzles. Der Stahl des Puzzles beginnt zunächst im Schnitt I-I zu fließen, wodurch sich das Puzzle verformt. Dabei kommt es zu einer Umlagerung der Spannungen, sodass die Spannungen in Schnitt II-II anwachsen bis die Fließgrenze des Stahls erreicht ist. Die Länge des kritischen Schnitts II-II wird dabei zu bm angenommen.

Der Wiederstand eines Stahlzahns lässt sich nach dem von Mises Fließkriterium bestimmen:

$$\sigma_{v} = \sqrt{3 \cdot \tau_{xy}^{2} + \sigma_{y}^{2}} \le f_{y}$$

Dabei sind:

$$\tau_{xy}^2 = \frac{P_1 + P_2}{A_v}$$
$$\sigma_y^2 = \frac{P_1 \cdot a_1 + P_2 \cdot a_2}{W_{vl} \cdot v}$$

Für die Streckgrenze des Stahls fy kann dabei die Zugfestigkeit fu eingesetzt werden.

In Gajda 2012 konnte ein Verhältnis zwischen den Kräfte P1 und P2 festgestellt werden, P<sub>1</sub>=1/4 P<sub>2</sub>. Weiterhin konnten anhand von FE – Simulationen und der Auswertung von Verformungsbildern die Hebelarme a<sub>1</sub> und a<sub>2</sub> bestimmt werden. Demnach ergibt sich die charakteristische Dübelkraft P<sub>k,2</sub> zu:

$$P_{k,2} = \frac{1,15 \cdot f_u}{\sqrt{3 \cdot \left(\frac{1}{4} + 1}{A_v}\right)^2 + \left(\frac{\frac{3}{16} \cdot h_d + \frac{7}{20} \cdot h_d}{W_{pl,v}}\right)^2}}$$

Dabei ist:

 $A_v$  die Schubfläche =  $b_m \cdot t_w$ 

 $w_{pl,v}$  das plastische Widerstandsmoment =  $\frac{b_m^2 \cdot t_w}{4}$ 

b<sub>m</sub> die Länge des kritischen Schnitts

tw die Stegdicke

h<sub>d</sub> die Stahldübelhöhe

Dadurch ergibt sich für die charakteristische Dübelkraft  $P_{k,2}$ :

$$P_{k,2} = \frac{1,15 \cdot f_u}{\sqrt{3 \cdot \left(\frac{4}{\sqrt{3 \cdot b_m \cdot t_w}}\right)^2 + \left(\frac{11 \cdot h_d}{5 \cdot b_m^2 \cdot t_w}\right)^2}}$$

Die charakteristische Dübelkraft  $P_{k,1}$  ergibt sich durch Einsetzen und Umformen (näheres siehe *Gajda 2012*) zu:

$$P_{k,1} = f_y \cdot t_w \cdot h_d \cdot \cos(\alpha)$$

Dabei konnte  $\alpha$  zu ungefähr 30° bestimmt werden.

Durch Gleichgewicht am Stahlzahn erhält man:

$$P_{k,Stahl} = \frac{f_y \cdot t_w \cdot h_N}{\tan(\alpha)} + \frac{1.15 \cdot f_u}{\sqrt{3 \cdot \left(\frac{4}{\sqrt{3 \cdot b_m \cdot t_w}}\right)^2 + \left(\frac{11 \cdot h_d}{5 \cdot b_m^2 \cdot t_w}\right)^2}}$$

Dabei ist  $h_N$  die Höhe eines Puzzlezahns, siehe Abbildung 7.

- Versagen durch Betonausbruch:

Aufgrund des Fließens eines Stahlzahns im Schnitt I-I und der damit einhergehenden Verformung, kann es zum Betonausbruch oberhalb der Nase eines Stahlpuzzles kommen.

In *Gajda 2012* wird für den Ausbruchkegel vereinfachend ein gerader Kegelstumpf angenommen. Der Winkel des Ausbruchkegels wird dabei zu 30° angenommen. Das der Bemessung zugrunde liegende statische System ist in Abbildung 8 dargestellt.



Abbildung 8: Vereinfachte Annahme des Ausbruchkegelstumpfes und statisches System nach Gajda 2012

Die Ausbruchkraft P<sub>Pry,Out</sub> steht demnach in einer Beziehung zur Kraft P<sub>1</sub> und berechnet sich wie folgt zu:

$$P_{Pry,Out} = f_y \cdot t_w \cdot h_N$$

Die resultierenden Betondruckspannungen auf der Mantelfläche des Kegelstumpfes ergeben sich zu:

$$\sigma_{Pry,Out} = \frac{P_{Pry,Out}}{A_{m,eff}}$$

Dabei entspricht  $A_{m,eff}$  der effektiven Mantelfläche des geraden Kegelstumpfes mit der Höhe c<sub>o</sub> (siehe Abbildung 8):

$$A_{m,eff} = \pi \cdot c_o \cdot (2 \cdot h_{tc} - c_o) \cdot \frac{1}{tan\beta \cdot cos\beta}$$

Wie Abbildung 8 zeigt, wird der Ausbruchkegel durch eine kombinierte Zug- und Schubbeanspruchung belastet. Die resultierende Spannung kann demnach mit folgender Gleichung berechnet werden:

$$\sigma_{Res} = \sqrt{\tau^2 + \sigma^2}$$

## 3 FE Analyse mit Ansys

#### 3.1 Modell

Die Vordimensionierung und Nachrechnung der Versuchsträger wurde mit dem FE-Programm Ansys Workbench (V.14/V.15) durchgeführt. Es wurde ein FE-Modell mit Volumenelementen erstellt.

Um im Öffnungsbereich eine Durchdringung von Stahlsteg und Betongurt zu ermöglichen, wurde als Kontaktalgorithmus der Pure-Penalty Algorithmus gewählt. Sobald eine Durchdringung oder auch Ablösung der Kontaktpartner festgestellt wird, werden programmgesteuert Federelemente an die FE-Knoten gesetzt, um die Verschiebung rückgängig zu machen. Die Federsteifigkeit wurde dabei so lange variiert, bis eine rechnerische Durchdringung in einer Größenordnung erreicht wurde, wie sie im Versuch beobachtet wurde.

In den Großmaßstäblichen Versuchen, die an der TU Kaiserslautern durchgeführt wurden, hat sich herausgestellt, dass die Dübelleisten einen nahezu starren Verbund in Längsrichtung bewirken. Dies wurde auch in die FE-Berechnungen übertragen und kann auch für zukünftige Berechnungen übernommen werden.

Der Zusammenhang zwischen der Zugkraft rechtwinklig zum Betongurt und der sich dabei einstellenden Verformung konnte in den Versuchen nicht eindeutig bestimmt werden. Dieser Zusammenhang ist aber auch nur in dem unmittelbaren Öffnungsbereich gegeben und wirkt sich demnach nicht wesentlich auf die globale Durchbiegung oder die globale Spannungsverteilung im Querschnitt aus.

Eine der wichtigsten Erkenntnisse aus den FE-Berechnungen ist die Verteilung der Zugspannungen in der Verbundfuge. Daraus lässt sich die Länge des Bereiches ableiten, in dem die Zugkräfte vom Stahlsteg in den Betongurt eingeleitet werden und wieder zurückgeleitet werden. Hieraus wurde die Aussage abgeleitet, dass nur wenige Puzzle in einem lokal eng begrenzten Bereich aktiviert werden.

Weitere Untersuchungen, wie sich z.B. die Öffnungsgeometrie und die Höhenlage der Öffnung auf die Länge dieses Bereiches auswirken, sollen nun im Nachgang noch durchgeführt werden.

Zur Verifizierung der getroffenen Annahmen wurde mit dem Modell ein bereits an anderer Stelle durchgeführter Versuch ohne Stegöffnung nachgerechnet und die Ergebnisse wurden verglichen.

Die Versuche wurden von Frau Heinemeyer im Rahmen ihrer Arbeiten zur Dissertation "Zum Tragund Verformungsverhalten von Verbundträgern aus ultrahochfestem Beton mit Verbundleisten" (Heinemeyer, 2011) an Stahlverbundträgern mit UHPC-Gurten ohne Öffnung durchgeführt. Die Betongurtstärke war mit 10 cm zwar deutlich größer als die hier angestrebten 3 cm, für eine erste Überprüfung des im Rahmen des Forschungsvorhabens entwickelten FE-Modells waren die Versuche jedoch geeignet.

Aus den Versuchen von Frau Heinemeyer wurde der Träger FU-1 ausgewählt, da er von Form und Material in etwa dem in diesem Projekt untersuchtem Trägersystem entspricht (vgl. Tabelle 1).

Das FE-Modell wurde mit den zum Zeitpunkt des Versuchs ermittelten Materialkennwerten hinterlegt (vgl. Tabelle 1).

In dem Diagramm in Abbildung 9 ist auf der y-Achse nach oben das Moment aufgetragen. Auf der x-Achse ist die Verformung aller Träger in Feldmitte aufgetragen. Im Versuch trat beim Träger FU-1 ein Betondruckbruch ein, vgl. *Heinemeyer 2011*. Die schwarze, vertikale Linie kennzeichnet die rechnerische Bruchgrenze. Im linear-elastischen Bereich und auch im plastischen Bereich ist eine gute Übereinstimmung der FE-Analyse mit den Versuchsergebnissen des Trägers FU-1 zu erkennen.

Querschnitt [mm]	
Puzzleleiste [mm]	
Betongurt	
Längsbewehrung	2x4 Ø8 mm
Querbewehrung / Zulage	Ø10/10 cm + 2 Ø12
Beton / Fasergehalt [Vol%]	UHPC / 0,9 Vol%
Druckfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	Fc,cube,100 = 191,0
E-Modul [N/mm²]	49.000
Baustahl Steg / Flansch	
Streckgrenze fy [N/mm <sup>2</sup> ]	441 / 510
Zugfestigkeit fu [N/mm <sup>2</sup> ]	665 / 578
E-Modul [N/mm²]	-/-
Betonstahl (fy / fu)	
Längsbewehrung [N/mm <sup>2</sup> ]	582 / 667
Querbewehrung [N/mm <sup>2</sup> ]	531 / 616
Zulage [N/mm <sup>2</sup> ]	564 / 644

Tabelle	1: Geometrie und	Materialkennwerte von	Träger FU-1	(Heinemeyer 2011)
---------	------------------	-----------------------	-------------	-------------------



Abbildung 9: Vergleich der FE-Berechnung mit dem Versuch FU-1 aus Heinemeyer 2011

#### 3.2 Vordimensionierung der Versuchsträger

Für die Versuche wurden die Abmessungen des Stahlträgers und des Betongurts durch eine Parameterstudie mit dem FE-Modell festgelegt.

Der Stahl wurde mit einer bilinearen Spannungs-Dehnungsbeziehung und der Betongurt linearelastisch abgebildet. Die Elementgröße wurde im Öffnungsbereich klein gewählt, um einem großen Spannungsgradienten entgegenzuwirken.

Das maßgebende Versagenskriterium sollte für die ersten vier Versuche W00 bis W03 ein Ausreißen der Puzzleleisten am Öffnungsrand 2 sein, dort wo die Querkraft aus dem Stahlträgersteg in den Betongurt hoch gehängt wird (siehe Abbildung 10). Stahlversagen sowie lokales oder globales Stabilitätsversagen sollten ausgeschlossen werden.

Der Betongurt sollte eine Breite von 70 cm aufweisen, was in etwa einem möglichen Trägerabstand für eine solches System entspricht.

Die Mittelwerte der Push- und Pulloutversuchen für die Puzzleleisten wurden aus *Gajda 2012* entnommen. Die Versuche wurden allerdings mit stärkeren Betongurten durchgeführt, was tendenziell zu höheren Traglasten führt.

Im Rahmen der Parameterstudie wurden im FE-Modell Stahlflanschstärke, Stahlstegdicke und die Betongurtdicke variiert. Der Abstand der Öffnung zum Auflager sollte ca. zweimal die Trägerhöhe betragen. Für die ersten Versuche W00 und W01 wurde je eine quadratische Öffnung gewählt, die auf halber Höhe im Steg angeordnet war.

Im Versuch wurde zunächst für jede Variante die Last so lange gesteigert, bis am Öffnungsrand 2 die Kräfte rechnerisch groß genug waren, um ein Ausreißen der Puzzleleiste aus dem Beton zu erreichen.



Abbildung 10: Definition der Öffnungsränder (ÖR1 und ÖR2) nach Kohlmeyer 2007

In Abbildung 11 ist beispielhaft der Normalspannungsverlauf in der Verbundfuge zwischen Puzzleleiste und Betongurt im Bereich der Öffnung über der Länge aufgetragen. Das Einleiten der Druckkraft am ÖR1 (vgl. Abbildung 10) aus dem Steg in den Beton, kann zum Durchstanzen des Betongurtes führen. Im Versuch wird dies durch entsprechende Bewehrung verhindert. Am ÖR2, wo die Querkraft über Zugkräfte aus dem Flansch in den Betongurt eingeleitet wird, kann die Puzzleleiste aus dem Beton ausreißen, was für den Versuch das angestrebte Versagen war.



Abbildung 11: Normalspannungsverlauf in der Fuge zwischen Stahlsteg und Betongurt (das rote Quadrat markiert den Öffnungsbereich)

Die erhöhten Druck- und Zugspannungen an den beiden Öffnungsrändern werden jeweils über die Länge aufintegriert und mit der Stegdicke multipliziert. Dadurch ergibt sich eine resultierende Druckbzw. Zugkraft. Anschließend kann die aus Auszugsversuchen gewonnene Kraft, die ein einzelner Betonzahn aufnehmen kann, mit der auftretenden Kraft verglichen werden. Mit der aus der FE-Berechnung herausgelesenen Länge, über die die erhöhte Spannung auftritt, kann die Anzahl der darin liegenden Zähne abgeschätzt werden. Durch Multiplizieren der Zahnanzahl mit der pro Zahn aufnehmbaren Zugkraft ergibt sich die rechnerische Ausreißlast für die Versuche.

#### 3.3 Lineare Beulanalyse

Um ein Stabilitätsversagen auszuschließen, wurde mit dem FE-Modell eine lineare Beulanalyse durchgeführt.

Mode	Eigenwert	Beulform	
1	64,1	Global	
2	295,8	Global	
3	536,3	Global	
4	940,5	Lokal / Öffnung	
5	1180,3	Lokal / Auflager	

Tabelle 2: Ergebnisse der Beulanalyse für die Versuche W00 und W01



Abbildung 12: Berechnete Beulform (Mode 1) der Versuche W00 und W01



Abbildung 13: Berechnete Beulform (Mode 4) der Versuche W00 und W01

Bei der ersten Beulform, die bei einer Last von ca. 64 kN liegt, handelt es sich um ein globales Stabilitätsversagen. Der Druckgurt weicht aus, der Träger kippt (vgl. Abbildung 13).

Da der Eigenwert unterhalb der zu erwarteten Traglast lag, wurden die Versuchskörper durch entsprechende Steifen lokal verstärkt (siehe Abbildung 14).



Abbildung 14: Aussteifung des Auflagerbereichs

Ein lokales Beulen der Öffnung lag bei einer Last von ca. 940 kN und somit deutlich über der im Versuch erwarteten Traglast.

#### 3.4 Nachrechnung der Traglastversuche

Die Träger (ausschließlich W08, da abweichendes Tragverhalten) wurden in Ansys mit dem zuvor entwickeltem Modell berechnet.

Der Beton wird im Modell linear-elastisch abgebildet. Diese Annahme ist für den Gebrauchslastbereich zutreffend. Ein Steifigkeitsabfall in Folge Rissbildung wird allerdings nicht erfasst. Für eine Näherung wurde die Steifigkeit des Betongurts im Öffnungsbereich variiert. Die FE-Analyse wurde mit 20% der Steifigkeit des Betongurts (abgeminderter E-Modul) und ohne Abminderung durchgeführt. Eine Abminderung der Steifigkeit auf 20% entspricht einer ersten, guten Näherung für einen einfach bewehrten Rechteckquerschnitt im Zustand II (vgl. Rüdiger 2009).



Abbildung 15: Vergleich Ansysrechnung mit Versuchsergebniss beispielhaft für den Träger W00

In Abbildung 15 ist beispielhaft für den Träger W00 die Durchbiegung nach der FE-Berechnung mit der im Versuch gemessenen Durchbiegung verglichen. Aufgetragen ist die Zylinderkraft über der Durchbiegung in Feldmitte. Die Ansysrechnung ohne Abminderung der Steifigkeit bildet den linearen Bereich gut ab. Bei höheren Lasten, bei denen auch ein ausgeprägtes Rissbild zu beobachten war, bildet die Ansysrechnung mit der abgeminderten Steifigkeit den Versuch besser ab.

Die FE-Nachrechnungen für die übrigen Versuche sind dem Anhang A zu entnehmen.

## 4 Experimentelle Untersuchungen

#### 4.1 Einleitung

Das Versuchsprogramm umfasst die insgesamt 17 Kleinteilversuche an den Push-Out- und Push-Pull-Körper und die 10 großmaßstäblichen Trägerversuche (siehe Tabelle 8).

Mit den Kleinteilversuchen wurde das lokale Tragverhalten der Puzzleleisten unter Zug und Längsschub bzw. unter Längsschub alleine untersucht. Mit den Ergebnissen wurde ein Interaktionsdiagramm hergeleitet, dass es ermöglicht, die jeweils aufnehmbaren Lasten abzulesen. Die Kleinteilversuche hatten eine Betongurtdicke von 3 cm bzw. 5 cm und waren zweilagig bewehrt.

Mit den großmaßstäblichen Trägerversuchen wurde das globale Trag- und Verformungsverhalten untersucht. Dabei konnten die Einflüsse einzelnen Parameter wie Form und Lage der Öffnung, Betongurtdicke und Höhe der stählernen Reststege ermittelt werden.

Die Betongurtdicke für die Grundkonstellation wurde aus statischen und konstruktiven Gründen mit 3 cm festgelegt. Dünnere Gurte lassen sich in der Praxis kaum verwirklichen.

In zwei Versuchen (W06 und W07) wurde die Betongurtdicke auf 5 cm erhöht, wodurch erwartungsgemäß eine erheblich höhere Traglast erreicht werden konnte. Grund ist der höhere Ausreißwiderstand der Puzzleleisten. Diese Betongurtdicke wurde mit den Kleinteilversuchen nicht getestet, weil dies über den beantragten Rahmen hinausgegangen wäre. Jedoch soll dies in weiteren Versuchen an der TU Kaiserslautern nachgeholt werden.

In den ersten 4 Versuchen W00 bis W03 war der Betongurt dreilagig bewehrt: die obere und untere Lage verliefen in Längsrichtung und die mittlere Lage in Querrichtung.

Durch die zweilagige Längsbewehrung sollten die Zugkräfte im Betongurt aufgenommen werden, die an den Öffnungsecken infolge der sekundären Biegemomente entstehen.

In den Versuchen hat sich allerdings gezeigt, dass die Sekundärmomente im Betongurt bei diesen Betongurtdicken von untergeordneter Bedeutung sind und die Längsbewehrung keinen nennenswerten Einfluss hat.

