

**Zum Tragverhalten der neuartigen Verbundmittel
"Stahlschare" für den filigranen
Stahl-Beton-Verbundbau**

Vom Fachbereich
Bauingenieurwesen
der Technischen Universität Kaiserslautern
zur Verleihung des akademischen Grades

DOKTOR-INGENIEUR (Dr.-Ing.)

genehmigte

DISSERTATION

von

Dipl.-Ing. Susanne Wiese

aus Friedrichshafen

Dekan:	Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Kurz
1. Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Kurz
2. Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell
Tag der mündlichen Prüfung:	08.04.2013

Kaiserslautern 2013

(D 386)

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand in den Jahren 2006 bis 2012 während meiner Tätigkeit als wissenschaftliche Mitarbeiterin an den Fachgebieten Stahlbau und Massivbau und Baukonstruktion der Technischen Universität Kaiserslautern. Sie bildet das Ergebnis der Forschungsarbeiten im Rahmen des Projekts Schn 771/5-1 im Zuge des DFG-Schwerpunktprogramms SPP 1182 "Nachhaltiges Bauen mit UHPC". An dieser Stelle gilt daher mein Dank der DFG für die Förderung des Projekts sowie dem an der Koordination mitwirkenden Team am Fachgebiet Werkstoffe des Bauwesens und Bauchemie der Universität Kassel für die Ermöglichung des fachlichen Austauschs innerhalb des Schwerpunktprogramms.

Meinen besonderen Dank möchte ich Herrn Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Kurz für die Betreuung und Begutachtung dieser Arbeit, die Anregungen und stetige Diskussionsbereitschaft aussprechen. Zusammen mit Herrn Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell war er maßgeblich an der Entwicklung der neuen Verbundmittel "Stahlschare" beteiligt.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell danke ich für die Initiierung des Forschungsprojektes bei der DFG, für die Ausübung der verantwortlichen Projektleitung sowie für die Übernahme des Korreferats.

Ebenso bedanke ich mich bei Herrn Jun.prof. Dr.-Ing. Christian Kohlmeyer für die Übernahme des Vorsitzes der Prüfungskommission.

Desweiteren möchte ich allen Kolleginnen und Kollegen an den Fachgebieten sowie den Mitarbeitern im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau und den HiWis danken, die mich bei meiner Arbeit unterstützt haben.

Abschließend möchte ich meiner Familie und meinem Lebensgefährten einen herzlichen Dank für den steten Rückhalt und das Verständnis aussprechen.

Susanne Wiese

**Zum Tragverhalten der neuartigen Verbundmittel
"Stahlschare" für den filigranen
Stahl-Beton-Verbundbau**

Inhalt

Inhalt	i
Zusammenfassung	iv
Abstract	iv
Bezeichnungen	vi
1 Einleitung	9
1.1 Allgemeines	9
1.2 Vorstellung des Verbundmittels "Stahlschar"	10
1.3 Zielsetzung und Vorgehensweise	11
2 Stand der Forschung	13
2.1 Allgemeines	13
2.2 Überblick über die Entwicklung der Betondübel	13
2.3 Überblick über die Bemessungsmodelle von Betondübeln	18
2.3.1 Dübelabschermodell von Leonhardt	18
2.3.2 Perfobond- und Kombidübelste	19
2.3.3 Universität der Bundeswehr München	20
2.3.3.1 Betondübelmodell nach Wurzer	20
2.3.3.2 Modell nach Zapfe	22
2.3.3.3 Modifikationsfaktor aus <i>Preco-Beam 2010</i>	24
2.3.4 Modell nach Reitz	24
2.3.5 Modell nach Hauke	25
2.3.6 Modell nach Seidl	26
2.3.7 RWTH Aachen	28
2.3.7.1 Stahlversagen nach Feldmann	28
2.3.7.2 Modell nach Heinemeyer	29
2.4 Ultrahochfester Beton	30
2.5 Schlussfolgerungen	32
3 Experimentelle Untersuchungen zum Längsschubtragverhalten	33
3.1 Werkstoffe	33
3.1.1 Beton	33
3.1.2 Stahlblech	34
3.1.3 Betonstahl	34
3.2 Dehnungsmessungen	35
3.3 Reibungsversuche	38