Um die Träger wirtschaftlicher zu gestalten und die Betondeckung zu erhöhen, sollte in den folgenden Versuchen auf die obere Lage der Längsbewehrung verzichtet werden. Bedauerlicher Weise wurde die Bewehrung jedoch bei den Versuchen W06 bis W09 falsch herum eingebaut, sodass die untere Lage entfiel. Wie sich allerdings zeigte, hat dies keinen wesentlichen Einfluss auf das Tragverhalten.

Die Kleinteilversuche waren ebenfalls zweilagig bewehrt und zwar so, wie es ursprünglich auch für die großmaßstäblichen Versuche vorgesehen war. Wie bereits erwähnt, hat die Lage der Längsbewehrung aber keinen entscheidenden Einfluss auf die aufnehmbaren Auszugskräfte der Dübelleisten, da der Ausbruchkegel lokal eng begrenzt ist.

#### 4.2 Herstellung der Probekörper

#### 4.2.1 Materialien

#### 4.2.1.1 Hochfester Beton

Für die Versuchskörper wurde hochfester Beton verwendet, welcher eine Zieldruckfestigkeit von 100 bis 120 N/mm<sup>2</sup> erreichen sollte.

Zur Herstellung des Betons wurde eine Fertigmischung verwendet, welche von der Firma DUCON bereitgestellt wurde. Es mussten lediglich Wasser, Sand und Fließmittel zugegeben werden.

Hochfester Beton weist ein äußerst sprödes Verhalten auf, das heißt, dass dieser beim Erreichen der Bruchfestigkeit schlagartig versagt. Dabei tritt nahezu keine Vorankündigung des Bruches auf. Um ein verbessertes Nachbruchverhalten zu erreichen, werden häufig Fasern eingesetzt. In diesem Vorhaben wurden nur faserfreie Betonmischungen verwendet. Um die erforderliche Duktilität zu gewährleisten, wurde Stahlbetonbewehrung in die Bauteile eingebracht.

Aufgrund der geringen Abmessungen der Stahlbetonbauteile konnte die Mindestbetondeckung nach *DIN EN 1992-1-1* nicht eingehalten werden. Jedoch sind hochfeste Betone sehr gefügedicht, sodass von einer entsprechenden Korrosionsbeständigkeit ausgegangen werden kann. Die Betondeckung wurde einheitlich für alle Bauteile größer als 7 mm festgelegt.

Da hochfeste Betone im Vergleich zu Normalbeton höhere Verbundspannungen übertragen können, kann die geringe Betondeckung auch als ausreichend zur Verbundsicherung betrachtet werden.

Das Mischen des Betons erfolgte unter Laborbedingungen bei ca. 20 °C in einem Kleinmischer vom Typ ELBA EMS 60E mit maximal 50 I Fassungsvermögen.

Das Mischen der Ausgangsstoffe erfolgte bei 40 Umdrehungen pro Minute. Zunächst wurden der Sand und die DUCON Fertigmischung ca. 5 min durchmischt. Danach erfolgte die Zugabe des Mischwassers. Nach weiteren ca. 2 min. erfolgte die Zugabe des Fließmittels vom Typ Glenium ACE 30 (BASF), die weitere Mischzeit betrug ca. 3 min. Anschließend erfolgte eine Kontrolle der Konsistenz. Falls Fließmittel nachdosiert werden musste, ist dies in Tabelle 3 angegeben. Die Betonrezeptur ist in Tabelle 3 angegeben.

Stoff	Menge [kg/m³]	Bemerkungen
Sand	1235	
DUCON- Bindemittel	880	
Wasser	220	
Fließmittel Glenium ACE 30	16	Bei Pushoutkörpern 100 ml nachdosiert

Tabelle 3: Betonrezeptur

Zu jeder hergestellten Betoncharge wurden entsprechende Probekörper zur Ermittlung der Betondruckfestigkeit nach DIN EN 12390 hergestellt.

In Tabelle 4 sind die Betonfestigkeiten der einzelnen Probekörper angegeben. Aufgrund der begrenzten Kapazität des Betonmischers, wurde bei den Kleinbauteilen nur einmal die Zylinderdruckfestigkeit ermittelt.

#### Tabelle 4: Festbetoneigenschaften

Bez. der Charge	Nr. des Körpers	f <sub>c,cube</sub> N/mm²	f <sub>c zyl</sub> N∕mm²	f <sub>ct</sub> N/mm²
Serie Pushout	1,2,3,4,5	115,51	-	
Charge 1 PP	4,5,6	112,60	-	-
Charge 2 PP	9,10,11,12	108,20	-	
Charge 3 PP	8,13,14,15	102,67	-	-
Charge 4 PP	1,2,3	107,40	100,29	-
PP: Push-Pull-Versuche				

#### 4.2.1.2 Stahlbauteile

Alle Stahlbauteile wurden von der Firma Leffer aus Baustahl S355 angefertigt.

Die Schweißarbeiten fanden teilweise an der TU Kaiserslautern statt. Dabei war es bei den Trägern W04 bis W08 erforderlich, die Stahlträger mittels Wärmekeilen zu richten.

Die Wärmekeile wurden dazu oberhalb der neutralen Faser angesetzt. Begonnen wurde mit der Spitze des Keils. Erhitzt wurde bis zum Hellrotglühen des Stahls an der erwärmten Stelle.

Durch diese Vorgehensweise konnten die Schweißverformungen weitgehend rückgängig gemacht werden, im Bereich der Öffnungen sogar komplett.

#### 4.2.2 Betonage der Push-Out-Körper

Vor der Betonage der Push-Out-Körper wurde unten an die Stahlbleche 8 mm starkes Moosgummiband aufgeklebt (siehe Abbildung 16). Damit wird sichergestellt, dass nach der Betonage zwischen der Unterseite der Stahlbauteile und dem Beton ein Spalt bleibt. Somit wird verhindert, dass das untere Ende des Stahlbauteils bei den Push-Out-Versuchen Kräfte überträgt.



Abbildung 16: Stahlbauteil für Push-Out-Versuch mit aufgeklebtem Moosgummiband

Die Betonage der Push-Out-Körper erfolgte stehend, d.h. die Probekörper wurden so betoniert, wie diese später geprüft wurden. Anzumerken ist, dass die Frischbetonkonsistenz nach der ursprünglichen Mischung zu steif war, sodass 100 ml Fließmittel nachdosiert werden mussten.



Abbildung 17: Einbringen des Betons in die Schalung der Push-Out-Körper

Parallel zur Betonage der Push-Out-Körper wurden sechs Betonwürfel nach *DIN EN 12390-1* zur Ermittlung der Betondruckfestigkeit hergestellt. Die Probekörper wurden nach der Betonage mit Folie abgedeckt und nach 24 h ausgeschalt. Die Würfel wurden bei den Push-Out-Körpern gelagert.

#### 4.2.3 Betonage der Push-Pull-Körper

Vor der Betonage wurden Steifen auf die Stahlbleche zur Aufnahme der Kräfte an der Lasteinleitung aufgeschweißt. Die Steifen wurden mithilfe einer FE-Simulation so vordimensioniert, dass die Verformungen des Stahls im Bereich der Lasteinleitung möglichst klein gehalten werden konnten. Bei den Push-Out-Körpern wurde zudem ebenfalls 8 mm starkes Moosgummiband aufgeklebt, um an den entsprechenden Stellen keine Kräfte zu übertragen.



Abbildung 18: Eingeschaltes Pull-Out-Blech mit Moosgummi

An der Längsbewehrung parallel zum Stahlblech und an der Querbewehrung, welche durch die Puzzleöffnung verläuft, wurden DMS angebracht. Dabei wurde darauf geachtet, dass der Querschnitt der Bewehrung nicht nennenswert geschwächt wurde (siehe Abbildung 19).



Abbildung 19: Applizierte DMS

Die Probekörper wurden liegend betoniert, d.h. sie wurden, wie die Push-Out-Körper, so betoniert, wie diese auch später geprüft wurden. Weiterhin entspricht die liegende Betonage auch der Betonage der Verbundträger. Die richtige Lage des Stahlblechs wurde mithilfe einer Bohrung in der Schalung sichergestellt. Parallel zur Betonage wurden Würfel und Zylinder zur Ermittlung der Druck- und Spaltzugfestigkeit hergestellt.



Abbildung 20: Push-Pull-Körper vor der Betonage

## 4.2.4 Betonage der Verbundträger

Die Stege wurden vor der Betonage mit Steifen lokal verstärkt und am Untergurt wurden Auflagerbleche angeschweißt. Durch das Schweißen stellten sich zum Teil lokale Verformungen ein. Diese konnten mithilfe des Warmrichtverfahrens weitgehend rückgängig gemacht werden.

Die Träger wurden auf dem Kopf liegend betoniert. Dabei wurde eine Behelfskonstruktion an der Schalung angebracht, wodurch die richtige Einbindetiefe der Puzzleleiste im Betongurt gewährleistet wurde. Die Achse der Puzzleleiste lag dabei zentrisch im Betongurt.



Abbildung 21: Verbundträger W06 bis W09 vor der Betonage

Die Betongurte waren, wie in Abbildung 21 zu sehen ist, bei der Betonage flächig gestützt. Demnach wird das Verbundsystem beim späteren Versuch zusätzlich von der Eigenlast beansprucht.

Parallel zur Betonage wurden wiederum Würfel und Zylinder hergestellt. Um ein schnelles Trocknen zu verhindern, wurden nach dem Ansteifen des Betons feuchte Tücher aufgelegt. Betoniert wurde

jeweils freitags und montags wurde ausgeschalt. Die Träger verblieben demnach 2 Tage in der Schalung, wodurch Schwindrisse weitgehend vermieden werden konnten.

Nach dem Ausschalen wurden an den vorgesehenen Stellen Dehnungsmessstreifen appliziert. Anschließend wurden die Träger bei Raumtemperatur in den Versuchshallen der TU Kaiserslautern gelagert.

#### 4.3 Experimentelle Untersuchungen an den Push-Out-Körpern



Abbildung 22: Push-Out-Körper mit Messtechnik

Es wurden insgesamt 5 Push-Out-Körper hergestellt, die mit PO 01 bis PO 05 bezeichnet wurden. An die Push-Out-Körper wurden Wegaufnehmer (WA) angebracht, um die Verschiebung zwischen dem Beton und den Stahlbauteilen zu messen. Die eingeleitete Kraft wurde durch eine Kraftmessdose oberhalb der Lasteinleitung gemessen.



Abbildung 23: Push-Out-Körper im Versuchsstand

Um den Schlupf zwischen Betongurt und Stahlsteg zu messen, wurden auf beiden Seiten je zwei vertikale Wegaufnehmer angebracht. Ein Spreizen der Betongurte wurde durch eine Umfassung an den unteren Rändern der Betongurte verhindert.

Die Belastung der Versuche erfolgte weggeregelt.

Nach dem Erreichen jeder Laststufe wurden ggf. die im Betongurt entstandenen Risse markiert und mit der jeweils angefahrenen Laststufe beschriftet. Dabei zeigte sich, dass vor dem Erreichen der Traglast keine Ankündigung des Versagens durch Risse stattfindet. Erst mit dem Erreichen der Traglast kam es zu starker Rissbildung und gleichzeitig zu Betonabplatzungen auf den Außenseiten der Gurte.

Bei der Untersuchung der Push-Out-Körper hat sich gezeigt, dass der Schlupf teilweise zunächst in den negativen Bereich wanderte. Dies wurde durch das Geradestellen des Versuchskörpers beim Aufbringen der Last verursacht.

Insgesamt war der Schlupf sehr gering. Der Schlupf beim Erreichen der maximal aufnehmbaren Last war durchweg kleiner als 0,25 mm. Lediglich bei zwei Versuchskörper konnte ein größerer Schlupf beobachtet werden, diese waren PO 04 und PO 05.

Der geringe Schlupf der Versuchskörper erklärt sich durch die hohe Betonfestigkeit und die relativ starren Stahlpuzzle. Dieser Beton wurde ohne Faserbewehrung hergestellt, wodurch er dazu neigt, plötzlich und ohne vorherige Ankündigung des Bruches zu versagen.


Abbildung 24: Kraft – Schlupf – Diagramm der Push-Out-Körper PO 01 und PO 03 bis PO 05.

In Abbildung 25 ist das Versagensbild der Push-Out-Körper am Beispiel PO 01 dargestellt. Es kam bei allen Versuchskörpern zu schollenartigen Ausbrüchen auf der Außenseite des Betongurts.

Die Ausbrüche traten ohne Vorankündigung auf, wobei die maximal aufnehmbare Last unmittelbar vor dem Ausbrechen des Betonschollen erreicht wird. Bis dahin sind keine Risse zu erkennen. Beim Versagen des Bauteils entstehen diese Risse durch das Durchstanzen der Puzzleleiste durch den Beton.

Weiterhin sind Ausbrüche auf der Innenseite entlang des Steges des Push-Out-Körpers zu sehen (siehe Abbildung 26). Diese Ausbrüche traten unmittelbar nach den schollenartigen Ausbrüchen auf der Außenseite der Versuchskörper auf. Diese Ausbrüche werden vermutlich durch ein Überschreiten der Teilflächenpressung des Betons bewirkt.



Abbildung 25: Versagensbild auf der Außenseite des Betongurts am Beispiel des Versuchs PO 01



Abbildung 26: Versagensbild auf der Innenseite des Betongurts am Beispiel des Versuchs PO O1



# 4.4 Experimentelle Untersuchungen an den Push-Pull-Körpern

Abbildung 27: Push-Pull-Körper

Es wurden insgesamt 15 Push-Pull-Out-Körper hergestellt. An die Probekörper wurden Wegaufnehmer angebracht, um die Verschiebung zwischen Beton und Stahlbauteilen zu messen. Die eingeleitete Kraft wurde durch Kraftmessdosen gemessen. Weiterhin wurden Traversen oberhalb der Versuchskörper angebracht. An den Traversen wurden Wegaufnehmer angebracht, um das Abheben des Betongurts zu messen. Die Messung zeigte, dass sich der Betongurt nicht stark verformte und nach oben abhob.



Abbildung 28: Versuchsaufbau, Einleitung der Kräfte siehe Abbildung 31



Abbildung 29: Versuchsaufbau für die Push-Pull-Versuche

Das Aufbringen der Normalkraft erfolgte weggeregelt mit einer Zylinderprüfmaschine, wobei die Geschwindigkeit 0,01 mm/min. betrug. Anschließend wurde die Schubkraft mit einer hydraulischen Handpumpe aufgebracht. Beide Kräfte wurden mit Kraftmessdosen gemessen.

Nach dem Erreichen jeder Laststufe wurden die ggf. im Betongurt entstandenen Risse markiert und mit der jeweils angefahrenen Laststufe beschriftet. Dabei zeigte sich, dass vor dem Erreichen der Traglast nahezu keine Ankündigung des Versagens durch Risse stattfindet. Erst mit dem Erreichen der Traglast kam es zu starker Rissbildung und gleichzeitig zu Betonabplatzungen auf den Oberseiten der Gurte.



Abbildung 30: Versuchsaufbau für die Push-Pull-Versuche von oben fotografiert

Zwischen Stahlblech und Beton trat vor dem Erreichen der Traglast nahezu kein erkennbarer Schlupf auf, weder in vertikaler noch in horizontaler Richtung. Aufgrund des Versuchsaufbaus konnte der Schlupf nicht mit Wegaufnehmern gemessen werden. Es war lediglich eine optische Kontrolle möglich. In horizontaler Richtung konnte die Stauchung des eingebauten Moosgummis kontrolliert werden, welches zu keiner Zeit komplett zusammengedrückt war. In Abbildung 30 ist der Versuchsaufbau von oben dargestellt. Darin sind auch die Wegaufnehmer rechts und links des Stahlbleches zu erkennen, die das Abheben des Betongurts erfassten.

Der geringe Schlupf des Steges kann durch die hohe Betonfestigkeit und die relativ starren Stahlpuzzle erklärt werden.

Mit den Versuchen sollten unterschiedliche Verhältnisse von Schub- und Normalkräften untersucht werden. Die Lasten wurden in mindestens vier Stufen aufgebracht, wobei immer zuerst die Schubkraft und anschließend die Zugkraft gesteigert wurde.



Abbildung 31: Belastung und Lagerung der Push-Pull-Körper

Tabelle 5 zeigt die Laststufen, die angefahren wurden.

Die aufgeführten Werte entsprechen den gemessenen Kräften in den einzelnen Versuchen. Für die Push- Pull-Versuche erhält man daraus die Schubkraft je Puzzle, indem der Wert der Gesamtkraft durch 2 geteilt wird, da sich jeweils zwei Puzzle an einem Blech befanden. Bei den Pushoutversuchen (Punkt 5) muss die Gesamtkraft durch vier geteilt werden, um die Last je Puzzle zu erhalten, weil dort zwei Schalen mit je 2 Puzzlen angebracht waren.

					Schul	b- und l	Normall	kräfte b	ei		
Punkt	N/V- Verhältnis	Winkel [°]l	Laststufe	1	2	3	4	5	6	7	8
1	×	90	N [kN]	5	7,5	10	11				
			V [kN]	0	0	0	0				
2	0,25	14,0	N [kN]	2,5	3,5	5	7,5	8	9,8		
			V [kN]	10	15	20	25	31,3	36		
3	0,15	8,53	N [kN]	1,5	3	4,5	5	5,5	6,5		
			V [kN]	10	20	30	35	40	45,5		
4	0,07	3,81	N [kN]	1	1,5	2	2,5	3	3,5		
			V [kN]	15	27,5	31,3	40	50	55		
5	0	0	N [kN]	0	0	0	0	0	0	0	0
(PO)			V [kN]	50	75	90	100	110	115	120	125

Tabelle 5: angefahrene Laststufen in den Push-Pull-Versuchen

In Abbildung 32 sind die Ergebnisse der Push-Out und der Pull-Out-Versuche in einem Zug-Schubkraft-Interaktionsdiagramm zusammengefasst. Aufgetragen sind jeweils die beim Versagen wirkenden Kombinationen der Schub- und Zugkräfte. Wie zu erwarten war, streuen die einzelnen Ergebnisse der verschiedenen Zug- Schubkraft-Verhältnisse.

Die Streuung ist mit durch den Versuchsaufbau bedingt. Beim Aufbringen der Schubkraft mit der Handpumpe kam es zu einer geringfügigen Abnahme der Normalkraft.

Zunächst wurde mit dem weggeregelten hydraulischen Zylinder die Normalkraft der Laststufe aufgebracht. Die Zylindergeschwindigkeit betrug dabei 0,01 mm/min. Anschließend wurde durch vorsichtiges Pumpen mit der hydraulischen Handpumpe die Schubkraft in der Fuge aufgebracht. Dabei kam es, wie oben bereits erwähnt, zu einem geringfügigen Lastabfall am Zylinder für die Normalkraft.