3.3.1	Versuchskörpergeometrie und Herstellung	38
3.3.2	Versuchsparameter und Versuchsdurchführung	38
3.3.3	Versuchsergebnisse	39
3.4	Push-out-Versuche	40
3.4.1	Versuchskörpergeometrie und Herstellung	40
3.4.2	Versuchsparameter und Versuchsdurchführung	42
3.4.3	Versuchsergebnisse	44
3.4.3.1	Beobachtungen	44
3.4.3.2	Lasten	47
3.4.3.3	Last-Schlupf-Verhalten	51
3.4.3.4	Abhebemaß	55
3.4.3.5	Interpretation der Ergebnisse	58
4	Numerische Untersuchungen zum Längsschubtragverhalten	65
4.1	Allgemeines	65
4.2	Verdrehvorgang	65
4.2.1	Modell und Werkstoffgesetz	65
4.2.2	Ergebnisse	68
4.3	Push-out-Versuche	71
4.3.1	Modell und Werkstoffgesetze	71
4.3.2	Ergebnisse	75
5	Tragmechanismen und Bemessungskonzept für Längsschub	80
5.1	Betonversagen	80
5.1.1	Teilflächenpressung	80
5.1.2	Versagen durch Längsrisssbildung (Splitting)	81
5.1.3	Versagen durch Betonausbruch (Pry-out)	86
5.2	Stahlversagen	90
5.3	Statistische Auswertung nach DIN EN 1990 Anhang D	92
5.4	Zusammenfassung des Bemessungskonzepts	95
6	Zugtragverhalten und Verhalten im Verbundträger	97
6.1	Pull-out-Versuche	97
6.1.1	Versuchskörpergeometrie und Herstellung	97
6.1.2	Versuchsparameter und Versuchsdurchführung	98
6.1.3	Versuchsergebnisse	99
6.1.3.1	Beobachtungen	99
6.1.3.2	Lasten und Verformungen	101
6.1.3.3	Interpretation der Versuchsergebnisse	102
6.2	Trägerversuche	104
6.2.1	Versuchskörpergeometrie und Herstellung	104

6.2.2	Versuchsparameter und Versuchsdurchführung	105
6.2.3	Versuchsergebnisse	108
6.2.3.1	Beobachtungen	108
6.2.3.2	Lasten und Verformungen	110
6.2.3.3	Interpretation der Versuchsergebnisse	113
7	Zusammenfassung und Ausblick	119
	Literatur	122
	Anhang A-1: Spannungs-Dehnungs-Verläufe der Stahlbleche	127
	Anhang A-2: Ergebnisse der Push-out-Versuche	129
	Anhang A-3: Ergebnisse der Trägerversuche	167

Zusammenfassung

Ein werkstoffgerechter und wirtschaftlicher Einsatz von ultrahochfestem Beton (UHPC) erfordert hybride Konstruktionen mit minimierten Querschnitten. Hierfür bieten sich Verbundträger, bestehend aus Stahlprofilen geringer Blechdicke und Betongurten von wenigen Zentimetern Plattenstärke an, deren Einsatzgebiet im Hochbau als filigrane Fassadenplatten oder tragende Hohlwände mit integrierter Haustechnik liegen kann. Besonderes Augenmerk ist bei derartigen Verbundkonstruktionen auf die Ausbildung und die Leistungsfähigkeit der Verbundfuge zu legen. Aufgrund der reduzierten Betongurtdicke ist eine Anwendung von konventionellen Verbundmitteln nicht möglich. Daher wurde ein neuartiges Verbundmittel durch das Anordnen von rechteckförmigen Stahlzähnen an der Blechoberkante entwickelt, welche an ihrer Spitze um 90° verdreht werden. Die Trag- und Verformungsfähigkeit dieser sogenannten "Stahlschare" wurde in dem von der DFG geförderten Projekt Schn 771/5-1 im Zuge des DFG-Schwerpunktprogramms SPP 1182 untersucht und ist Gegenstand der vorliegenden Arbeit.