Abbildung 32: Zug-Schubkraft-Interaktionskurve der Push-Pull-Körper bezogen auf ein Puzzle

Die in den Push-Out-Versuchen ermittelten maximal aufnehmbaren Schubkräfte liegen etwas unter den Ergebnissen der kombinierten Schub-Normalkraftversuche. Ursache hierfür ist, dass in den Push-Out-Versuchen auch auf der Rückseite ein Betonabplatzen stattfand, welches bei den kombinierten Versuchen aufgrund der Lagerung nicht auftreten konnte. Das rückseitige Abplatzen wurde auch durch die gleichzeitig wirkende Normalkraft verhindert.



Abbildung 33: Widerlager zur Aufnahme der Schubkraft

Eine weitere Ursache für die höheren Lasten ist in der Lasteinleitungskonstruktion für die Schubkräfte zu sehen (siehe Abbildung 33). Auf der gegenüberliegenden Seite der Lasteinleitung wurde ein Widerlager in Form einer Stahlplatte angebracht. Der Abstand zwischen dem letzten Zahn der Puzzleleiste und dem Rand der Betonplatte, an dem die Schubkraft über das Widerlager eingeleitet wird, ist nur etwa halb so groß wie bei den Push-Out-Versuchen. Außerdem wird die Schubkraft nur über eine relativ kleine Fläche eingeleitet. Dadurch bildet sich eine kurze Druckstrebe zwischen dem letzten Puzzle und der Wiederlagerplatte, was sehr wahrscheinlich zu höheren übertragbaren Druckkräften führte.

Dies deckt sich mit den Versuchsbeobachtungen, da der hinterste Zahn immer erst nach dem vorderen, der Lasteinleitung näheren Zahn, versagte (siehe Abbildung 34).



Abbildung 34: Schrägstellung des Bleches aufgrund erhöhter Festigkeit am hinteren Puzzle

In Tabelle 6 sind die Ergebnisse aus Abbildung 32 tabellarisch zusammengefasst. Weiterhin ist jeweils der Mittelwert für jede Kombination, sowie die zugehörige Standardabweichung angegeben. Alle Werte beziehen sich auf ein Puzzle.

	м	Maximal aufnehmbare Druck- und Schubkraft je Puzzle							
	PP 10		PP 05		PP 04				
	N [kN]	V [kN]	N [kN]	V [kN]	N [kN]	V [kN]			
Punkt 1	5,81	0	5,50	0	4,69	0			
	PP 01		PP 12		PP 09				
	N [kN]	V [kN]	N [kN]	V [kN]	N [kN]	V [kN]			
Punkt 2	4,21	22,70	5,48	24,14	6,06	27,10			
	PP 03		PP 11		PP 15				
	N [kN]	V [kN]	N [kN]	V [kN]	N [kN]	V [kN]			
Punkt 3	4,27	31,84	4,41	32,96	4,26	35,18			
	PP 02		PP 15		PP 13				
	N [kN]	V [kN]	N [kN]	V [kN]	N [kN]	V [kN]			
Punkt 4	2,08	35,29	2,87	41,81	2,64	45,70			
	PO 03		PO 02		PO 01				
	N [kN]	V [kN]	N [kN]	V [kN]	N [kN]	V [kN]			
Punkt 5	0	24,30	0	30,26	0	31,04			
	PP 04		PO 05						
	N [kN]	V [kN]	N [kN]	V [kN]					
Punkt 5	0	33,75	0	36,30					

# Tabelle 6: Zusammenfassung der Zug-Schubkraft-Interaktionskurve

	Werte je Puzzle					
	Mittelwerte		Standarda	bweichung		
	N [kN]	V [kN]	N [kN] V [kN]			
Punkt 1	5,33	0	0,58 0			
	Mittelwerte		Standardabweichung			
	N [kN]	V [kN]	N [kN] V [kN]			
Punkt 2	5,25	24,64	0,95 2,24			
	Mittelwerte		Standardabweichung			
	N [kN]	V [kN]	N [kN] V [kN]			
Punkt 3	4,31	33,33	0,09	1,70		
	Mittelwerte		Standarda	bweichung		
	N [kN]	V [kN]	N [kN] V [kN]			
Punkt 4	2,53	40,93	0,41 5,26			
	Mittelwerte		Standardabweichung			
	N [kN]	V [kN]	N [kN] V [kN]			
Punkt 5	0	31,13	0 4,50			

#### Tabelle 7: Mittelwerte und Standardabweichung je Puzzle

### 4.5 Experimentelle Untersuchungen an den Trägern

Es wurden insgesamt 10 großmaßstäbliche Versuche an Trägern durchgeführt (siehe

Tabelle 9). Dabei wurden die Gurtdicke, sowie die Lage und die Größe der Öffnung variiert.

Die Versuche sind mit W00 bis W09 bezeichnet. Die einzelnen Öffnungen wurden jeweils als Einfeldträger mit Kragarm geprüft, wobei die Belastung in Feldmitte stattfand. Dies hatte zur Folge, dass das Eigengewicht des Kragarms ein entlastendes Moment im Feld bewirkte, welches bei der Untersuchung berücksichtigt werden muss.

Die Versuch W00 war ein erster Tastversuch. Er entspricht im Wesentlichen dem Versuch W01 und liefert auch annähernd gleiche Ergebnisse. Daher wird nachfolgend nur der Versuchsträger W01 stellvertretend für beide Versuche behandelt.

Die Träger W00 bis W03 hatten eine doppellagige Bewehrung (zwei Lagen längs, in der Mitte die Querbewehrung) und waren somit stärker bewehrt als die Versuche W04 bis W08, die nur eine zweilagige Bewehrung hatten (je eine Lage längs und quer). Bei den Versuchen W04 bis W08 wurde dieselbe Bewehrungsführung wie bei den Push-Pull-, sowie Push-Out-Versuchen gewählt, um eine Übertragbarkeit der Ergebnisse zu gewährleisten. Zudem konnte durch die zwei Lagen die Betondeckung erhöht werden.

Versuch	Prüftag	Beton	Stahl				
		Würfeldruckfestigkeit	Zugfestigkeit	Streckgrenze			
		f <sub>cm</sub> (Würfel 150 mm)	R <sub>eh</sub>	R <sub>m</sub>			
		[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]			
W00	19.11.2012	110,15	365*	501*			
W01	20.11.2012	110,15 (19.11.2012)	365	501			
W02	24.01.2013	117,50	365	501			
W03	24.01.2013	117,50	365	501			
W04	29.08.2013	104,16 (28.8.2013)	355**	470**			
W05	30.08.2013	104,16 (28.8.2013)	355**	470**			
W06	29.08.2013	104,16 (28.8.2013)	355**	470**			
W07	24.10.2013	109,7 (30.10.2013)	355**	470**			
W08	27.08.2013	104,16 (28.8.2013)	355**	470**			
W09	29.10.2013	109,7 (30.10.2013)	355**	470**			
* We	* Werte sind dem 3.1 Werkzeugnis entnommen ** Minimalanforderung nach Norm						

Tabelle 8: Materialkennwerte für die durchgeführten Trägerversuche

Tabelle 9: Zusammenstellung der Versuchskörper und der maßgebenden Parameter

Versuch	Feldlänge	Gurtdicke		Öffnungsparameter					
	[m]	[cm]	Form	Höhenlage	Höhe [cm]	Länge [cm]			
W00	3	3	Quadrat	zentrisch	25	25			
W01	3	3	Quadrat	zentrisch	25	25			
W02	3	3	Quadrat	unten	25	25			
W03	3	3	Kreis	zentrisch	25	-			
W04	3	3	Rechteck	zentrisch	25	50			
W05	3	3	Rechteck	unten	25	50			
W06	3	5	Quadrat	zentrisch	25	25			
W07	3	5	Kreis	zentrisch	25	-			
W08	6	3	2 x Quadrat	zentrisch	je 25	je 25			
W09	6	3	Rechteck	unten	20	30			
Die Stahlst	Die Stahlstegdicke betrug bei allen Versuchen 8 mm								

In Abbildung 35 ist der prinzipielle Versuchsaufbau, sowie der sich unter Eigenlast des Trägers einstellende Momentenverlauf dargestellt.



Abbildung 35: Prinzipieller Aufbau des Versuchsstandes und Momentenverlauf unter Eigenlast

Die Belastung der untersuchten Träger erfolgte weggeregelt mit einem servo-hydraulischen Prüfzylinder. Seine maximale Prüflast beträgt 1600 kN.

Nach dem Erreichen jeder Laststufe wurde der Betongurt auf Risse untersucht. Entstandene Risse wurden dabei markiert und mit der jeweiligen Laststufe beschriftet. Zudem wurde der Träger bei jeder Laststufe fotografiert.

Vor dem eigentlichen Belastungsbeginn wurde in 10 Zyklen jeweils eine Last von 10 kN in Feldmitte aufgebracht. Diese Belastung wurde für eine Minute gehalten. Anschließend wurde der Träger wieder entlastet. Ziel war es, den Haftverbund in der Fuge zwischen Puzzleleiste und Betongurt zu lösen, da der Haftverbund bei der Bemessung unberücksichtigt bleiben soll. Während und nach dieser zyklischen Belastung konnte keine Rissbildung im Betongurt festgestellt werden.

Wie bereits erwähnt, wurden die Versuchsträger als Einfeldträger mit Kragarm getestet. Ziel dieser Vorgehensweise war es, an einem Versuchskörper mehrere Öffnungen testen zu können. Dazu wurde in den Kragarm die jeweils nächste Öffnung eingeschnitten, sodass der Träger lediglich im Prüfrahmen versetzt werden musste, um die nächste Öffnung testen zu können.

Um den Schlupf zwischen Betongurt und Stahlsteg sowie die Durchbiegung des Trägers messen zu können, wurden induktive Wegaufnehmer verwendet. Die folgende Abbildung zeigt die Nummerierung der Wegaufnehmer.



Abbildung 36: Bezeichnung und Position der Wegaufnehmer in den Versuchen

Beim Träger W 08 mit zwei Öffnungen wurden drei zusätzliche Wegaufnehmer angebracht. Weiterhin wurden im Bereich der Öffnungen Dehnungsmessstreifen (DMS) auf dem Stahl appliziert. Deren Anordnung und Nummerierung ist Abbildung 37 zu entnehmen. Verwendet wurden DMS vom Typ 1-LY11-6/120 der Firma Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH (HBM). Diese wurden im Labor der TU Kaiserslautern nach den entsprechenden Vorgaben des Herstellers angebracht.

Hierzu musste zunächst der Stahlsteg von Korrosion befreit werden. Der Querschnitt wurde dabei nur minimal geschwächt, da es sich um eine ebene Fläche handelte und die Oberflächenkorrosion somit durch leichtes Anschleifen entfernt werden konnte.



Abbildung 37: Bezeichnung und Position der DMS in den Versuchen

# 4.5.1 Durchbiegung und Durchbiegungsdifferenzen

Die Durchbiegungen wurden aus den gemessenen vertikalen Verschiebungen ermittelt. Die prinzipielle Anordnung der Wegaufnehmer ist in Abbildung 36 dargestellt.

Bei Träger W08 wurden neun Wegaufnehmer verwendet, bei allen anderen sieben. Dabei wurde mit je zwei und bei W08 mit drei Wegaufnehmern an den Öffnungsrändern die vertikale Verschiebung des Stahlsteges gegenüber dem Betongurt gemessen. Mit den restlichen Wegaufnehmern wurde die Durchbiegung und der Schlupf in der Verbundfuge gemessen. Die Wegaufnehmer wurden dabei an den Öffnungsrändern sowie in Feldmitte angebracht.



Abbildung 38: Durchbiegungen in Abhängigkeit der Gesamtquerkraft am Beispiel des Versuchs W02



Abbildung 39: Durchbiegungen in Abhängigkeit der Gesamtquerkraft am Beispiel des Versuchs W04

In Abbildung 38 und Abbildung 39 sind beispielhaft für die Versuche W02 und W04 der Zusammenhang zwischen der Gesamtquerkraft  $V_g$  im Öffnungsbereich und der Durchbiegung aufgetragen. Der Graph Q-1 beschreibt hierbei die Verformung an der Stelle des Wegaufnehmers 1 infolge der Querkraft, usw.



Abbildung 40: Differenz der Durchbiegung zwischen ÖR1 (WA 1) und ÖR2 (WA 2) sowie Vertikalschlupf zwischen Betongurt und Stahlsteg an den beiden Öffnungsrändern (WA 20 und WA 21) am Beispiel W04

In Abbildung 40 ist für den Versuch W03 die Durchbiegungsdifferenz d₀ der beiden Öffnungsecken (WA1 – WA2) dargestellt. Weiterhin sind die Größe des Spaltes in der Verbundfuge am Öffnungsrand 2 (WA 21) und das Maß, um welches sich der Stahlträgersteg infolge des beginnenden Durchstanzens in den Betongurt hineindrückt (WA 20) aufgetragen.



Abbildung 41: Vertikalschlupf zwischen Betongurt und Stahlsteg an den beiden am Beispiel W03

In Abbildung 41 ist zu erkennen, dass sich am Rand 2 bis zu einer Zylinderkraft von ca. 120 kN die Verbundfuge öffnet. Danach bricht eine Betonscholle am ÖR 2 aus, gegen die WA 21 misst. Bei weiterer Laststeigerung zieht sich der Stahlsteg am ÖR 2 immer weiter heraus. Auf Grund der Änderung des Tragverhaltens des Systems nimmt das Einschieben des Stahlstegs in den Betongurt überproportional zu. Die vorhandene Querbewehrung, die in jedem Puzzle angeordnet ist, verhindert ein Durchstanzen. Bei den anderen Versuchsträgern konnte selbiges beobachtet werden.

In Abbildung 42 ist die Querkraft über die Durchbiegungsdifferenz d₀ aufgetragen. Die Träger W00 und W01 fehlen in diesem Diagramm, weil dort die Durchbiegungen an den Öffnungsrändern nicht gemessen wurden. Der Träger W08 ist nicht dargestellt, da er aufgrund der 2 Öffnungen nicht ohne weiteres vergleichbar ist.



Abbildung 42: Durchbiegungsdifferenz d $_{0}$  der Versuche W02 bis W07 und W09

## 4.5.2 Durchbiegung der Versuchsträger

In den Abbildungen 43 bis 51 sind die Durchbiegungen der Träger unter verschiedenen Laststufen aufgetragen.

In den Versuchen W00 und W01 wurden nur die Durchbiegungen in Feldmitte gemessen.

Die Abbildungen 44 bis 50 zeigen die Durchbiegungen unter verschiedenen Laststufen. Dargestellt sind jeweils die Durchbiegungen unter der maximal im Versuch aufgebrachten Last  $F_{u}$ , sowie unter fünf weiteren Laststufen (In den Diagrammen ist  $F_u$  mit  $F_{max}$  bezeichnet).

Es fällt auf, dass der Versuch W08, obwohl er die doppelte Feldlänge im Vergleich zu den anderen Versuchen aufweist, ungefähr die gleiche maximale Durchbiegung erreicht, wie die Versuche W04 und W05.

Die Verläufe der Biegelinien sind vergleichbar mit denen der herkömmlichen Verbundträger mit Stegöffnungen.

Bei den meisten Versuchen verlagert sich die maximale Durchbiegung mit ansteigender Last von der Feldmitte in Richtung des Öffnungsrandes 2. Die Gründe hierfür sind, dass sich die Dübelleiste aus dem Betongurt herauszieht und die lokale s-förmige Verformung der Öffnung.



**Durchbiegung W01 und W00** 

Abbildung 43: Durchbiegung des Versuchs W01 und W00 nahezu identisch (Fu = 120 kN)



# **Durchbiegung W02**

Abbildung 44: Durchbiegung des Versuchs W02 (Fu = 89 kN)



Abbildung 45: Durchbiegung des Versuchs W03 (Fu=176 kN)



Durchbiegung W04

Abbildung 46: Durchbiegung des Versuchs W04 (Fu = 58 kN)



Abbildung 47: Durchbiegung des Versuchs W05 (Fu = 63 kN)



# **Durchbiegung W06**

Abbildung 48: Durchbiegung des Versuchs W 06 (Fu = 122 kN)



Abbildung 49: Durchbiegung des Versuchs W07 (Fu = 234 kN)



**Durchbiegung W08** 

Abbildung 50: Durchbiegung des Versuchs W08 (Fu = 74 kN)

**Durchbiegung W09** 0 10 20 w bei 0,92 Fu Durchbiegung [mm] 30 w bei 1/6 Fu 40 w bei 2/6 Fu 50 w bei 3/6 Fu 60 w bei 4/6 Fu 70 w bei 5/6 Fu 80 90 100 6 5 4 3 2 1 0 x [m]

Abbildung 51: Durchbiegung des Steges W09 (Fu = 146 kN)

# 4.5.3 Schlupf in der Verbundfuge

Der Schlupf in der Verbundfuge wurde mittels Wegaufnehmern an den Trägerenden, sowie an den Öffnungsrändern 1 und 2 gemessen. Abbildung 52 zeigt die prinzipielle Lage der Wegaufnehmer am Beispiel des Trägers W04.



Abbildung 52: Lage und Bezeichnung der Wegaufnehmer zur Bestimmung des Schlupfes in der Verbundfuge

Der Schlupf in der Verbundfuge ist auch bei allen anderen Versuchen mit wenigen hundertstel Millimetern gering. Beim Träger W04 betrug der maximale Schlupf zwar ca. 0,1 mm, jedoch wurden diese Werte erst beim Erreichen der Traglast im Öffnungsbereich erreicht. Allerdings ist zu erkennen, dass sich an den Trägerenden (WA 11 und WA 16) infolge der Lastwechsel zum Teil geringe bleibende Verschiebungen einstellen.



Abbildung 53: Gemessener Schlupf in der Verbundfuge bei Träger W04

## 4.5.4 Stahldehnungen im Öffnungsbereich



Abbildung 54: Lage und Bezeichnung der DMS an den Versuchskörpern am Beispiel von W04

An jeder Öffnung wurden insgesamt 6 oder 8 DMS appliziert, Abbildung 54 zeigt die Lage der DMS. Diese wurden jeweils in der Mitte der Öffnung angebracht, um die Spannungsverteilung in dieser Achse über die Trägerhöhe ermitteln zu können.

Der verwendete Stahl hat eine Fließgrenze von rund 355 N/mm<sup>2</sup> und einen E-Modul von 210.000 N/mm<sup>2</sup>. Damit ergibt sich die Fießdehnung zu rund 1,7‰. In der Mehrzahl der Versuche wird diese nicht erreicht.

Der Zusammenhang zwischen den Dehnungen im unteren Teilträger (DMS 1 bis 6) und der Querkraft im Öffnungsbereich ist weitgehend linear. Hieraus lässt sich ableiten, dass die Zugkraft im unteren Teilträger proportional zur Querkraft ist, was zu erwarten war.

In den folgenden Diagrammen sind die Dehnungen der einzelnen DMS aufgetragen. Abbildung 54 zeigt die Lage der DMS.