Der Verdrehvorgang und die daraus resultierenden Dehnungen wurden mittels einer optischen Messung sowie FE-Simulation analysiert und zur weiteren Beurteilung der Längsschubtragfähigkeit herangezogen. Hierfür wurden 6 Push-out-Versuchsserien mit 38 Einzelversuchen mit verschiedenen Parametervariationen durchgeführt und ausgewertet. Zusammen mit den Ergebnissen von entsprechenden FE-Modellen und theoretischen Überlegungen wurde ein Bemessungskonzept für Längsschub entwickelt. Dieses beinhaltet die Versagensarten Längsaufreißen des Betongurts, Betonausbruch sowie Stahlversagen durch Abscheren der Schare. Die vorgeschlagenen Widerstandsmodelle wurden zudem einer statistischen Auswertung gemäß Eurocode 0 unterzogen. Abschließend wurde das Zugtragverhalten in Pull-out-Versuchen sowie das Verhalten in großmaßstäblichen Verbundträgern mit unterschiedlichen Verdübelungsgraden geprüft.

Abstract

An application of ultra high performance concrete, which satisfies the material properties and economic demands, requires hybrid constructions with minimized cross sections. Here composite girders, consisting of steel sections with low plate thicknesses and concrete slabs with only a few centimeters of plate thickness, are suitable with an application range in filigree facade panels or hollow walls with integrated HVAC components. A main challenge of such structures is the design and performance of the composite joint. Due to the reduced dimensions an application of conventional shear connectors is not possible. Therefore a new shear connector was developed by arranging rectangular steel teeth at the upper edge of the steel web and distorting them about 90° at their tops. The load bearing and deformation capacity of these so-called "steel shares" was investigated in the project Schn 771/5-1 supported by the DFG in the scope of the research programme SPP 1182. The results are presented in this thesis.

The torsion process and the resulting strains were analyzed by means of optical measurements and FE-simulations and were used for the further examination of the

longitudinal shear bearing capacity. For this purpose 6 push-out test series with 38 single tests with different parameter variations were carried out and evaluated. Together with the results of corresponding FE-models and theoretical considerations a design concept for longitudinal shear was developed. It includes the failure modes splitting of the concrete slab, concrete pry-out and steel failure by shearing off of the shares. Additionally a statistical evaluation of the suggested resistance models was performed. Finally the tensile bearing behavior was tested in pull-out-tests as well as the behavior in large scaled composite girders with different degrees of shear connection.

Bezeichnungen

Große lateinische Buchstaben

A	Querschnittsfläche
A_d	Querschnittsfläche des Betondübels
$A_{d,eff}$	effektiver Betonquerschnitt nach <i>Heinemeyer 2011</i>
A_s	Querschnittsfläche des Stahlstegs zwischen den Öffnungen
A_{sp}	querzugwirksame Betonfläche
A_{sq}	Querschnittsfläche der Querbewehrung
A_{Ma}	Mantelfläche des Ausbruchkegels
E_s	E-Modul des Stahls
E_{cm}	mittlerer E-Modul des Betons
L_e	äquivalente Stützweite
M	Moment
N_{pl}	plastische Normalkraft
P	Last
P_{Schar}	Last je Schar
P_{Test}	Last im Versuch
V	Querkraft

Kleine lateinische Buchstaben

b_a	kleinste Breite des Stahlzahns
b_{eff}	effektive Breite des Betongurts
b_s	Breite des Schar
c_o	Betondeckung oberhalb des Verbundmittels
c_u	Betondeckung unterhalb des Verbundmittels
d	Abstand zwischen den Scharen
e	Abstand der Verbundmittel
f_{cc}	Teilflächenpressung

f_{ck}	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons
f_{ct}	zentrische Zugfestigkeit des Betons
$f_{ct,fl}$	Biegezugfestigkeit des Betons, gemessen am Prisma 40 x 40 x 160 mm
f_{ctk}	charakteristische zentrische Zugfestigkeit des Betons
f_h	Formfaktor
f_s	Streckgrenze des Bewehrungsstahls
f_u	Zugfestigkeit des Stahls
f_{uk}	charakteristische Zugfestigkeit des Stahls
f_y	Streckgrenze des Stahls
f_{yk}	charakteristische Streckgrenze des Stahls
h_d	Höhe des Betondübels
h_s	Höhe des Schar
h_{tc}	Höhe des Ausbruchkegels
k_{ct}	Reduktionsfaktor für die ansetzbare Zugfestigkeit an der Kegelgrundfläche
k_e	Modifikationsfaktor zur Berücksichtigung der Überlappung der Ausbruchkegel
k_t	Modifikationsfaktor zur Berücksichtigung von Verformungseinflüssen der Stahlschare
k_w	Erhöhungsfaktor zur Bestimmung der wahren Zugfestigkeit des Schar
l_e	wirksame Länge des Zugbereichs
n	Anzahl der Verbundmittel
p_{Schar}	Traglast je m Stahlscharleiste
t_w	Stegdicke
t_s	Blechdicke des Schar

Griechische Buchstaben

α	Ausbreitungswinkel im Fachwerkmodell
β	Ausbreitungswinkel des Ausbruchkegels
β_s	Stahlzugfestigkeit

Bezeichnungen

β_{WN}	Nennfestigkeit des Betons nach <i>DIN 1045 1988</i>
γ	Teilsicherheitsbeiwert
δ_u	Verformungsfähigkeit des Verbundmittels
ε	Dehnung
ε_w	wahre Dehnung
μ	Reibungskoeffizient zwischen Stahl und Beton
η	Verdübelungsgrad
η	Faktor für die Bestimmung der auf den Ausbruchkegel wirkenden Abtriebskraft
σ	Spannung
σ_w	wahre Spannung
ϑ	Winkel
θ	Lastausbreitungswinkel
θ	Winkel der einwirkenden Längsschubkraft

1 Einleitung

1.1 Allgemeines

Verbundkonstruktionen aus Stahl und Beton stellen seit vielen Jahren eine effiziente Bauweise dar, welche die Vorteile beider Werkstoffe ausnutzt. In Verbundträgern wird das Stahlprofil im Zugbereich angeordnet, während der Betongurt bevorzugt zur Abtragung der Druckbeanspruchungen eingesetzt wird. Die auftretenden Längsschubkräfte zwischen den beiden Komponenten werden durch Verbundmittel übertragen. Kopfbolzendübel sind hierbei die gebräuchlichsten Schubverbinder und zeigen in normalfestem Beton gute Trag- und Verformungseigenschaften. Der Schweißprozess wurde im Laufe der Entwicklung automatisiert und die Anwendung der Kopfbolzendübel in der Normung verankert (*DIN EN 1994-1-1 2006, DIN 18800-5 2007*). Daneben wurde seit den 1990er Jahren verstärkt an der Erforschung von kontinuierlichen Verbundmitteln, den sogenannten Beton- oder Verbunddübeln, als zweckmäßiger und wirtschaftlicher Alternative gearbeitet. Hierbei wird ein Stahlblech mit Aussparungen an der Oberseite des Stahlträgers angeordnet, welches in den Betongurt einbindet. Der die Öffnungen durchdringende Beton wirkt wie eine Verdübelung und stellt die Verbundwirkung sicher. Betondübel weisen in normal- und hochfestem Beton je nach Geometrie und Versagensart hohe Traglasten und gute Verformbarkeit auf. Insbesondere die Tragfähigkeit des Betons in den Ausnehmungen kann je nach Umschnürungswirkung des Betons aus der Querdehnungsbehinderung aufgrund der Öffnungsgeometrie hohe Werte aufweisen. Im Stahlzahn stellt sich eine Schub- bzw. eine kombinierte Schub- und Biegebeanspruchung ein. Zudem bieten Betondübel bei geeigneter Form aufgrund der geringeren Kerbwirkung im Vergleich zu Kopfbolzendübeln Vorteile bei Ermüdungsbeanspruchungen.