Abbildung 55: Dehnungen der DMS des Trägers W00 (DMS 7 und 8 nicht vorhanden)



Abbildung 56: Dehnung der DMS bei Träger W01 (DMS 7 und 8 nicht vorhanden)



Abbildung 57: Dehnung der DMS des Trägers W02 (DMS 3 defekt, DMS 7 und 8 nicht vorhanden)



Abbildung 58: Dehnungen der DMS bei Träger W03 (DMS 7 und 8 nicht vorhanden)



Abbildung 59: Dehnung der DMS des Trägers W04 (DMS 3 und 5 defekt)

In Abbildung 59 wird deutlich, dass beim Träger W04 der gesamte Steg gezogen wird, lediglich während des Entlastungsvorgangs sind die DMS 7 und 8 im Steg über der Öffnung überdrückt.



Abbildung 60:Dehnung der DMS bei Träger W05

In Abbildung 60 ist die Dehnung der einzelnen DMS des Versuchs W05 dargestellt. Auch hier gelten dieselben Erkenntnisse wie bei Träger W04.



Abbildung 61: Dehnung der DMS bei Träger W06

In Abbildung 61 sind die Dehnungen des Trägers W06 in Abhängigkeit von der Querkraft aufgetragen. Hier stellen sich beim Versagen des Öffnungsrandes 1 im Bereich der DMS 7 und 8, d.h. über der Öffnung, Druckspannung ein. Der Steg ist dort bei dieser kurzen Öffnung überdrückt. Der Träger besitzt im Vergleich zu den anderen Trägern eine größere Gurtstärke und erreicht die weitaus größte Traglast.

In Abbildung 63 sind die Querkraft- Dehnungsbeziehungen für die auflagernahe Öffnung des Trägers W08 dargestellt. Auch hier ist im Bereich der DMS 7 und 8 der Steg gedrückt.



Abbildung 62: Dehnungen der DMS des Trägers W07



Abbildung 63: Dehnung der DMS bei Träger W08 (auflagernahe Öffnung)



Abbildung 64: Dehnung der DMS bei Träger W08 (lastnahe Öffnung)



Abbildung 65: Dehnungen der DMS des Trägers W09

### 5 Versagensarten

#### 5.1 Allgemeines

Im Rahmen der Versuche konnten grundsätzlich zwei Versagensarten beobachtet werden. Zum einen das Durchstanzen des Stahlstegs durch den Betongurt am Öffnungsrand 1 und zum anderen das Herausziehen der Puzzleleiste aus dem Betongurt am Öffnungsrand 2 (Siehe Abbildung 66).

I Au:	szug	Durchstanzen
	ÖR 2 🗸	ÖR 1

Abbildung 66: Prinzipielle Versagensarten

Als Versagen wird in diesem Fall nicht der Zustand unter der maximal aufnehmbaren Last bezeichnet, sondern der Zustand, bei dem die Puzzleleiste am Öffnungsrand 2 ausreißt oder der Betongurt am Öffnungsrand 1 durchstanzt. Dies geschieht in der Regel schon bei geringeren Lasten als der maximal aufnehmbaren Last.

Zur Auswertung der Versuche in den Tabellen 12 und 15 bis 17 wird deshalb in Tabelle 15 die "Bemessungslast" festgelegt. Sie entspricht der Last, unter der die Puzzleleiste am Öffnungsrand 2 ausreißt und sich damit das Tragsystem im Öffnungsbereich ändert.

### 5.2 Ausreißen der Puzzleleiste aus dem Betongurt

Wie eingangs bereits erwähnt, kündigt sich das Versagen der Träger stets mit dem Ausreißen der Puzzleleiste aus dem Betongurt an. Zu erkennen ist dies an Rissen an der Unterseite des Betongurtes, welche parallel zum Steg verlaufen (siehe Abbildung 67).

Diese Rissen treten schon bei relativ niedrigen Lasten auf und haben in etwa die Länge eines Puzzles (~ 9 cm). Mit Zunahme der Belastung verlängert sich dieser Riss, bis er links und rechts des Öffnungsrandes jeweils etwa die Länge der halben Öffnungslänge erreicht hat (siehe Abbildung 67).

Bei höheren Lasten bilden sich dann neue Risse, welche senkrecht zum ersten Längsriss verlaufen und sich bei zunehmender Belastung bis zur Außenkante des Gurtes verlängern. Beim Ausreißen der Puzzles bildet sich ein Ausbruchkegel, der durchaus über den Bereich der vorher erkennbaren Risse hinausgehen kann.

Weiterhin bilden sich ein oder mehrere Querrisse an der Unterseite des Betongurts, die senkrecht zum Steg des Verbundträgers verlaufen. Diese Risse verlängern sich mit zunehmender Belastung bis zur Außenkante des Betongurtes. Die Querrisse entspringen immer unmittelbar über der Öffnungsecke des Öffnungsrandes 2.



Abbildung 67: Rissbildung am Öffnungsrand 2

Die Länge des Längsrisses lässt Rückschlüsse zu, wie viele Puzzles über dem Öffnungsrand 2 zum Hochhängen der Querkraft in den Betongurt aktiviert werden. Mit Hilfe der vorgestellten Schub-Zugkraft Interaktionskurve kann dann abgeschätzt werden, wie groß die durch diese Puzzles in den Betongurt hochgehängte Kraft sein kann. Die folgende Tabelle zeigt für alle Träger eine Übersicht der Risslänge in der Verbundfuge im Öffnungsbereich (ÖR2).

Tabelle 10: gemessene Risslängen in der Verbundfuge

Bezeichnung	Risslänge bei F <sub>u</sub> [cm]			
W00*	-			
W01*	-			
W02*	-			
W03*	-			
W04	33			
W05	50			
W06	18			
W07*	-			
W08	Öffn.1: 20 Öffn.2: 12			
W09*	-			
*Risslänge wurde nicht dokumentiert.				

Für die Versagensart "Ausreißens der Puzzleleiste aus dem Betongurt" wird die Traglast dadurch begrenzt, dass am Öffnungsrand 2 eine große Betonscholle ausbricht. Ihre Größe kann dabei je nach Öffnungsgröße variieren. Ihre Länge beträgt jeweils in etwa die halbe Öffnungslänge. Das Abplatzen

der Scholle wird dabei nicht von weiteren Rissen angekündigt, was bedeutet, dass der Verlauf des Ausbruchkegels sich vorher nicht durch Beobachtung der Rissbildung am Öffnungsrand 2 vorhersagen lässt.

In Abbildung 68 ist der Ausbruchkegel am Beispiel des Trägers W05 dargestellt. Zu erkennen sind auch die Diagonalrisse, welche sich bei diesem Träger nicht wie sonst bis zur Außenkante des Betongurts verlängert hatten, sondern bei etwa 10 cm Länge verharrten. Die Diagonalrisse ließen auch bei diesem Träger keine Rückschlüsse auf die Größe des Ausbruchkegels zu.



Abbildung 68: Ausbruchkegel bei Träger W05



Abbildung 69: Aufgeschnittener Träger W05

Vor dem Erreichen der Traglast kommt es zu sehr großen Verformungen im Öffnungsbereich. Die Durchbiegungsdifferenzen der beiden Öffnungsränder erreichen dabei teilweise 35 mm. Beim Versagen des Öffnungsrandes 2 wächst die Durchbiegung in der Regel soweit an, dass global gesehen die größte Durchbiegung von der Feldmitte zum Öffnungsrand 2 wandert.

## 5.3 Durchstanzen des Betongurts am ÖR1

Das Durchstanzen kündigt sich bereits bei niedrigen Lasten im Öffnungsbereich 1 auf der Oberseite des Betongurts an. Nach außen bilden sich zunächst sehr feine Risse (Rissbreite < 0,1 mm), welche sich mit höher werdender Belastung verlängern. Mit zunehmender Last wächst die Rissbreite auf bis zu 0,3 mm an und es entstehen immer mehr neue Risse, bis es schließlich zum Durchstanzen des Betongurts über dem Öffnungsrand 1 kommt.

In Abbildung 70 ist beispielhaft das Rissbild auf der Oberseite des Gurtes des Trägers W08 dargestellt. Zu sehen sind zwei Durchstanzbereiche, die zu den jeweiligen Öffnungsrändern 1 der beiden Öffnungen gehören.

Der im Bild rechte Durchstanzbereich ist höher beansprucht, was sich auch in der Risslänge und – breite zeigt. Die Rissbreite betrug am Ende ca. 0,25 mm.

Die Risse verlaufen vom Öffnungsrand 1 sternförmig in alle Richtungen. Zuerst bildet sich dabei in der Regel ein Längsriss an der Oberseite des Gurtes, der in der Achse des Stahlstegs verläuft.



Abbildung 70: Rissbild in den Durchstanzbereichen des Trägers W08

Die Rissbreiten im Durchstanzbereich wurden bei jeder Laststufe gemessen. Es zeigt sich, dass, wie zu erwarten war, ein höherer Bewehrungsgrad des Gurtes zu niedrigeren Rissbreiten führt.

Rissbreiten	[mm]						
Querkraft V <sub>g</sub> [kN]	50	60	70	72,5	82,5	105	V <sub>u</sub> [kN]
Träger							
W01	<0,1	<0,1	<0,1	0,1	0,2	0,2	117,5
W02	-	-	-	-	-	-	84,99
W03	-	-	-	-	-	-	157,96
W04	0,15	0,2	-	-	-	-	57,98
W05	0,3	0,4	-	-	-	-	62,85
W06	<0,1	<0,1	<0,1	0,1	0,15-0,2	0,25	121,54
W08	0,1	0,1	0,15	0,2	-	-	73,86

Tabelle 11: Dokumentation der Rissbreiten auf der Betongurtoberseite

### 5.4 Konstruktive Hinweise zu den Puzzleleisten

Die Größe der aufnehmbaren Zugkräfte ist in erster Linie davon abhängig, wie weit die Puzzleleiste in den Betongurt einbetoniert ist. Je Größer der Abstand zwischen Puzzlezahnunterkante und Unterseite Betongurt, desto größer wird der Ausbruchkegel sein und damit die Zugkraft. Demnach sollten die Puzzleleisten immer so weit wie möglich in den Betongurt einbetoniert sein. Auf der anderen Seite ist dies jedoch für das Durchstanzen ungünstig. Hier wäre es umgekehrt besser, die Puzzleleiste möglichst weit von der Betongurtoberseite anzuordnen.

Wie bereits erwähnt, hat die Längsbewehrung keinen großen Einfluss auf die Tragfähigkeit. Es wäre allerdings denkbar, dass sich die Auszugkraft etwas steigern lässt, wenn die Längsbewehrung unmittelbar neben dem Stahlsteg angeordnet ist. Vermutlich wird die Bewehrung aber erst bei größeren Verformungen anspringen, d.h. wenn sich schon ein Ausbruchkegel gebildet hat.

Die Querbewehrung lag bei allen Versuchen etwa auf der Höhe der Unterseite der Dübelzähne. Dadurch wird sie auch keinen nennenswerten Beitrag zur Steigerung der Ausreißlast liefern.

Zur Aufnahme der Längsschubkräfte ist es allerdings empfehlenswert die Querbewehrung zwischen den einzelnen Puzzeln einzulegen.

Die Puzzlegeometrie selbst lässt sich gewiss noch optimieren, was aber weiterer Studien bedarf. Vermutlich führt ein größerer Abstand der Stahlpuzzle und damit eine größere Betonfläche zwischen den Stahlpuzzeln zu einer höheren Auszugkraft.

Aus Wirtschaftlichkeitsgründen ist eine symmetrische Puzzlegeometrie anzustreben. Dadurch lassen sich mit einem Schnitt zwei Leisten herstellen.

## 6 Querkraftnachweise für den Stahlbetongurt

Für den Betongurt sind insgesamt drei Nachweise zu führen:

- Nachweis des Betongurts am Öffnungsrand 2 (Ausreißen),
- Nachweis des Betongurts am Öffnungsrand 1 (Durchstanzen),
- Nachweis des Betongurts auf Querkraft über der Öffnung.

Zu beachten ist, dass die kreisförmigen Öffnungen im weiteren Verlauf wie eine rechteckige Öffnung behandelt werden. Hierzu wird die kreisförmige Stegöffnung in ein Ersatzrechteck mit gleichem Flächeninhalt überführt. Diese notwendige Anpassung erfolgt für die Träger W03 und W07. Der Versuch W08 wird hier nicht mit ausgewertet, da es sich um eine "Doppelöffnung" handelt, die nicht ohne weiteres mit dem nachfolgend vorgestellten Bemessungskonzept erfasst werden kann.

## 6.1 Nachweis des Betongurts am Öffnungsrand 2 (Ausreißen)

Die einwirkende globale Querkraft muss durch die Reststege und den Betongurt über die Öffnung geleitet werden. Die über die angenommene Einleitungslänge hochzuhängende Querkraft wird über die Verbundmittel, in diesem Fall Puzzleleisten, in den Betongurt eingetragen.

Das Vorgehen für den Nachweis "Ausreißen" am ÖR2 kann wie folgt beschrieben werden:

- 1. Berechnung der anteiligen Querkraft des Betongurt Vc,o
- 2. Abschätzen der Lasteinleitungslänge nach Ramm 2006
- 3. Berechnung der in der Verbundfuge zu übertragenden Schubkraft am Gesamtquerschnitt (unmittelbar vor der Öffnung)
- 4. Nachweis der Interaktion von Normalkraft und Schubkraft

## 6.1.1 Aufteilung der globalen Querkraft auf die Teilquerschnitte

Nach *Ramm 2006* teilt sich die globale Querkraft V<sub>g</sub> im Bereich der Öffnung entsprechend den vorhandenen Steifigkeitsverhältnissen der verbleibenden Trägerteile in die Komponenten V<sub>o</sub> und V<sub>u</sub> auf. Demnach bestimmen also die lokalen Steifigkeiten die Aufteilung der globalen Querkraft, weshalb zunächst die Steifigkeiten der Teilträger bestimmt werden müssen, um mit Hilfe derer die Querkräfte zu berechnen. Dies geschieht im weiteren Verlauf dieses Abschnittes.



Abbildung 86: statisches System im Öffnungsbereich

Die Verteilung der globalen Querkraft auf die Teilträger kann wie bereits erwähnt nach *Ramm 2006* aus dem Verhältnis der Biegesteifigkeiten berechnet werden:

$$V_u = V_{g,m} \cdot \frac{EI_u}{(EI_o + EI_u)} \tag{1}$$

$$V_o = V_{g,m} \cdot \frac{EI_o}{(EI_o + EI_u)}$$

Dabei wird bei der Ermittlung der Biegesteifigkeit El<sub>o</sub> des oberen Teilträgers die lokale Betongurtbreite b<sub>i</sub> angesetzt. Es wird davon ausgegangen, dass der Betongurt im Zustand I verbleibt und dass ein starrer Verbund zwischen dem Betongurt und dem Steg existiert. Zur Bestimmung der lokalen mittragenden Breite wird sich einer Modellvorstellung bedient, welche auf dem System einer einfeldrigen Platte beruht, die mit Hilfe der Abbildung 71 verdeutlicht werden soll.

Grundlage dieser Modellvorstellung ist das Heft 240 des DAfStb zur Bestimmung der mittragenden Breite von einachsig gespannten Stahlbetonplatten, die durch eine Einzellast beansprucht werden. Um den Ansatz aus Heft 240 anwenden zu können, muss die vorhandene Situation eines Stahlverbundträgers mit großem Stegausschnitt auf das System einer einachsig gespannten Platte übertragen werden. Im Rahmen dieser Modellvorstellung entspricht der Stahlbetongurt prinzipiell der Stahlbetonplatte. Die konzentriert am ÖR 1 und 2 eingeleiteten Lasten kommen Einzellasten gleich. Anhand der in Abbildung 71 dargestellten Momentenverläufe, die aus einer FE-Berechnung entnommen sind, wird der Betongurt an der Stelle geteilt, an der das Moment des Betongurts M<sub>c</sub> Null ist. In diesem Schnitt wird eines von zwei Auflagern des modellhaften Plattensystems positioniert. Das zweite Auflager wird an der Stelle angeordnet, an der M<sub>c</sub> in etwa erneut dem Momentenverlauf M<sub>c,u</sub> des entsprechend ungestörten Trägers entspricht. Diese Lage ist um a<sub>o</sub> vom Öffnungsrand entfernt. Die Einzellasten greifen in Drittelspunkten an. Wie der Abbildung zu entnehmen ist, ergeben sich für beide Öffnungsränder im Grundsatz gleiche statische Systeme.

Da sich die Last über der Öffnung nicht auf die gesamte Gurtbreite verteilt, ist für die Ermittlung des Eigenträgheitsmoments des Betongurts zusätzlich die lokale mittragende Breite zu bestimmen.

Dabei kann, wie in *Ramm 2006* erläutert wird, die lokale mittragende Breite nach der Gleichung aus Tafel 2.1 des *Hefts 240 DAfStb* berechnet werden. Diese ergibt sich demnach zu:

$$b_i = t_y + 2.5 \cdot x \cdot (1 - \frac{x}{l})$$
(2)

Dabei ist:

ty die Lasteintragungsbreite,

I die Stützweite, welche in Ramm 2006 zur 1,5- fachen Öffnungslänge angesetzt wird,

x der Abstand der Auflager zur Last, dies entspricht der halben Öffnungslänge.

Mit vorangehenden Vereinfachungen ergibt sich die Gleichung zu:

$$b_i = t_y + 0.83 \cdot a_0$$


Abbildung 71: Modell zur Bestimmung der lokalen mittragenden Breite bi des Betongurts. Ramm 2006

Das der Berechnung zugrunde liegende Modell ist in Abbildung 71 dargestellt. Dabei wird vereinfachend angenommen, dass der Nullpunkt des lokalen Moments M<sub>o.m</sub> in Mitte der Öffnung liegt, was für ein ingenieurmäßiges Bemessungsmodell eine ausreichende Genauigkeit darstellt. So kann das System zu zwei Einfeldträgern vereinfacht werden, welche durch eine Einzellast belastet sind. Die Einzellasten werden dabei von der Durchstanz- bzw. Auszugkraft an den Öffnungsrändern gebildet.

In *Ramm 2006* wird für die lokale Lasteinleitungslänge, ingenieurmäßig vereinfacht, die 1,5 fache Öffnungslänge angegeben.

Die Lasteintragungsbreiten t<sub>y</sub> am Öffnungsrand 1 und 2 sind unterschiedlich groß. Zur Ermittlung der Biegesteifigkeit kann der kleinere Wert eingesetzt werden. Dieser ergibt sich am Öffnungsrand 2 unter Annahme einer Lastausbreitung unter 45° zu:

$$t_{y,2} = h_{c,p} + s_p$$
 (3)

Dabei ist:

- s<sub>p</sub> Stärke des Puzzles in Querrichtung
- h<sub>c,p</sub> Betondicke unter der Puzzlenase (vgl. Abbildung 72)



Abbildung 72: Lastausbreitung im Öffnungsbereich 2

Die Berechnung der globalen mittragende Breite des Betongurtes b<sub>eff</sub> kann nach *DIN EN 1994* erfolgen. Diese wird als Ausgangswert zur Berechnung der Betonlängsspannungen über der Öffnung benötigt.