Die Entwicklung von Ultrahochleistungsbeton mit sehr hohen Druckfestigkeiten, durch Faserzugabe gesteigerten Zugfestigkeiten und hoher Dichtheit ermöglicht schlanke Betonbauteile mit Plattendicken von wenigen Zentimetern. Für eine optimale Nutzung dieses leistungsfähigen, aber auch kostenintensiven Werkstoffs ist ein wirtschaftlicher Einsatz in werkstoffgerechten Strukturen notwendig. Als geeignete Konstruktionen hierfür bieten sich filigrane Verbundträger an, für die sich im Hochbau vielfältige Anwendungsgebiete eröffnen. Weitspannende UHPC-Pulldächer lassen sich ebenso verwirklichen wie filigrane Fassadenplatten mit konventioneller Tragschicht oder beidseitiger Betonschicht oder Hohlwände als tragende Innenbauteile mit integrierter Haustechnik. Für derartige miniaturisierte Verbundträger, die aus Stahlstegen mit wenigen Millimetern Blechdicke und schlanken Betongurten bestehen, ist eine leistungsfähige Verbundfuge von großer Bedeutung. Kopfbolzendübel können aufgrund der geringen Dimensionen und des spröden Verhaltens in höherfesten Betonen nicht eingesetzt werden. Die Grundidee der Anordnung von Betondübeln ist vielversprechend und lässt auf günstige Trageigenschaften schließen. Hierauf aufbauend wurde ein Verbundmittel entwickelt, das in seiner Geometrie von den bisher bekannten Betondübeln abweicht, jedoch gut für einen Einsatz in dünnen Betongurten geeignet ist. Diese sogenannten Stahlschare wurden in einem von der DFG im Zuge des Schwerpunktprogramms

SPP 1182 geförderten Projekt (Schn 771/5-1) auf ihre Trag- und Verformungseigenschaften untersucht (*Abschlussbericht Schn 771/5-1 2013*).

1.2 Vorstellung des Verbundmittels "Stahlschar"

Als Resultat verschiedener Überlegungen zu einer geeigneten Dübelform für miniaturisierte Verbundkonstruktionen entstand die Idee, an der Oberkante des Stahlblechs rechteckförmige Stahlzähne mit geringen Kantenlängen auszuschneiden und diese an ihrer Spitze um 90° zu verdrehen.

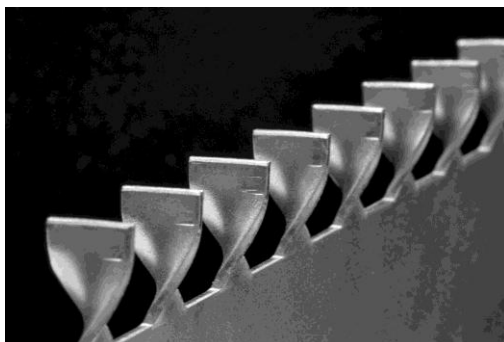


Abb. 1-1: Verbundmittel "Stahlschare"

Eine derartige Geometrie verspricht hohe Längsschubtragfähigkeiten aufgrund der lokalen Umschnürungswirkung des Betons im Bereich der Lasteinleitung. Bei einem Versagen des Stahlschars ist eine gute Verformungsfähigkeit zu erwarten. Daneben bieten die Schare durch ihre räumlichen Verdrehung eine hinreichende Verankerung von Zugkomponenten, welche den Betongurt vom Stahlblech abheben wollen.