Die im Betongurt wirkende Querkraft  $V_{c,o}$  kann wiederum mit dem Verhältnis der Steifigkeiten berechnet werden und ergibt sich zu:

$$V_{c,o} = V_o \cdot \frac{E_c I_{c,o}}{(E_c I_{c,o} + E_s I_{a,o})}$$

Das heißt, dass die unterschiedlichen Steifigkeiten des Stahls und des Betons bei der Bemessung berücksichtigt werden. Weiterhin werden die Querkrafttraganteile des Stegs im oberen und unteren Teilträger berücksichtigt.

Die maßgebende Querkraft  $V_{Ed,c,e}$  für den Querkraftnachweis am Öffnungsrand 2 (Ausreißen) wird vereinfachend gleich dem Bemessungswert der Querkraft des Betongurts über der Öffnung  $V_{Ed,c,o}$  gesetzt.

$$V_{Ed,c,e} = V_{Ed,c,o}$$

Im Bereich der Öffnung bleibt die lokale Querkraft V<sub>o</sub> des oberen Teilträgers konstant. Nun gilt es, V<sub>o</sub> auf den Betongurt (V<sub>c,o</sub>) und den Stahlträgerrest (V<sub>a,o</sub>) zu verteilen. Hier kann jedoch keine gleichbleibende Verteilung angenommen werden. Der Stahlträgerrest weist an den Öffnungsrändern eine größere Querkraftbeanspruchung auf als im Bereich der Öffnungsmitte. Im Betongurt hingegen befindet sich die maximale Querkraftbeanspruchung in der Öffnungsmitte, dort wo das Moment M<sub>c</sub> zu Null wird. Dieser Maximalwert wird auf der sicheren Seite konstant über die Öffnungslänge angesetzt und mit V<sub>c,o</sub> bezeichnet. Die Querkraft im Betongurt V<sub>c,o</sub> und die Querkraft im Stahlträgerrest V<sub>a,o</sub> werden wiederrum unter Berücksichtigung der Steifigkeiten berechnet.

Dazu werden die Biegesteifigkeit des Betongurtes und die des Stahlträgerrestes verwendet:

$$V_{c,0} = V_o \cdot \frac{EI_{c,o}}{\left(EI_{c,0} + EI_{a,o}\right)}$$
$$V_{a,o} = V_o \cdot \frac{EI_{a,o}}{\left(EI_{c,o} + EI_{a,o}\right)}$$

Auch hier wird bei der Ermittlung der Biegesteifigkeit des Betongurts erneut angenommen, dass der Beton im ungerissenen Zustand 1 verbleibt.

In Folge dieser Annahme wird V<sub>o</sub> und folglich auch V<sub>c,o</sub> überschätzt, wodurch dem Betongurt eine größere Querkraft zugeschrieben wird, was sich jedoch auf der sicheren Seite liegend auf den Querkraftnachweis für den Betongurt auswirkt. V<sub>u</sub> wird hierbei unterschätzt. Neben Momenten und Querkraft nimmt der untere Teilträger insbesondere Normalkraftbeanspruchungen auf. Erreicht diese Normalkraft die plastische Normalkrafttragfähigkeit, plastiziert der Querschnitt, wodurch keine Möglichkeit zur weiteren Aufnahme von Querkraft besteht. Der untere Teilträger besitzt dann schon vor Erreichen der Bemessungslast die ihm über Steifigkeiten zugewiesene Querkraft V<sub>u</sub>. Die zusätzlich einwirkende Querkraft bis zum Erreichen der Bemessungslast muss vollständig über den oberen Teilträger abgetragen werden. Es ist sogar möglich, dass sich zusätzlich Querkraft aus dem unteren Teilträgers überschätzt angenommen wurde, ergeben sich daraus keine Sicherheitsdefizite, da die Bemessung bereits eine größere Querkraft berücksichtigt und letztendlich der Bemessungswert V<sub>o</sub> nicht überschritten wird.

Mit den Ergebnissen aus den Kleinteilversuchen kann eine Zug-Schubkraft Interaktionsbeziehung erstellt werden, die zur Bemessung der Träger verwendet werden soll.

Dazu wurden, wie in den oben genannten Abschnitten erläutert, 5 verschiedene Verhältnisse von Normalkraft zu Schubkraft ausgewertet. Aus den jeweiligen Versuchsergebnissen wird für jedes Verhältnis ein Mittelwert gebildet. Dieser ergibt einen Punkt auf der Zug-Schubkraft Interaktionskurve.



Abbildung 73:Zug-Schubkraft-Interaktionskurve

In Abbildung 73 sind die Ergebnisse entsprechend des beschriebenen Vorgehens dargestellt. Die schwarze Linie zeigt die Mittelwerte der Kleinteilversuche. Die angegebenen Schub- und Normalkräfte sind auf einen Punkt bezogen.

Die Minimal- bzw. Maximalwerte aus den Versuchen sind ebenfalls in Abbildung 73 dargestellt. Die Umhüllende der Kurve, punktiert dargestellt, entspricht dem Mittelwert plus/minus der Standardabweichung.

Um dem semiprobabilistischem Sicherheitskonzept Rechnung zu tragen, werden die in den Pushund Pull-Out-Versuchen ermittelten Werte zu charakteristischen Werten überführt. Hierfür wird der Anhang D der DIN EN 1990 (Eurocode 0) herangezogen. Es wird ein 5 % Quantilwert zu Grunde gelegt.

In der Zug-Schubkraft Interaktionsbeziehung ist zu erkennen, dass die Schubbeanspruchbarkeit bei reiner Schubkraft geringere Werte erreicht, als bei kombinierter Schub-Normalkraft-Beanspruchung. Die Ursachen hierfür wurden bereits ausführlich in Abschnitt 4.4 erläutert und sind im Folgenden noch einmal kurz zusammengefasst.

Die Ergebnisse der reinen Schubversuche stammen aus den Push-Out-Versuchen (siehe Abschnitt 4.3). Die Ergebnisse der Versuche mit kombinierter Zug-Schubkraft – Beanspruchung stammen dagegen aus den Push-Pull- Versuchen (siehe Abschnitt 4.4).

Bei den Push–Pull-Versuchen wurde das Stahlblech sowohl auf Schub als auch durch eine Zugkraft beansprucht. Dies entspricht den Gegebenheiten am Öffnungsrand 2. Bei den Push-Out-Versuchen kam es auf der dem Stahlsteg abgewandten Seite zu einem Betonausbruch infolge Durchstanzen der Dübelleiste sowie zum Betonausbruch infolge Teilflächenpressung auf der Innenseite der Gurte. Der rückwärtige Betonausbruch, der bei den Push-Out-Versuchen auftritt, ist bei den Push-Pull-Versuchen nicht möglich, da das Blech zusätzlich rechtwinklig zur Betonplatte gezogen wird, was dem Betonausbruch entgegen wirkt. Bei den Trägern ist am Öffnungsrand 2, bedingt durch die Zugspannung senkrecht zur Fuge, ein Versagen wie es in den Push-Out-Versuchen stattfindet nahezu ausgeschlossen. Deshalb wird vorgeschlagen die Interaktionsbeziehung für den Öffnungsrand 2 derart zu modifizieren, dass bei reiner Schubbeanspruchung die größten Schubkräfte aus den Kombinierten Zug-Schubkraft Versuchen auftreten dürfen.

Für den Öffnungsrand 1, dort wo Durchstanzen entfällt, wird dagegen empfohlen, die maximale Schubbeanspruchung auf die Beanspruchbarkeiten der reinen Schubversuche zu begrenzen. Für eine genauere Aussage wären jedoch noch zusätzliche Untersuchungen für die kombinierte Beanspruchung Druck und Schub, wie sie am ÖR 1 herrscht, durchzuführen.

Eine mögliche Querbiegung der Betongurte wurde bei den durchgeführten Kleinteilversuchen nicht berücksichtigt.

Die beiden vorgeschlagenen Interaktionskurven sind in der folgenden Abbildung 74 dargestellt.



Abbildung 74: Zug-Schubkraft Interaktionskurve

Nachdem mit dem erläuterten Verfahren für die Querkraft im Betongurt  $V_{c,o}$  rechnerisch ermittelt wurde (siehe Tabelle 13 bis Tabelle 16), kann diese mit der durch die Puzzles aufnehmbaren Zugkraft verglichen werden. Die sich hieraus ergebende Anzahl der zum Hochhängen der Querkraft in den Betongurt notwendigen Puzzles ist für die einzelnen Versuche in Tabelle 12 aufgelistet.

Versuch	V <sub>c,o</sub> <sup>1</sup>	N <sub>Puzzle,zul</sub>	Rechnerisch benötigte
	[kN]	[kN]	Puzzle
W00	10,21	5,25 <sup>2</sup>	2 <sup>2</sup>
W01	10,21	5,25 <sup>2</sup>	2 <sup>2</sup>
W02	5,70	5,25 <sup>2</sup>	2 <sup>2</sup>
W03	10,30	5,25 <sup>2</sup>	2 <sup>2</sup>
W04	12,17	5,25	2
W05	6,51	5,25	2
W06	30,94	5,25 <sup>3</sup>	6 <sup>3</sup>
W07	29,89	5,25 <sup>3</sup>	6 <sup>3</sup>
W08	10,99	-	-
W09	2,60	-	-
<sup>1</sup> Siehe Tabelle 15 <sup>2</sup> Diese Träger wurden m und Pull-Out-Körper des <sup>3</sup> Diese Träger wurden m Pull-Out-Körper hergeste	it einem höhe Bemessungs it einer größe ellt.	eren Bewehrungs sdiagramms herge eren Gurtdicke als	grad als die Push- estellt. die Push- und

Tabelle 12: Berechnung der notwendigen Puzzleanzahl

Die Träger W06 und W07 wurden wie bereits mehrfach beschrieben mit einem stärkeren Betongurt ausgeführt und werden deshalb im Rahmen der Auswertung nicht weiter berücksichtigt, da sich die einstellenden Querkräfte V<sub>c,o</sub> im Betongurt und die somit aktivierten Puzzles nicht mit den übrigen Versuchsergebnissen vergleichen lassen. Durch den dickeren Betongurt und die damit größere Einbindetiefe der Puzzles ergeben sich größere Kräfte N<sub>Puzzle,cal</sub> als bei den Versuchen mit dünnerem Gurt.

Die Träger W03 und W07 wurden mit einer kreisförmigen Stegöffnung ausgeführt. Im weiteren Verlauf wurde diese Öffnungsform wie bereits eingangs erwähnt als rechteckige Öffnung behandelt. Dazu wurde ein Ersatzrechteck gebildet. Diese Ersatzrechteck weist den gleichen Flächeninhalt auf wie die kreisförmige Öffnung.

Ebenso wurde der Träger W08, der als einziger Versuchskörper zwei direkt nebeneinander liegende Öffnungen aufweist, nicht ausgewertet.

Bei Träger W09 stellte sich kein Versagen im Öffnungsbereich ein.

Aus obiger Tabelle 12 geht hervor, dass bei rechteckigen Öffnungen in der Regel zwei Puzzles notwendig sind, um die Querkraft aus dem Steg in den Betongurt einzuleiten. Die in den Betongurt eingeleitete Querkraft wird gleich der Querkraft des Betongurts V<sub>c,o</sub> gesetzt. Zur Ermittlung der rechnerisch benötigten Puzzles wird davon ausgegangen, dass die Schubkräfte so gering sind, dass am horizontalen Ast des Bemessungsdiagramms abgelesen werden kann. Demnach ergibt sich die Zahl der notwendingen Puzzle aus der über die Öffnungslänge konstant anzusetzenden Querkraft im Betongurt V<sub>c,o</sub> geteilt durch N<sub>Puzzle,zul</sub>.

Vor einem äußerlich sichtbaren Riss kommt es bereits zur Rissbildung im Inneren des Betongurtes. In Folge dessen können im Inneren des Betongurts durchaus mehr Puzzles aktiviert sein, als dies von außen sichtbar ist. Im Bruchzustand wurde eine Größe der Risslänge beobachtet, die in etwa der Größe von zwei Puzzles entsprach. Im Rahmen der Bemessung wird vorgeschlagen, grundsätzlich zwei Puzzles in Ansatz zu bringen.

Am Öffnungsrand 2 wird die Querkraft aus dem Stahlträgersteg über die Puzzleleiste in den Betongurt hochgehängt. Dies geschieht durch die Puzzles direkt über dem Öffnungsrand 2, wobei die Anzahl der beteiligten Puzzles von der Öffnungsgeometrie abhängt. Da die Kräfte an dieser Stelle konzentriert in den Betongurt eingeleitet werden, ist hier ein für die Bemessung kritischer Punkt im Bauteil, der mit dem vorgeschlagenen Konzept nachgewiesen werden kann.



Abbildung 75: Ausziehen des Stahlbetonstegs (rechte Seite) aus dem Betongurt

Hierzu kann das in Abbildung 74 vorgestellte Bemessungsdiagramm verwendet werden.

Das Diagramm ist allerdings nur für eine bestimmte Gurtstärke, nämlich 30 mm, und die verwendete Puzzlegeometrie gültig. Für andere Betongurtstärken und Puzzlegeometrien muss das Diagramm neu hergeleitet werden.

Werden die Träger mit dem Bemessungsdiagramm aus Abbildung 74 bemessen und wurden für V<sub>g,m</sub> die Werte beim Auszugversagen an der Öffnung eingesetzt, so ergeben sich die Werte in Tabelle 12.

Die entsprechenden Vorwerte aus den zuvor genannten Gleichungen sind in den Tabellen 13 bis 16 zusammengefasst. Für den E-Modul des Stahls wurden 210000 N/mm<sup>2</sup>, für den des Betons 45000 N/mm<sup>2</sup> eingesetzt. Für die Querkraft in der Öffnungsmitte V<sub>gm</sub> wurde die Querkraft beim Herausreißen der Puzzles aus dem Betongurt am Öffnungsrand 2 eingesetzt. Das Herausreißen der Leiste wird an der Stelle vermutet, bei der bei Laststeigerung ein signifikanter Steifigkeitsabfall eintritt. Das heißt, die Rissweiten am Öffnungsrand 1 sind zu diesem Zeitpunkt noch < 0,2 mm. Dadurch kann konstruktiv ein Versagen im GZG (Dichtigkeit des Daches) am Öffnungsrand 1 ausgeschlossen werden.

 $N_{Ek}$  ist die einwirkende Querkraft senkrecht zur Fuge und  $V_{Ek}$  ist die Schubkraft längs in der Fuge. Beide Werte errechnen sich je Puzzle, sodass mit diesen Werten auch der Vergleichsspannungsnachweis für das Stahlbauteil Puzzle geführt werden kann und muss.

Bez	Trägeraus	führung		Ċ	Öffnung		
Dez.	Feldlänge [cm]	d <sub>Gurt</sub> [cm]	Form	Höhenlage im Steg	Länge [cm]	Höhe [cm]	Durchmesser [cm]
W00	300	3	quadratisch	zentrisch	25	25	-
W01	[cm] [cm] F   00 300 3 quar   01 300 3 quar   02 300 3 quar   03 300 3 krei   04 300 3 rec   05 300 3 rec			zentrisch	25	25	-
W02	300	3	quadratisch	unten	25	25	-
W03	V01 300 3 qua   V02 300 3 qua   V03 300 3 kre   V04 300 3 rec   V05 300 3 rec			zentrisch	22,16	22,16	25,00
W04	300	3	rechteckig	zentrisch	50	25	-
W05	300	3	rechteckig	unten	50	25	-
W06	300	5	quadratisch	zentrisch	25	25	-
W07	300	5	kreisförmig	zentrisch	22,16	22,16	25,00
W08	600	3	quadratisch	zentrisch	25	25	-
W09	600	3	rechteckig	unten	30	20	-
Bemerk	<u>kung:</u> Bei alle	n Trägern m. Die Bre	beträgt die Steg	dicke 8,0 mm u irts war in jeder	und die unte m Versuch 7	ere Flanscl	habmessung b Die

Tabelle 13: Parameter der Träger des Versuchsprogramms der W0-Reihe

<u>Bemerkung:</u> Bei allen Trägern beträgt die Stegdicke 8,0 mm und die untere Flanschabmessung b x h 5,00 cm x 1,00 cm. Die Breite des Betongurts war in jedem Versuch 70,00 cm. Die kreisförmigen Öffnungen der Träger W03 und W07 wurden wie bereits mehrfach erwähnt als Ersatzrechtecke umgerechnet, sodass neben dem Öffnungsdurchmesser auch die Kantenlängen des entsprechenden Ersatzrechtecks angeben sind.

Bez.	t <sub>y</sub> [cm]	a [cm]	b <sub>i</sub> [cm]	z <sub>o1</sub> [cm]	z <sub>u1</sub> [cm]	l <sub>u</sub> [cm4 ]	I <sub>c,o</sub> [cm4]	l <sub>a,o</sub> [cm4]
W00	2,30	25,00	23,05	1,59	2,50	5,83	52,38	15,91
W01	2,30	25,00	23,05	1,59	2,50	5,83	52,38	15,91
W02	2,30	25,00	23,05	1,73	0,50	0,42	55,40	65,82
W03	2,30	22,16	20,69	1,68	3,20	16,71	48,46	38,42
W04	2,30	50,00	43,80	1,54	2,50	5,83	98,75	16,48
W05	2,30	50,00	43,80	1,62	0,50	0,42	100,52	69,10
W06	3,30	25,00	24,05	2,58	2,50	5,83	251,27	31,70
W07	3,30	22,16	21,69	2,64	3,47	16,10	228,18	65,86
W08	2,30	25,00	23,05	1,57	2,50	5,83	52,22	16,07
W09	2,30	30,00	27,20	2,08	0,50	0,42	89,03	346,87

Tabelle 14: Ermittlung der Querschnittswerte

Bez.	Bemessungs- last [kN]	V <sub>g,m</sub> [kN]	V <sub>u</sub> [kN]	V <sub>c,o</sub> [kN]	V <sub>a,o</sub> [kN]	M <sub>g,m</sub> [kNcm]	z₀ [cm]	N <sub>o</sub> = - N <sub>u</sub> [kN]
W00	60,00	30,00	5,31	10,21	14,48	2175,00	31,41	69,24
W01	60,00	30,00	5,31	10,21	14,48	2175,00	31,41	69,24
W02	75,00	37,50	0,20	5,70	31,60	2718,75	31,77	85,57
W03	130,00	65,00	16,57	10,30	38,12	4620,20	30,60	150,97
W04	50,00	25,00	3,36	12,17	9,48	2125,00	31,46	67,54
W05	55,00	27,50	0,13	6,51	20,87	2337,50	31,88	73,33
W06	105,00	52,50	3,35	30,93	18,21	3806,25	32,42	117,40
W07	160,00	80,00	9,84	29,89	40,27	5686,23	31,91	178,21
W08	65,00	32,50	5,73	10,99	15,78	2356,25	31,43	74,97
W09	100,00	50,00	0,06	2,60	47,34	3750,00	31,42	119,37

Tabelle 15: Ermittlung der einwirkenden lokalen Schnittgrößen

Tabelle 16: Querkraftnachweise für den Stahlbetongurt

Bez.	d Gurt [cm]	d [cm]	ρι	k	b <sub>w</sub> [cm]	V <sub>c,o</sub> [kN]	V <sub>Rd,c</sub> [kN]					
W00	3,00	1,90	0,02	2,00	23,05	10,213	23,78					
W01	3,00	1,90	0,02	2,00	23,05	10,21	23,78					
W02	3,00	1,90	0,02	2,00	23,05	5,70	23,78					
W03	3,00	1,90	0,02	2,00	20,69	10,30	21,34					
W04	3,00	1,90	0,02	2,00	43,80	12,17	45,18					
W05	3,00	1,90	0,02	2,00	43,80	6,51	45,18					
W06	5,00	2,90	0,02	2,00	24,050	30,94	37,86					
W07	5,00	2,90	0,02	2,00	21,69	29,89	34,15					
W08	3,00	1,90	0,02	2,00	23,05	10,99	23,78					
W09	W09 3,00 1,90 0,02 2,00 27,20 2,60 28,06											
Bemerk	kung: Nachwe	eisformat	gemäß	EC 2								

Mit Hilfe der im vorangegangen Abschnitt gewonnen Erkenntnisse kann zusammenfassend festgehalten werden, dass das hier vorgeschlagene Bemessungskonzept grundsätzlich gut geeignet ist. Anhand der Auswertungen der Traglastversuche geht insbesondere aus Tabelle 12 hervor, dass bei rechteckigen Öffnungen in der Regel zwei Puzzles notwendig sind, um die Querkraft aus dem

Steg in den Betongurt einzuleiten. Bei entsprechend hohem oberem Reststeg, also bei einer unten liegenden Öffnung, können eventuell auch drei Puzzles angesetzt werden. Ebenso lassen sich bei kreisförmigen Öffnung mehr Puzzles aktivieren, da das entsprechende Ersatzrechteck ebenfalls einen höheren Reststeg aufweist.

Bei anderen Betongurtabmessungen oder Puzzlegeometrien müssen die Interaktionskurven basierend auf den Push-Pull-Versuchen modifiziert werden, um eine Bemessung durchführen zu können.

## 6.1.2 Nachweis des Betongurts über der Öffnung für Querkraftversagen

Diese Versagensart konnte bei den durchgeführten Versuchen nicht erzeugt werden, dennoch ist es möglich bei bestimmten Höhenlagen der Stegausschnitte z.B. bei oben liegenden großen Öffnungen, ein derartiges Versagen zu erhalten. Da keine Versuchswerte zu diesem Versagensfall vorliegen, werden nachfolgend die Regelungen aus *Ramm 2006* vorgestellt, wobei zu prüfen ist, ob diese auch für die in dieser Arbeit vorliegenden Versuchskörper geeignet sind.

Die Querkraft wird im Bereich der Öffnung 2 in den Betongurt eingeleitet. Die Übertragung der Querkraft beginnt dabei vor dem Öffnungsrand 2 und setzt sich fort, bis die Querkraft, die in den Betongurt umgelagert wird, übertragen wurde. Vor dem Öffnungsrand 1 beginnt wiederum die Übertragung der Querkraft vom Betongurt zurück in den Stahlsteg, bis diese wiederum komplett übertragen wurde. Das heißt, dass die Querkraft im Betongurt an den Öffnungsrändern geringer ist, als in Öffnungsmitte. Annähernd in der Mitte der Öffnung erreicht die Querkraft im Betongurt ihren Höchstwert.

Der Höchstwert der Querkraft in Öffnungsmitte  $V_{c,o}$  wird für die Bemessung des Betongurts als konstant angenommen und für die Bemessung herangezogen.

V<sub>c,o</sub> kann mit:

$$V_{c,o} = V_o \cdot \frac{EI_{c,o}}{(EI_{c,o} + EI_{a,o})}$$

berechnet werden. Die Querkraft im oberen Teilträger inklusive des oberen Stahlsteges V $_{\circ}$  ergibt sich zu:

$$V_o = V_{g,m} \cdot \frac{EI_o}{(EI_o + EI_u)}$$

Das Verhältnis der Querkraft V<sub>c,o</sub> im Betongurt zur Querkraft V<sub>o</sub> im oberen Teilträger wird, um die Verteilung der Querkraft auf die beiden Trägerteile besser ausdrücken zu können, als das Verhältnis  $k_{vo}$  definiert:

$$k_{vo} = \frac{V_{co}}{V_0} = \frac{EI_{c,o}}{EI_{c,o} + EI_{a,o}}$$

Mit  $0 < k_{vo} < 1$ .

Für die Querkraft V<sub>o</sub> im oberen Teilträger und die Gesamtquerkraft in Öffnungsmitte V<sub>g,m</sub> wird ebenfalls ein Verhältnis  $k_v$  eingeführt:

$$k_{v} = \frac{V_{o}}{V_{g,m}} = \frac{EI_{o}}{EI_{o} + EI_{u}}$$

Mit  $0 < k_o < 1$ .

Demnach ergibt sich die maßgebende Querkraft  $V_{Ed,c,o}$  im Betongurt für den Nachweis über der Öffnung zu

$$V_{Ed,c,o} = V_{Ed,g,m} \cdot k_V \cdot k_{vo}$$

Dabei ist:

 $V_{Ed,g,m}$  die globale Bemessungsquerkraft an der Stelle m

k<sub>v</sub> das Querkraftverhältnis zwischen unterem und oberem Teilträger

 $k_{vo}$  das Querkraftverhältnis im oberen Teilträger

Die gesamte im Betongurt zu übertragende Kraft ermittelt sich aus der Summe der Kräfte der in beiden Zonen zu übertragenden Querkraft.

Da keine Querkraftbewehrung vorhanden ist, kann die aufnehmbare Querkraft V<sub>Rd,ct</sub> nach *DIN EN 1992-1-1* mit:

$$V_{Rd,ct} = \left[C_{Rdc} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0.12 \cdot \sigma_{cd}\right] \cdot b_w \cdot d$$

berechnet werden.

Bezeichnung	d <sub>Gurt</sub> [cm]	d [cm]	ρΙ	k	b <sub>w</sub> [cm]	V <sub>c,o</sub> [kN]	V <sub>Rd,c</sub> [kN]
W00	3,00	1,90	0,02	2,00	23,050	10,213	23,776
W01	3,00	1,90	0,02	2,00	23,050	10,213	23,776
W02	3,00	1,90	0,02	2,00	23,050	5,700	23,776
W03	3,00	1,90	0,02	2,00	20,693	10,303	21,344
W04	3,00	1,90	0,02	2,00	43,800	12,169	45,179
W05	3,00	1,90	0,02	2,00	43,800	6,505	45,179
W06	5,00	2,90	0,02	2,00	24,050	30 <i>,</i> 937	37,863
W07	5,00	2,90	0,02	2,00	21,689	29,893	34,147
W08	3,00	1,90	0,02	2,00	23,050	10,989	23,776
W09	3,00	1,90	0,02	2,00	27,200	2,604	28,056
Bemerkung: Na	achweisform	at gemäß EC	2				

Tabelle 17: Querkraftnachweise für den Stahlbetongurt

Für den Längsbewehrungsgrad darf dabei nur der Teil der Bewehrung berücksichtigt werden, der innerhalb der Lastausbreitungszone liegt. Diese kann ähnlich wie in *Ramm 2006* vorerst mit  $1,5 \cdot d \cdot \pi$  abgeschätzt werden, jedoch sind hierzu noch genauere Untersuchungen erforderlich. Dabei entspricht d der Gurtstärke des Stahlbetongurts.

## 6.1.3 Durchstanzen des Betongurts am Öffnungsrand 1

Am Öffnungsrand 1 wird die Querkraft aus dem Betongurt zurück in den Stahlträger geleitet. Dadurch kann es zum Durchstanzen des Betongurtes kommen. Im Prinzip gelten hier die umgekehrten Zusammenhänge wie für das Ausreißen der Dübelleiste. Die Querkräfte aus dem Betongurt werden relativ konzentriert in den Stahlträgersteg eingeleitet. Da die Dübelleiste nur eine sehr kleine Fläche aufweist, kann es so zum Durchstanzen kommen.

Das Durchstanzen tritt nicht als primäre Versagensform auf, zuvor kommt es am Öffnungsrand 1 zum Ausreißen der Dübelleiste aus dem Betongurt.

Zur Bemessung des Öffnungsrandes 1 muss zunächst  $V_{Ed,c,o}$  ermittelt werden. Dazu sind noch die äußeren Lasten  $Q_{ED,a}$ , welche von der Öffnungsmitte bis zum Öffnungsrand 1 angreifen, zu addieren.

$$V_{Ed,c,a} = V_{Ed,c,o} + Q_{Ed,a}$$

Die Ermittlung von V<sub>Ed,c,a</sub> liegt ebenfalls auf der sicheren Seite, da genau genommen schon vor dem Öffnungsrand 1 ein Teil der Querkraft aus dem Betongurt zurück in den Reststeg übertragen wird. Somit ist der im Bauteil tatsächlich vorhanden Querkraftanteil, welcher die Durchstanzbeanspruchung verursacht, etwas kleiner als V<sub>Ed,c,a</sub>.

Da keine äußere Querkraft im Öffnungsbereich dazu kommt, ist demnach der Nachweis erfüllt. Sind die Puzzle- und Betongurtgeometrie für das Durchstanzen ungünstig und gleichzeitig für das Rausreißen günstig, z.B. wenn die Puzzleleiste weit in den Betongurt einbetoniert ist, könnte der

Durchstanznachweis durchaus maßgebend werden. Die Widerstandswerte müssten allerdings in Push-Pull- und Push-Out-Versuchen ermittelt werden.

### 6.1.4 Sonstige Nachweise

Im Rahmen des vorangegangenen Bemessungsvorschlags wurden lediglich die Nachweise für die Querkrafttragfähigkeit des Betongurtes, sowie die in den Betongurt einzuleitende Normalkraft gezeigt. Die üblichen Nachweise für den Verbundträger, sowie die Interaktionsnachweise an den Teilträgern für die lokalen Schnittgrößen im Öffnungsbereich sind ebenfalls zu führen.

## 7 Wirtschaftlichkeitsbetrachtung

In der Wirtschaftlichkeitsbetrachtung wird die Dachkonstruktion eines Discountermarktes in zwei Varianten kalkuliert. Zum einen eine Stahl-Verbundkonstruktion und zum anderen eine Konstruktion mit Leimholzbindern.

Im Folgenden beziehen sich die ermittelten Kosten alleine auf die tragende Dachkonstruktion. Die sonstigen Rohbaukosten werden für beide Varianten als gleich angenommen. Ebenso werden die Kosten für die weiteren Dacharbeiten sowie das Dämmmaterial (und die erforderliche Abdichtung) als etwa gleich hoch angesetzt.

Das Dach des Discountermarktes besteht aus zwei Feldern. Eines hat eine Spannweite von 20,00 m und das andere eine von 6,00 m. Die Gebäudelänge beträgt 64,00 m. Da das längere Feld in der Bemessung maßgebend ist, werden aus Gründen der Einfachheit in beiden Felder die gleichen Deckenelemente verwendet. Diese sind  $\pi$ - Platten mit Stegen aus halben HEA 700 Profilen und einem Betongurt von drei Zentimetern. Eine  $\pi$ - Platte hat eine Breite von 2,40 m. Demnach werden bei 64,00 m 27  $\pi$ - Platten benötigt. Die Elemente werden bei der Montage knirsch aneinander verlegt. Die einzelnen Konstruktionsbausteine sind nachfolgend mit Preisen und Mengeneinheiten näher beschrieben.

Neben den Einzelkosten der Teilleistungen werden auch Einheitspreise und Gesamtpreise bestimmt. Hierfür müsste man die genaue Umlage der Allgemeinen Geschäftskosten und der Gemeinkosten der Baustelle bestimmen. Vereinfachend wurde hier ein Erfahrungswert von 100% angenommen. Mit diesem Aufschlag errechnet sich der Angebotslohn.

Die Beurteilung der Wirtschaftlichkeit erfolgt am Ende durch einen Kalkulationsvergleich.



7.1 Beispiel: Dach für einen Discountermarkt



### 7.2 Stahlverbundbau

Der für die Kalkulation benötigte Mittellohn von 38,35 € ergibt sich aus der Überlegung, dass zwei Spezialbaufacharbeiter und ein Polier für die Zusammensetzung und Aufrichtung der Dachkonstruktion erforderlich sind. Die Tariflöhne für die unterschiedlichen Lohngruppen sind Werte aus dem Jahr 2013. Die Iohngebundenen Zuschläge und Lohnnebenkosten wurden prozentual mit 100% bzw. 7% angenommen.

Tabelle 18: Ermittlung des Netto-Mittellohns

	Netto-Mittellohn			
	Bogutoganno	Anaphi	Tai	riflohn
	веннаянире	Alizalli	Einzel	Gesamt
-	1	2	3	4
	Poliar	1	10.62	10.62
2	Rauvorarheiter	י ח	17.02	19,02
3	Snezialhaufacharhaitar	2	17,33	34 14
5	Gehobener Bautacharbeiter	<u> </u>	15 64	0,1,1
6	Baufacharbeiter	0 0	15 23	0,00
7	Baufachwerker	n N	13.40	0,00
8	Bauwerker	0	11.05	0.00
9	Summe:	3	Summe:	53.76
10	Grundmittellohn = Mittellohn AP	-		17.92
11	Lohngebundene Zuschläge 100,00 %			17,92
12	Mittelohn (APS)			35.84
13	Lohnnebenkosten 7,00 %	******		2,51
14				
15	Mittellohn (APSL)			38,35
16	Erfahrungsgemäßt entsprechen die Umlagen der AGKs und BGKs	s auf den	Lohn	
17	ca. 100% des APSL			
18	Angebotslohn (netto)			76,70

Aufgrund der maximalen Spannweite von 20,00 m und einer Verformungsbegrenzung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, werden halbe HEA 700 Profile benötigt. Der Teilungsschnitt erfolgt beim Hersteller in Puzzelgeometrie. Die Puzzelzähne befinden sich nach dem Betonieren in der Betonplatte und stellten somit den erforderlichen Verbund zwischen Beton und Stahlprofil her.

Der Preis des halben HEA 700 Profils beträgt 1,49 €/kg. Aus Tabellenwerken für Profilstähle lässt sich ein Gewicht von 204 kg/m ablesen. Bei benötigten 156 m und unter Berücksichtigung, dass in der Dachkonstruktion pro Meter halbe Profile verbaut werden, ergibt sich ein Gesamtpreis von 25.368,50 €.

Für die Profilteilung beim Hersteller wurde eine Annahme von 30 € pro laufendem Meter getroffen, was bei 156 m eine Summe von 5.007,60 € ergibt.

					Kosta	enarten EkT j	e gewählte E	Inheit	Koste	narten EkT je	ausgesch. I	Inheit	EkT je	EkT	EP	G.P.
Pos.	Kurztext	М	engenanga	,be	Lohn	Soko	Geräte	Fremdi.	Lohn	Soko	Geräte	Fremd.	Enhelt	Insgesamt	Enhelt	Insgesamt
Nr.	Einzelkostenentwicklung	Menge	En	helt	[h]	[€]	[€]	[€]	[h]	[€]	[€]	[€]	[€]	[€]	[€]	[€]
	Kalkulationslohn	38,35		ε												
	Verrechnungslohn	76,70		e		Summe /	Übertrag		0,00	151,98	0,00	30,00				
	Verrechnungszuschlag	7,00	9	%												
1	Stahlträger	156,00	r	n									181,98	28.388,88	194,72	30.376,10
	1/2 HEA700		102,00	kg	0,00	1,49	0,00	0,00	0,00	151,98	0,00	0,00	151,98	23.708,88	162,62	25.368,50
	Profilteilung		1,00	m	0,00	0,00	0,00	30,00	0,00	0,00	0,00	30,00	30,00	4.680,00	32,10	5.007,60

Tabelle 19: POS.1 - Stahlträger

Der Transport der Stahlprofile wird als Pauschalpreis mit 2.000 € angenommen, siehe Tabelle 20.

Tabelle 20: POS.2 - Transport

	zztext Menge zelkostenentwicklung Menge Kalkulatinsiohn 38,35 Verrechnungslohn 76,70 Verrechnungszuschlag 7,00				enarten EkT j	e gewählte E	Inheit	Kosti	enarten EkT je	e ausgesch.	Einheit	EkT je	EkT	EP.	GP.
Kurztext Enzelkostepentwicklung	Mence	engenanga	be belt	Lohn (b)	Soko	Geräte	Fremdi.	Lohn I Lohn	Soko	Geräte	Fremdi.		Insgesamt	Enhelt (£)	Insgesamt
Kalkulatinslohn	38,35		E	101	[9]	[9]	[6]	19	[4]	[9]	[9]	191	Pel	[9]	[4]
Verrechnungslohn	76,70		£		Summe	Übertrag		0,00	2.000,00	0,00	0,00				
Verrechnungszuschlag	7,00	9	%												
Transport	1,00	paus	schal									2.000,00	2.000,00	2.140,00	2.140,00
Transport		1,00	psch	0,00	2.000,00	0,00	0,00	0,00	2.000,00	0,00	0,00	2.000,00	2.000,00	2.140,00	2.140,00

Die Herstellung der Betonplatte erfordert eine Schalung. Der Zeitaufwandswert pro π- Platte beträgt 2 h. Hinzu kommen die Stoff- und Gerätekosten. Hieraus ergibt sich in der Summe ein Preis von 4.511,65 €.

Die erforderliche Biegebewehrung wurde zu Ø8/10 berechnet. Bei einer Plattendicke von 3 cm verbleibt somit ca. 1 cm Betondeckung, was laut Norm nicht ausreichend ist, um einen Korrosionsschutz zu gewährleisten. Deshalb wurde für die vorliegende Dachkonstruktion eine Biegebewehrung aus Edelstahl gewählt.

Für einen Quadratmeter werden 5,06 kg benötigt. Bei einem Preis von 7,00 € pro m<sup>2</sup> und vorhandenen 1.664,00 m<sup>2</sup> ergeben sich 63.064,60 € Gesamtkosten.

Die Betonplatte ist aus C90/105, für 250 € pro m<sup>2</sup>, um bei der vorliegenden geringen Plattendicke eine zuverlässige Festigkeit zu gewährleisten. Die Betonage schlägt mit 52.569,99 € zu Buche und beinhaltet den Aufwandswert und die Gerätekosten.

Da die π- Platten unabhängig voneinander geschalt und betoniert wurden, müssen sie nach ihrer Herstellung bis zum Einbau gelagert werden. Pauschal wurden hierfür 500,00 € angenommen.

Alle diese Arbeitsschritte ergeben die Position Bewehren und Betonieren, welche in Tabelle 21 aufgeführt ist.