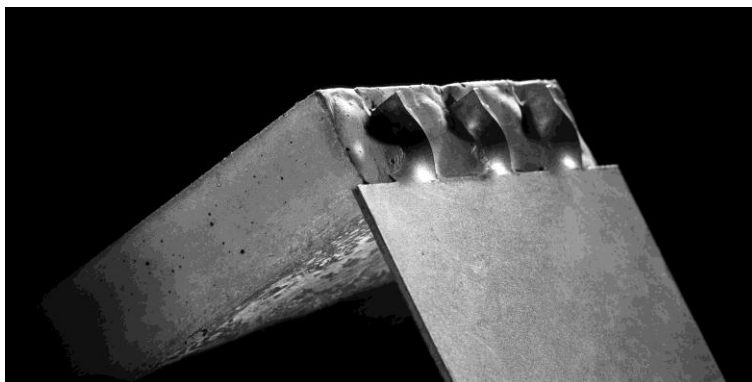


Abb. 1-2: Stahlschare in Betongurt

Für die Variation der Tragfähigkeiten sind Änderungen der Schargeometrie (Höhe/Breite/Blechdicke) sowie der Zwischenabstände möglich. In Abb. 1-3 sind die Stahlschare mit ihren wesentlichen Abmessungen und Bezeichnungen in Seiten- und Frontansicht dargestellt.

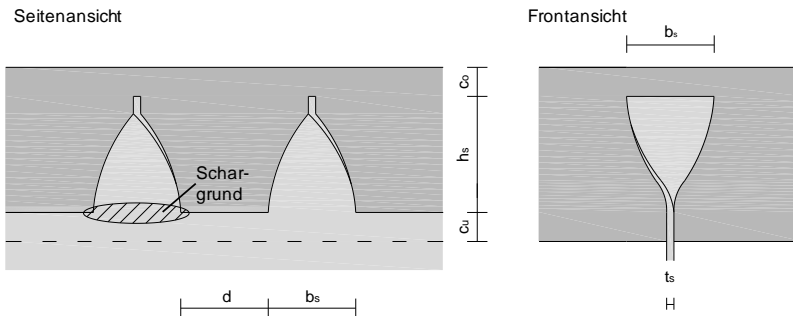


Abb. 1-3: Bezeichnungen der Stahlschare

1.3 Zielsetzung und Vorgehensweise

Das Potential der filigranen Verbundkonstruktionen mit Betongurten sehr geringer Plattendicken soll greifbar gemacht und ein Anstoß für deren Weiterentwicklung gegeben werden. Das Ziel dieser Arbeit bestand daher in erster Linie in der Entwicklung eines Vorschlags für ein Bemessungskonzept zur Ermittlung der Längsschubtragfähigkeit der Stahlschare. Daneben sollte bereits ein erster Einblick in das Tragverhalten der Schare bei Einsatz in einem großmaßstäblichen Verbundträger sowie bei Zugbeanspruchungen gegeben werden.

Hierfür wurde die folgende Vorgehensweise angewandt, die sich auch in der Gliederung der Arbeit widerspiegelt:

Zunächst wurde im Rahmen einer Literaturrecherche der Stand der Forschungsarbeiten zum Thema Betondübel als Verbundmittel beleuchtet und ein Überblick über die durchgeführten Versuche und die daraus abgeleiteten Bemessungsmodelle geschaffen. Hieraus konnte ein Einblick in die bislang beobachteten Tragmechanismen gewonnen und erste Rückschlüsse auf das zu erwartende Tragverhalten der Stahlschare gezogen werden.

Da von einem Einfluss des Herstellprozesses der Schare auf das Trag- bzw. das Verformungsverhalten ausgegangen wurde, wurde der Verdrehvorgang zunächst mit einem optischen Messverfahren analysiert und später zum Vergleich mit der FE-Simulation herangezogen.

Das experimentelle Versuchsprogramm der Push-out-Versuche wurde sukzessive konzipiert und durchgeführt. Die Versuchskörper wurden in Anlehnung an *DIN EN 1994-1-1 2006* entworfen und geprüft und lieferten Erkenntnisse zum Last-Schlupf-Verhalten der Schare und den Auswirkungen der Variationsparameter.