				Kost	enarten EkT j	e gewählte E	Inheit	Koste	narten EkT je	ausgesch. I	3nheit	BkT je	BKT	EP.	G.P.	
Pos.	Kurztext	M	engenanga	ibe	Lohn	Soko	Geräte	Fremdi.	Lohn	Soko	Geräte	Fremdi.	Bnheit	Insgesamt	Einheit	Insgesamt
Nr.	Enzelkostenentwicklung	Menge	Br	heit	(h)	(6)	[€]	(€)	[h]	<b>(€</b> ]	<b>(</b> \$)	(6)	[€]	[€]	<b>(6</b> )	[€]
	Kalkulationslohn	38,35		e												
	Verrechnungslohn	76,70		€		Summe /	Übertrag		0,33	543,47	1,70	0,00				
	Verrechnungszuschlag	7,00	,	% m²												
3	Bewehrung und Beton	1.664,00	п	nª									557,83	96.720,97	610,41	126.023,60
	Schalung der pi- Platten		0,01	pi-Platten	2,00	50,00	50,00	0,00	0,02	0,50	0,50	0,00	1,77	2.940,25	2,71	4.511,65
	Betonstabstahl Ø8/10		5,06	kg	0,00	7,00	0,00	0,00	0,00	35,42	0,00	0,00	35,42	58.938,88	37,90	63.064,60
	Bewehren der pi- Platten		0,01	pi-Platten	1,00	5,00	30,00	0,00	0,01	0,05	0,30	0,00	0,73	1.220,52	1,20	1.988,75
	Beton C90/105		0,03	mª	0,00	250,00	0,00	0,00	0,00	7,50	0,00	0,00	7,50	12.480,00	8,03	13.353,60
	Betonage		0,03	mª	0,30	0,00	30,00	0,00	0,30	0,00	0,90	0,00	12,40	20.641,32	25,58	42.569,99
	Lagern		1,00	psch	0,00	500,00	0,00	0,00	0,00	500,00	0,00	0,00	500,00	500,00	535,00	535,00

Tabelle 21: POS.3 – Bewehrung und Beton

Die Aufrichtung der Dachkonstruktion erfolgt mit einem angemieteten 130 t Autokran, zwei Spezialbaufacharbeitern und einem Polier an drei Tagen.

Die erforderliche Leistung des Autokrans ergibt sich aus einer Ausladelänge von 36,00 m und den 5,5 t Eigengewicht einer  $\pi$ - Platte. Aufstellpunkt ist die Mitte der langen Gebäudeseite. Der gewählte 130 t Autokran kann, unter vollem Ballast und einer Ausladelänge von 36,00 m, eine Traglast von 6,5

t aufweisen. Auf Anfrage konnte für die Kalkulation ein Preis von 195,00 €/h ermittelt werden. Hierin sind die Kosten für einen Kranfahrer enthalten.

Bei einem Arbeitstag von 8,5 h ergeben sich für drei Arbeitskräfte an drei Tagen 76,5 h und somit die in Tabelle 22 ermittelten 5.867,37 € für die zwei Arbeitskräfte und 5.320,58 € für den Autokran.

Tabelle 22: POS.4 - Aufrichten

			Kost	enarten EkT j	e gewählte E	Inheit	Koste	narten EkT j	e ausgesch.	3nheit	BkT je	BKT	EP.	G.P.		
Pos.	Kurztext	M	engenanga	be	Lohn	Soko	Geräte	Fremdi.	Lohn	Soko	Geräte	Fremdi.	Bnheit	Insgesamt	Einheit	Insgesamt
Nr.	Enzelkostenentwicklung	Menge	Bn	heit	(h)	<b>(¢</b> ]	[€]	<b>(</b> ¢)	(h)	[€]	[€]	(¢)	[€]	<b>(¢</b> ]	(¢)	<b>[¢]</b>
	Kalkulationslohn	38,35		e												
	Kalkulationslohn	76,70		€		Summe /	Übertrag		76,50	0,00	0,00	4.972,50				
	Gemeinkostenzuschlag	7,00	9	%												
4	Aufrichten	1,00	pau	schal									7.906,18	7.906,18	11.187,94	11.187,94
	2 Mann à 3Tage		1,00	psch	76,50	0,00	0,00	0,00	76,50	0,00	0,00	0,00	2.933,68	2.933,68	5.867,37	5.867,37
	Autokran mit Fahrer		25,50	h	0,00	0,00	0,00	195,00	0,00	0,00	0,00	4.972,50	4.972,50	4.972,50	5.320,58	5.320,58

Nach Aufsummierung aller einzelnen Positionselementen, s. Tabelle 23, ergibt sich für die Dachkonstruktion in Verbundbauweise ein Gesamtpreis von 169.727,64 €.

					Kost	enarten EkT j	e gewählte E	inheit	Koste	enarten EkT je	ausgesch.	Bnheit	EkT je	EkT	EP.	G.P.
Pos. Nr.	Kurztext Einzelkostenentwicklung	Me Menge	engenangat Ein	xe helt	Lohn [h]	Soko [€]	Gerāte [€]	Fremdi. [€]	Lohn [h]	Soko [€]	Geräte [€]	Fremdi. [€]	⊟nheit [€]	Insgesamt [€]	Bnheit [€]	insgesamt [€]
	Kalkulationsiohn	38,35		ε												
	Verrechnungslohn	76,70		E		Summe /	Übertrag		76,83	2.695,45	1,70	5.002,50	10.645,99	135.016,04	14.133,07	169.727,64
	Verrechnungszuschlag	7,00		%			•									
1	Stahlträger	156,00		n									181,98	28.388,88	194,72	30.376,10
	1/2 HEA 700		102,00	kg	0,00	1,49	0,00	0,00	0,00	151,98	0,00	0,00	151,98	23.708,88	162,62	25.368,50
	Profiltellung		1,00	m	0,00	0,00	0,00	30,00	0,00	0,00	0,00	30,00	30,00	4.680,00	32,10	5.007,60
2	Transport	1,00	pau	schal									2.000,00	2.000,00	2.140,00	2.140,00
	Transport		1,00	psch	0,00	2.000,00	0,00	0,00	0,00	2.000,00	0,00	0,00	2.000,00	2.000,00	2.140,00	2.140,00
3	Bewehrung und Beton	1.664,00	п	n²									557,83	96.720,97	610,41	126.023,60
	Schalung der pi- Platten		0,01	pi-Piatten	2,00	50,00	50,00	0,00	0,02	0,50	0,50	0,00	1,77	2.940,25	2,71	4.511,65
	Betonstabstahl Ø8/10		5,06	kg	0,00	7,00	0,00	0,00	0,00	35,42	0,00	0,00	35,42	58.938,88	37,90	63.064,60
	Bewehren der pi- Platten		0,01	pi-Piatten	1,00	5,00	30,00	0,00	0,01	0,05	0,30	0,00	0,73	1.220,52	1,20	1.988,75
	Beton C90/105		0,03	mª	0,00	250,00	0,00	0,00	0,00	7,50	0,00	0,00	7,50	12.480,00	8,03	13.353,60
	Betonage		0,03	m³	0,30	0,00	30,00	0,00	0,30	0,00	0,90	0,00	12,40	20.641,32	25,58	42.569,99
	Lagern		1,00	psch	0,00	500,00	0,00	0,00	0,00	500,00	0,00	0,00	500,00	500,00	535,00	535,00
4	Aufrichten	1,00	paus	schal									7.906,18	7.906,18	11.187,94	11.187,94
	2 Mann à 3Tage		1,00	psch	76,50	0,00	0,00	0,00	76,50	0,00	0,00	0,00	2.933,68	2.933,68	5.867,37	5.867,37
	Autokran mit Fahrer		25,50	h	0,00	0,00	0,00	195,00	0,00	0,00	0,00	4.972,50	4.972,50	4.972,50	5.320,58	5.320,58

Tabelle 23: Endsumme Verbundbau-Dachkonstruktion

### 7.3 Variante Leimholzbinder

Die folgenden Positionskosten wurden von einer bekannten Discounter- Kette aus Süddeutschland zur Verfügung gestellt.

Die Leimholzbinder, in Fischbauchform ausgeführt, kosten 115000,00 €. Die Trapezbleche die dazwischen spannen haben einen Kostenwert von 40000,00 €. In diesen Kosten ist der Transport und die Montage inbegriffen.

Demnach belaufen sich die Gesamtkosten der Dachkonstruktion aus Leimholzbindern, wie in Tabelle 24 zu ersehen, auf 155.000,00 €.

#### Tabelle 24: Endsumme Leimholzbinder-Dachkonstruktion

					Kostenarten EkT je gewählte Einheit				Kostenarten EKT je ausgesch. Einheit				BKT je	EKT	EP.	G.P.
Pos. Nr.	Kurztext Brzelkostenentwicklung	M Menge	Mengenangabe Menge Einheit			Soko [€]	Gerāte [€]	Fremdi. [€]	Lohn [h]	Soko [€]	Geräte [€]	Fremdi. [€]	⊟nhelt [€]	insgesamt [€]	⊟nheit [€]	insgesamt [€]
Kalkulationslohn 38,35 €			E													
Verrechnungslohn 76,70 €			E	Summe / Übertrag				0,00	144.859,82	0,00	0,00	144.859,82	144.859,82	155.000,01	155.000,01	
Verrechnungszuschlag 7,00 %			%													
1	Leimholzbinder in Fischbauchform	1,00	pauschal										107.476,64	107.476,64	11 <b>5.000,00</b>	115.000,00
	Leimholzbinder in Fischbauchform		1,00	psch	0,00	107.476,64	0,00	0,00	0,00	107.476,64	0,00	0,00	107.476,64	107.476,64	115.000,00	115.000,00
2	Trapezbleche	1,00	pauschal										37.383,18	37.383,18	40.000,00	40.000,00
	Trapezbleche		1,00	psch	0,00	37.383,18	0,00	0,00	0,00	37.383,18	0,00	0,00	37.383,18	37.383,18	40.000,00	40.000,00

# 7.4 Vergleich

Entsprechend der vorliegenden Kalkulation ist die Verbundbauweise mit 160.856,47 € um 5.856,47€ teurer, als die Holzkonstruktion mit 155.000,00 €.

Die übrigen Maßnahmen, wie die Abdichtung sind bei beiden Varianten identisch.

Dieser Preisunterschied rechtfertigt sich durch eine große Zeitersparnis, denn die  $\pi$ - Platten können unabhängig und demnach parallel zum Mauerwerk hergestellt werden. Zum Verlegen sind nur drei Arbeitstagen und je zwei Arbeitskräften erforderlich.

Im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit sind, bei funktionierender Abdichtung keine signifikanten Unterschiede zu erwarten.

# 8 Zusammenfassung und Ausblick

Das Forschungsvorhaben gliederte sich in mehrere Arbeitsschritte.

Zuerst wurden die Träger für die ersten Versuche mit dem FE-Programm Ansys Workbench (V.14) vordimensioniert. Dazu wurde ein entsprechendes FE-Modell erstellt, in dem sowohl der Stahlträger als auch der Betongurt mit Volumenelementen abgebildet wurden.

Die ersten vier großmaßstäblichen Trägerversuche W00 bis W03 sollten so ausgelegt werden, dass am Öffnungsrand 2, dort wo die Querkraft aus dem Stahlträgersteg in den Betongurt hoch gehängt wird, die Puzzleleisten ausreißen. Stahlversagen sowie lokales oder globales Stabilitätsversagen sollten ausgeschlossen werden. Die Betongurtbreite wurde zu 70 cm festgelegt, was einem konstruktiv sinnvollen Trägerabstand für ein Dachtragwerk entspricht. Die Schubkraft-Schlupf-Beziehung ("Dübelkennlinie") für die Puzzleleisten wurde zunächst aus *Gajda 2012* entnommen.

Um das FE-Modell zu überprüfen, wurde damit ein Versuch an einem Verbundträger ohne Stegöffnung nachgerechnet. Der dazu ausgewählte Versuch wurde an anderer Stelle und zwar von Frau Heinemeyer im Rahmen ihrer Dissertation (Heinemeyer, 2011) durchgeführt. Insgesamt ergab sich eine gute Übereinstimmung zwischen FE-Berechnung und Versuch, sodass am FE-Modell im Rahmen einer Parameterstudie die Dimensionierung durchgeführt werden konnte. Variiert wurden die Stahlflanschstärke, Stahlstegdicke und die Betongurtdicke. Der Abstand der Öffnung zum Auflager sollte ca. zweimal die Trägerhöhe betragen. Für die ersten Versuche W00 und W01 wurde je eine quadratische Öffnung gewählt, die auf halber Höhe im Steg angeordnet war. In den FE-Berechnungen wurde dann für jede Variante die Last so lange gesteigert, bis am Öffnungsrand 2 die Kräfte mutmaßlich groß genug waren, um ein Ausreißen der Puzzleleiste aus dem Beton zu erreichen. Da noch keine Werte für die Ausreißlasten vorlagen, wurden die Werte aus den Versuchen von Gajda 2012 angesetzt, die jedoch an größeren Puzzleleisten ermittelt wurden. In den FE-Berechnungen wurden die Zugkräfte anhand der Normalspannungen in der Verbundfuge berechnet. Anschließend wurden die experimentell ermittelten Auszugkräfte mit den numerisch ermittelten verglichen. Nach Abschluss der ersten beiden Versuche wurden diese nachgerechnet und die beiden nächsten Versuche W02 und W03 konzipiert.

Um die von den verwendeten Puzzleleisten übertragbaren Schub- und Zugkräfte zu ermitteln und um eine mögliche Interaktion zu bestimmen, wurden fünf Push-Out-Versuche, drei Pull-Out-Versuche und neun Push-Pull-Out-Versuche durchgeführt. Bei letzteren wurden gleichzeitig Längsschub- und Normalkräfte in drei unterschiedlichen Verhältnissen aufgebracht. Das Ergebnis ist, dass sich die beiden Lastkomponenten nicht nennenswert beeinflussen.

In einem nächsten Schritt wurden die weiteren vier großmaßstäblichen Trägerversuche konzipiert und durchgeführt. Nach deren Auswertung folgten schließlich die letzten zwei der insgesamt 10 Versuche.

Das Bemessungskonzept sieht vor, dass die Gesamtquerkraft im Öffnungsbereich zunächst auf den oberen und unteren Teilträger aufgeteilt wird und zwar anhand des Steifigkeitsverhältnisses. Anschließend wird die Querkraft im oberen Teilträger auf den Betongurt und den Reststeg aufgeteilt. Auch hier wieder anhand der Steifigkeiten. Damit ergibt sich die in den Betongurt einzuleitende Zugkraft. In den Versuchen und den FE-Berechnungen hat sich gezeigt, dass die Einleitung dieser Zugkraft nur über eine sehr kurze Länge der Verbundfuge stattfindet. Innerhalb dieses Bereiches liegen nur etwa zwei Puzzle oder Betondübel. Demzufolge ist die einzuleitende Zugkraft auf die aufnehmbare Zugkraft zweier Betondübel zu begrenzen. Aus der aufnehmbaren Zugkraft kann dann auf die übertragbare Querkraft rückgerechnet werden.

Ein Durchstanzen am anderen Öffnungsrand hat mit der untersuchten Dübelgeometrie und der Höhenlage der Puzzleleisten im Betongurt die Traglast nicht begrenzt. Allerdings sind die Rissbreiten an der Betongurtoberseite am Öffnungsrand 1 am größten, was die aufnehmbare Querkraft hinsichtlich der Gebrauchstauglichkeit begrenzen kann. Um den Durchstanzwiderstand zu ermitteln, wären zusätzliche kleinteilige Versuche notwendig, in denen die Puzzleleisten in den Betongurt gedrückt werden.

Die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts über der Öffnung wurde anhand der Formel zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit des auf Querkraft unbewehrten Betons nach EC2 bestimmt, wohlwissentlich, dass diese für solche Betongurtdicken nicht abgesichert ist. Um hier eine genauere Aussage treffen zu können, wären weitere Querkraftversuche an dünnen Betonplatten notwendig. Allerdings ist ein Querkraftversagen in den Versuchen nicht eingetreten und auch unwahrscheinlich.

Da der Widerstand der Puzzleleisten auf Ausziehen, auf Schub und auf Durchstanzen in hohem Maße abhängig ist von der Betongurtdicke, der Puzzlegeometrie, der Höhenlage der Puzzle im Betonquerschnitt und im geringeren Maße von der Längs- und Querbewehrung, ist zu empfehlen, bei von der untersuchten Variante abweichenden Verhältnissen die Widerstandswerte experimentell in kleinteiligen Versuchen (Pull-Out-, Push-Out-, Pull-Push- und Push-Push-Versuche) zu ermitteln. Ein Ingenieurmodell, mit dem die Widerstandwerte für beliebige Kombinationen abgeschätzt werden können, existiert derzeit noch nicht und wäre demnach eine weitere Aufgabe.

Für die Wirtschaftlichkeitsbetrachtung wurde ein Dach basierend auf den Mikroverbundträgern mit einem Dachsystem aus Leimholzbindern und Trapezblecheindeckung verglichen. Zweites stellte sich bezogen auf die Gesamtkosten als etwa fünf Prozent günstiger heraus. Hierbei sind aber die Vorteile des Verbundträgerdaches wie kürzere Bauzeiten, hoher Vorfertigungsgrad, geringere Bauhöhe sowie entfallene Wartungskosten nicht berücksichtigt, so dass insgesamt betrachtet das Verbundträgerdach eine konkurrenzfähige Variante darstellt.

Die Ermittlung der in den Betongurt am Öffnungsrand hochzuhängenden Querkraft kann auch mit Hilfe einer FE-Berechnung erfolgen. Hierfür sind die Knotenkräfte im Öffnungsbereich aufzuintegrieren und mit der in dieser Arbeit vorgestellten Interaktion zu vergleichen.

Im Rahmen des Vorhabens ist es gelungen, ein Bemessungskonzept für den Öffnungsbereich zu entwickeln und anhand der Versuche für den untersuchten Parameterraum zu bestätigen. Eine Ausweitung auf weitere Parameterkonstellationen soll in weiteren Arbeiten im Fachgebiet erfolgen.