Daneben wurden FE-Modelle der Schare aufgebaut, um zusätzliche Informationen zum Tragverhalten zu erhalten. Hierfür wurden sowohl der Verdrehvorgang als auch die Push-out-Versuche mit geeigneten Werkstoffgesetzen modelliert und simuliert.

Auf Grundlage der Versuche, der numerischen Simulation und theoretischen Überlegungen wurde das Kernstück dieser Arbeit - das Bemessungskonzept für die Längsschubtragfähigkeit - entwickelt. Die Kalibrierung des Modells wurde durch eine statistische Auswertung vorgenommen.

Einleitung

Zudem wurden großmaßstäbliche Verbundträgerversuche mit verschiedenen Parametern geprüft und ausgewertet. Die Tragfähigkeit der Schare für Zugbeanspruchungen wurde in ergänzenden Pull-out-Versuchen getestet.

2 Stand der Forschung

2.1 Allgemeines

In Stahl-Beton-Verbundkonstruktionen müssen die auftretenden Längsschubkräfte durch Verbundmittel übertragen werden. Das gebräuchlichste Verbundmittel im konventionellen Verbundbau stellt hierbei der Kopfbolzendübel dar. Anwendungs- und Bemessungsregeln für Kopfbolzendübel sind in *DIN EN 1994-1-1 2006* normativ geregelt. Alternativ wurde seit den 1980er Jahren an der Entwicklung von kontinuierlichen Verbundmitteln gearbeitet. Diese werden im Allgemeinen als Betondübel oder Verbunddübel bezeichnet. Betondübel werden durch Aussparungen verschiedener Geometrien im Stahlblech gebildet, welche in den Betongurt einbinden und dadurch eine Übertragung des Längsschubs ermöglichen. Betondübel beinhalten das Potential hoher Traglasten und Verformungsfähigkeiten bei einem gleichzeitig wirtschaftlichen Herstellungsprozess.

Die Trag- und Verformungsfähigkeit von Verbundmitteln wird in Push-out-Versuchen untersucht, deren Abmessungen, Durchführung und Auswertung in *DIN EN 1994-1-1 2006* geregelt sind. Hierbei sind neben der aufgebrachten Last der Schlupf zwischen Stahlprofil und Betongurt sowie das Abheben der Betongurte vom Stahlprofil zu messen. Eine ausreichende Verankerung des Verbundmittels muss durch ein Abhebemaß nachgewiesen werden, welches unter einer Last von 80% der Höchstlast weniger als die Hälfte des gemessenen Schlupfs beträgt. Das charakteristische Verformungsvermögen des Verbundmittels, ermittelt durch den maximalen Schlupf bei Wiedererreichen der charakteristischen Tragfähigkeit, muss einen Wert von 6 mm aufweisen, um das Verbundmittel nach *DIN EN 1994-1-1 2006* als duktil einzustufen zu können.

In den folgenden Abschnitten sind die wichtigsten Forschungsarbeiten zu Betondübeln in chronologischer Reihenfolge aufgearbeitet und es werden die abgeleiteten mechanischen Hintergründe und Bemessungsmodelle dargestellt. Abschließend wird auf den Zusammenhang dieser Erkenntnisse mit dem neuen Verbundmittel „Stahlschar“ eingegangen.

Da die Forschung zu Bemessungsmodellen für Betondübel hauptsächlich im deutschsprachigen Raum vorangetrieben wird, werden hier lediglich diese Arbeiten vorgestellt. Weitere sowie internationale Veröffentlichungen können *Heinemeyer 2011* entnommen werden.