# Literatur

Bode 1993	Bode, H., Stengel J.: verstärkte Stahlverbundträger für den Industriebau mit großen Stegöffnungen. Schlussbericht zum AiF-Forschungsvorhaben Nr. 8173. Kaiserslautern 1993
Bode 1994	Bode, H., Stengel J. und Künzel, R.: Stahlverbundträger mit großen Stegausschnitten. Stahlbau 63 (1994), S. 6-14 und 41-48.
Bode 1998	Bode, H., Stengel J.: Stahlverbundträger mit großen Stegausschnitten. Technische Dokumentation 604. Bauen mit Stahl (Hrsg.). 3. überarbeitete Auflage. August 1998
DAfStb Heft 240	DAfStb, Heft 240: Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formveränderungen von Stahlbetontragwerken nach DIN 1045. Berlin: Beuth Verlag
DIN EN 12390	DIN EN 12390-1:2012-12: Prüfung von Festbeton, Dezember 2012
DIN EN 1990	DIN EN 1990: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung. Berlin: Beuth Verlag, 2010
DIN EN 1992	DIN EN 1992-1-1 Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Berlin: Beuth Verlag, 2011
DIN EN 1993	DIN EN 1993 Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten. Berlin: Beuth Verlag, 2012
DIN EN 1994	DIN EN 1994: Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton. Berlin: Beuth Verlag, 2010
DIN 50125	DIN 50125:2009-07: Prüfung metallischer Werkstoffe - Zugproben., Juli 2009
Gajda 2012	J. Gajda, W. Breit, D. Bayer, W. Kurz, and J. Schnell: Abschlussbericht (Teil A, Ergebnisse) Mikroverbund - Leichtbauweise unter Verwendung von ultrahochfesten Betonen, 2012
Heinemeyer 2011	Heinemeyer, Sabine: Zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern aus ultrahochfestem Beton mit Verbundleisten. Dissertation. RWTH Aachen. Aachen 2011.
Kohlmeyer 2007	Kohlmeyer, C.: Beitrag zum Tragverhalten von Verbundträgern im Bereich von Stegöffnungen unter besonderer Berücksichtigung der Querkrafttragfähigkeit des Stahlbetongurtes. Dissertation. Universität Kaiserslautern. Kaiserslautern 2007
Leonhardt 1987	F. Leonhardt, W. Andrä, and HP. Andrä: Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund - Tragwerge mit hoher Dauerfestigkeit., Beton und Stahlbetonbau, 1987
Ramm 2006	Ramm, W., Kohlmeyer, C.: Schubtragverhalten des Stahlbetongurtes von Verbundträgern im Bereich von großen Stegöffnungen. Forschungsbericht zum DFG-Forschungsvorhaben RA 353/7-1 und RA 353/7-2. Kaiserslautern, im Oktober 2006

Rüdiger	Rüdiger, Lars: Zum Tragverhalten von Stahlbetonplatten unter Berücksichtigung der Steifigkeitsänderung im gerissenen Zustand. Dissertation. Universität der Bundeswehr. Neubiberg 2009								
Stengel 1996	Stengel, J.: Tragverhalten von Stahlverbundträgern mit großen Stegausschnitten. Dissertation. Universität Kaiserslautern. Kaiserslautern 1996								
Stahlbau III	Stahlbau III – Traglastverfahren und Verbundbau. Prof. DrIng. W. Kurz. Skript zur Vorlesung. Universität Kaiserslautern. Kaiserslautern 2013								
Weil 2007	Weil, T.: Zum Tragverhalten von durchlaufenden Verbundträgern mit großen Stegöffnungen. Dissertation. Universität Kaiserslautern. Kaiserslautern 2007								
Wolbring 2012	M. Wolbring: Erster Zwischenbericht zum Forschungsprojekt: Untersuchungen zum Tragverhalten und zur Tragfähigkeit von Mikroverbundträgern mit Stegöffnungen, TU Kaiserslautern, Kaiserslautern 2012								
Wurzer 1997	O. Wurzer: Zur Tragfähigkeit von Betondübeln, Universität der Bundeswehr München, München, Dissertation 1997								
Zapfe 2001	C. Zapfe: Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit Betondübeln zur Übertragung der Längsschubkräfte, Universität der Bundeswehr München, München, Dissertation 2001								
Zhou 1998	Zhou, Donghua: Beitrag zum Tragverhalten und zur Entwicklung der Rechenmodelle von Verbundträgern mit Stegöffnungen. Dissertation. Universität Kaiserslautern. Kaiserslautern 1998								

### Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Puzzleleiste zur Verbundsicherung zwischen Betongurt und Stahlsteg und Lage der diskreten Betonstahlbewehrung (Kleinteilversuche und Versuchen W04 bis W09) (Maße in mm) ....8 Abbildung 2: Querschnitte der Träger W04, W05, W08 und W09 (links) sowie W06 und W07 (rechts)

	9
Abbildung 3: Versuchskörper für die Push-Out-Versuche	9
Abbildung 4: Versuchskörper für die kombinierten Schub-Zug-Versuche	. 10
Abbildung 5: lokales Tragsystem mit Öffnungsbereich. Schnittgrößen und Verformung na	ach
Kohlmever 2007	12
Abbildung 6. Tragmodell für Betondübel nach <i>Wurzer</i> 1997	14
Abbildung 7: Modell zur Bestimmung des Stablversagens nach Gaida 2012	15
Abbildung 8: Vereinfachte Annahme des Ausbruchkegelstumpfes und statisches System nach Ga	- io ehie
2012	16
Abbildung 0: Vorgleich der EE Berechnung mit dem Vorgush El 1 aus Heinemeyer 2011	20
Abbildung 5. Vergleich der PE-berechnung mit dem Versuch PO-1 aus heinemeyer 2011	.20
Abbildung 10. Demniuon der Omnungsränder (ORT und OR2) hach Kommeyer 2007	. 21
Abbildung 11: Normalspannungsverlauf in der Fuge zwischen Stanisteg und Betongurt (das r	ote
	. 21
Abbildung 12: Berechnete Beulform (Mode 1) der Versuche W00 und W01	. 22
Abbildung 13: Berechnete Beulform (Mode 4) der Versuche W00 und W01	. 23
Abbildung 14: Aussteifung des Auflagerbereichs	. 23
Abbildung 15: Vergleich Ansysrechnung mit Versuchsergebniss beispielhaft für den Träger W00.	. 24
Abbildung 16: Stahlbauteil für Push-Out-Versuch mit aufgeklebtem Moosgummiband	. 28
Abbildung 17: Einbringen des Betons in die Schalung der Push-Out-Körper	. 29
Abbildung 18: Eingeschaltes Pull-Out-Blech mit Moosgummi	. 30
Abbildung 19: Applizierte DMS	. 30
Abbildung 20: Push-Pull-Körper vor der Betonage	. 31
Abbildung 21: Verbundträger vor der Betonage	. 31
Abbildung 22: Push-Out-Körper mit Messtechnik	. 32
Abbildung 23: Push-Out-Körper im Versuchsstand	. 33
Abbildung 24: Kraft – Schlupf – Diagramm der Push-Out-Körper PO 01 und PO 03 bis PO 05	. 34
Abbildung 25: Versagensbild auf der Außenseite des Betongurts am Beispiel des Versuchs PO	01
· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	.35
Abbildung 26: Versagensbild auf der Innenseite des Betongurts am Beispiel des Versuchs PO Of	135
Abbildung 27. Push-Pull-Körper	36
Abbildung 28. Versuchsaufbau Finleitung der Kräfte siehe Abbildung 31	36
Abbildung 29: Versuchsaufbau für die Push-Pull-Versuche	37
Abbildung 30: Versuchsaufbau für die Push-Pull-Versuche von oben fotografiert	28
Abbildung 31: Belastung und Lagerung der Push Pull Körper	20
Abbildung 31. Delastung und Lagerung der Fusi-Full-Körper	40
Abbildung 32. Zug-Schubkialt-Interaktionskulve der Pusit-Puli-Kolper bezogen auf ein Puzzle	.40
Abbildung 33: Widenager zur Aumanme der Schubkrait	.41
Abbildung 34: Schrägstellung des Bieches aufgrund ernonter Festigkeit am ninteren Puzzie	.41
Abbildung 35: Prinzipieller Aufbau des Versuchsstandes und Momentenverlauf unter Eigenlast	.45
Abbildung 36: Bezeichnung und Position der Wegaufnehmer in den Versuchen	. 46
Abbildung 37: Bezeichnung und Position der DMS in den Versuchen	. 46
Abbildung 38: Durchbiegungen in Abhängigkeit der Gesamtquerkraft am Beispiel des Versuchs V	V02
	. 47
Abbildung 39: Durchbiegungen in Abhängigkeit der Gesamtquerkraft am Beispiel des Versuchs V	V04
	. 47

Abbildung 40: Differenz der Durchbiegung zwischen ÖR1 (WA 1) und ÖR2 (WA 2) sov Vertikalschlupf zwischen Betongurt und Stahlsteg an den beiden Öffnungsrändern (WA 20 und V	wie NA
21) am Beispiel W04	48
Abbildung 41: Vertikalschlupf zwischen Betongurt und Stahlsteg an den beiden am Beispiel W03.	.48
Abbildung 42: Durchbiegungsdifferenz de der Versuche W02 bis W07 und W09	49
Abbildung 43: Durchbiegung des Versuchs W01 und W00 nahezu identisch (Fu = 120 kN)	.50
Abbildung 44: Durchbiegung des Versuchs W02 (Fu = 89 kN)	.51
Abbildung 45: Durchbiegung des Versuchs W03 (Fu=176 kN)	.51
Abbildung 46: Durchbiegung des Versuchs W04 (Fu = 58 kN)	.52
Abbildung 47: Durchbiegung des Versuchs W05 (Fu = 63 kN)	.52
Abbildung 48: Durchbiegung des Versuchs W 06 (Fu = 122 kN)	.53
Abbildung 49: Durchbiegung des Versuchs W07 (Fu = 234 kN)	53
Abbildung 50: Durchbiegung des Versuchs W08 (Fu = 74 kN).	54
Abbildung 51: Durchbiegung des Steges W09 (Fu = 146 kN)	54
Abbildung 52: Lage und Bezeichnung der Wegaufnehmer zur Bestimmung des Schlupfes in d	der
Verbundfuge	55
Abbildung 53: Gemessener Schlupf in der Verbundfuge bei Träger W04	55
Abbildung 54: Lage und Bezeichnung der DMS an den Versuchskörpern am Beispiel von W04	56
Abbildung 55: Dehnungen der DMS des Trägers W00 (DMS 7 und 8 nicht vorhanden)	56
Abbildung 56: Dehnung der DMS bei Träger W01 (DMS 7 und 8 nicht vorhanden)	57
Abbildung 57: Dehnung der DMS des Trägers W02 (DMS 3 defekt, DMS 7 und 8 nicht vorhande	en)
· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	57
Abbildung 58: Dehnungen der DMS bei Träger W03 (DMS 7 und 8 nicht vorhanden)	58
Abbildung 59: Dehnung der DMS des Trägers W04 (DMS 3 und 5 defekt)	58
Abbildung 60:Dehnung der DMS bei Träger W05	59
Abbildung 61: Dehnung der DMS bei Träger W06	59
Abbildung 62: Dehnungen der DMS des Trägers W07	60
Abbildung 63: Dehnung der DMS bei Träger W08 (auflagernahe Öffnung)	61
Abbildung 64: Dehnung der DMS bei Träger W08 (lastnahe Öffnung)	61
Abbildung 65: Dehnungen der DMS des Trägers W09	62
Abbildung 66: Prinzipielle Versagensarten	63
Abbildung 67: Rissbildung am Öffnungsrand 2	64
Abbildung 68: Ausbruchkegel bei Träger W05	65
Abbildung 69: Aufgeschnittener Träger W05	65
Abbildung 70: Rissbild in den Durchstanzbereichen des Trägers W08	66
Abbildung 71: Modell zur Bestimmung der lokalen mittragenden Breite bi des Betongurts. Ramm 20	206
	70
Abbildung 72: Lastausbreitung im Öffnungsbereich 2	.71
Abbildung 73: N – V – Interaktionskurve	72
Abbildung 74: Zug-Schubkraft Interaktionskurve	.74
Abbildung 75: Ausziehen des Stahlbetonstegs (rechte Seite) aus dem Betongurt	76
Abbildung 76: Deckenkonstruktion Discountermarkt	84

### Anhang A - Versuchsdokumentation



#### Versuch W 00

Abbildung 1: Zylinderkraft – Zeit (Versuch W00)



Abbildung 2: Zylinderkraft – Dehnung (Versuch W00)



Abbildung 3: Horizontalverschiebung in der Fuge (Versuch W00)



Abbildung 4: Vertikalverschiebung in der Fuge (Versuch W00)



Abbildung 5: Horizontalverschiebung in der Fuge an den Öffnungsrändern



Abbildung 6: Vertikalverschiebung in der Fuge an den Öffnungsrändern



Abbildung 8: Rissbild auf der Betongurtoberseite unter einer Last von 85 kN (Versuch W 00)



Abbildung 9: Ausbruchkegel der Puzzleleiste am Öffnungsrand 2 unter einer Last von 95 kN (Versuch W00)



Abbildung 10 : Vergleich zwischen FEA und Versuch (Versuch W 00)





Abbildung 11: Zylinderkraft-Zeit (Versuch W 01)



Abbildung 12: Zylinderkraft-Dehnung (Versuch W 01)



Abbildung 13: Horizontalverschiebung in der Fuge (Versuch W 01)



Abbildung 14: Vertikalverschiebung in der Fuge (Versuch W 01)



Abbildung 15: Horizontalverschiebung in der Fuge an den Öffnungsrändern (Versuch W 01)



Abbildung 16: Vertikalverschiebung in der Fuge an den Öffnungsrändern (Versuch W01)



Abbildung 17: Rissbild auf der Betongurtoberseite unter einer Last von 85 kN (Versuch W 01)



Abbildung 18: Ausbruchkegel der Puzzleleiste am Öffnungsrand 2 (Versuch W 01)



Abbildung 19: Vergleich zwischen FEA und Versuch W 01





Abbildung 20: Zylinderkraft-Zeit (Versuch W 02)



Abbildung 21: Zylinderkraft-Dehnung (Versuch W 02)


Abbildung 22: Horizontalverschiebung in der Fuge (Versuch W 02)



Abbildung 23: Vertikalverschiebung in der Fuge (Versuch W 02)



Abbildung 24: Rissbild auf der Betongurtoberseite unter einer Last von 95 kN (Versuch W 02)



Abbildung 25: Ausbruchkegel der Puzzleleiste am Öffnungsrand 2 (Versuch W 02)





Abbildung 26: Vergleich zwischen FEA und Versuch W 02





Abbildung 27: Zylinderkraft-Zeit (Versuch W 03)



Abbildung 28: Zylinderkraft-Dehnung (Versuch W 03)



Abbildung 29: Horizontalverschiebung in der Fuge (Versuch W 03)



Abbildung 30: Vertikalverschiebung in der Fuge (Versuch W 03)



Abbildung 31: Horizontalverschiebung in der Fuge an den Öffnungsrändern (Versuch W 03)



Abbildung 32: Rissbild auf der Betongurtoberseite unter einer Last von 120kN (Versuch W 03)



Abbildung 33: Ausbruchkegel der Puzzleleiste am Öffnungsrand 2 (Versuch W 03)



Abbildung 34: Vergleich zwischen FEA und Versuch W 03





Abbildung 35: Zylinderkraft-Zeit (Versuch W 04)



Abbildung 36: Zylinderkraft Dehnung (Versuch W04, DMS 3 und 5 defekt)



Abbildung 37: Horizontalverschiebung in der Fuge (Versuch W 04)



Abbildung 38: Vertikalverschiebung in der Fuge (Versuch W04)



Abbildung 39: Horizontalverschiebung in der Fuge an den Öffnungsrändern (Versuch W 04)



Abbildung 40: Rissbild auf der Betongurtoberseite (Versuch W 04)



Abbildung 41: Ausbruchkegel der Puzzleleiste am Öffnungsrand 2 (Versuch W 04)



Abbildung 42: Vergleich FEA und Versuch W 04





Abbildung 43: Zylinderkraft-Zeit (Versuch W 05)



Abbildung 44: Zylinderkraft-Dehnung (Versuch W 05, DMS 1,3,6 und 8 defekt)



Abbildung 45: Horizontalverschiebung in der Fuge (Versuch W 05)



Abbildung 46: Vertikalverschiebung in der Fuge (Versuch W 05)



Abbildung 47: Horizontalverschiebung in der Fuge an den Öffnungsrändern (Versuch W 05)



Abbildung 48: Rissbild auf der Betongurtoberseite (Versuch W 05)



Abbildung 49: Ausbruchkegel der Puzzleleiste am Öffnungsrand 2 (Versuch W 05)



Abbildung 50: Vergleich zwischen FEA und Versuch W 05





Abbildung 51: Zylinderkraft-Zeit (Versuch W 06)



Abbildung 52: Zylinderkraft-Dehnung (Versuch W 06)



Abbildung 53: Horizontalverschiebung in der Fuge (Versuch W 06)



Abbildung 54: Vertikalverschiebung in der Fuge (Versuch W 06)



Abbildung 55: Horizontalverschiebung in der Fuge an den Öffnungsrändern (Versuch W 06)



Abbildung 56: Rissbild auf der Betongurtoberseite unter einer Last von 120 kN (Versuch W 06)



Abbildung 57: Ausbruchkegel der Puzzleleiste am Öffnungsrand 2 (Versuch W 06)



Abbildung 58: Vergleich zwischen FEA und Versuch W 06

#### Versuch W 07



Abbildung 59: Zylinderkraft-Zeit (Versuch W07)



Abbildung 60: Zylinderkraft-Dehnung (Versuch W 07)



Abbildung 61: Horizontalverschiebung in der Fuge (Versuch W 07)



Abbildung 62: Vertikalverschiebung in der Fuge (Versuch W 07)



Abbildung 63: Horizontalverschiebung in der Fuge an den Öffnungsrändern (Versuch W 07)



Abbildung 64: Rissbild auf der Betongurtoberseite unter einer Last von 195 kN (Versuch W 07)



Abbildung 65: Ausbruchkegel der Puzzleleiste am Öffnungsrand 2 (Versuch W 07)



Abbildung 66: Vergleich zwischen FEA und Versuch W 07





Abbildung 67: Zylinderkraft-Zeit (Versuch W08)



Abbildung 68: Zylinderkraft-Dehnung (Versuch W 08)



Abbildung 69: Zylinderkraft-Dehnung (Versuch W 08)



Abbildung 70: Horizontalverschiebung in der Fuge (Versuch W 08)



Abbildung 71: Vertikalverschiebung in der Fuge (Versuch W 08)



Abbildung 72: Horizontalverschiebung in der Fuge an den Öffnungsrändern (Versuch W 08)



Abbildung 73: Rissbild auf der Betongurtoberseite (Versuch W 08)



Abbildung 74: Ausbruchkegel der Puzzleleiste am Öffnungsrand 2 (Versuch W 08)



Abbildung 75: Zylinderkraft-Weg (Versuch W 08)





Abbildung 76: Zylinderkraft-Zeit (Versuch W 09)



Abbildung 77: Zylinderkraft-Dehnung (Versuch W 09)



Abbildung 78: Horizontalverschiebung in der Fuge (Versuch W 09)



Abbildung 79: Vertikalverschiebung in der Fuge (Versuch W 09)



Abbildung 80: Horizontalverschiebung in der Fuge an den Öffnungsrändern (Versuch W 09)



Abbildung 81: Rissbild an der Betongurtoberseite (Versuch W 09)



Abbildung 82: Versagen der Betondruckzone in Trägermitte (Versuch W 09)



Abbildung 83: kein Versagen im Öffnungsbereich (Versuch W 09)



Abbildung 84: Durchbiegung der Trägers W 09



Abbildung 85: Vergleich zwischen FEA und Versuch W 09

### Anhang B – Werkpläne

## Träger W00-W03





### Träger W04 – W07



DETAIL A M1:10









MATERIAL:
BAUSTAHL S 355

#### Träger W08 – W09



DETAIL A M1:10





# DETAIL B M1:10



47
## Push-Pull-Versuchskörper

## Pull - Push Versuchskörper M 1:5



## Push-Out-Versuchskörper

## Push - out Versuchskörper M 1:5