2.2 Überblick über die Entwicklung der Betondübel

Im Jahr 1985 wurde von Andrä (*Andrä 1985*) die Ergebnisse eines Tastversuchs veröffentlicht, welcher aus heutiger Sicht als Beginn der Entwicklung der Betondübel gelten kann. Zwei Stahlbleche mit kreisförmigen Ausnehmungen wurden hochkant auf ein Stahlblech aufgeschweißt und einbetoniert. In einem Auszugversuch wurde die Trag- und Verformungsfähigkeit des Lochblechs untersucht und es zeigte sich, dass derartige Verbundmittel eine geeignete Alternative zu Kopfbolzendübeln darstellen können.

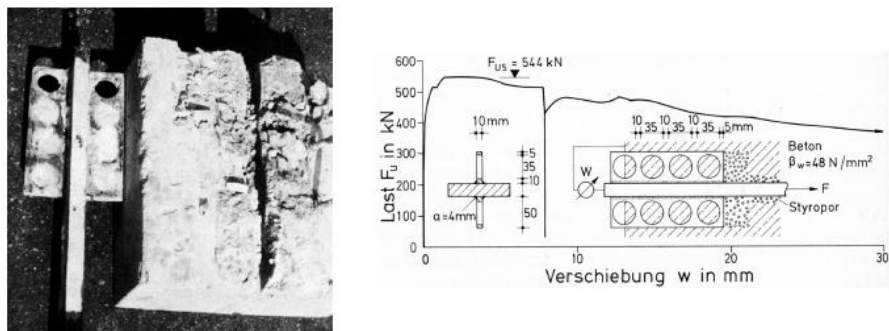


Abb. 2-1: Versuchskörper und Versuchsergebnis aus *Andrä 1985*

Auf Grundlage dieses Versuchs mit hoher Traglast und duktilem Verformungsverhalten wurden in Stuttgart Push-out-Versuche mit Lochblechen und teilweise nach oben offenen Aussparungen mit Durchmessern von 35 bis 45 mm zur einfacheren Bewehrungsverlegung durchgeführt, welche auf den Oberflansch von Stahlprofilen aufgeschweißt wurden (*Leonhardt 1987*). Es wurde sowohl Scherversagen der Stahlzähne sowie ein Versagen des Betons in den Öffnungen beobachtet. Aufbauend auf diesen Versuchsergebnissen erhielt die sogenannte PerFOBondleiste schließlich eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung durch das Deutsche Institut für Bautechnik (*DIBt 1991*) für zwei festgelegte Geometrien.

Im etwa gleichen Zeitraum wurde an der TU Kaiserslautern die Kombi-Verdübelung entwickelt. Hierbei handelte es sich um nach oben geöffnete trapez- oder tropfenförmige Aussparungen in einer aufgeschweißten Leiste oder im Stegblech eines obergurtlosen Stahlprofils. Die Versuchsergebnisse wurden in *Bode 1987a*, *Bode 1987b* und *Bode 1988* dokumentiert und resultierten in der Erteilung einer bauaufsichtlichen Zulassung (*DIBt 2000*).

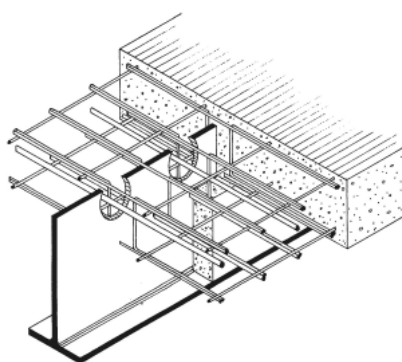


Abb. 2-2: Verbundträger mit Kombi-Verdübelung (aus *Zapfe 2001*)

In den 1990er Jahren wurden die Forschungsarbeiten an Betondübeln insbesondere an der Universität der Bundeswehr München intensiviert und dauern bis heute an. Wurzer untersuchte in *Wurzer 1997* in einem umfangreichen Versuchsprogramm in fünf Versuchsserien mit insgesamt 42 Push-out-Versuchen das Tragverhalten von

großen Betondübeln. Variationsparameter waren die Öffnungsbreite, die Stegdicke, die Querbewehrung sowie der Betongurt als Druck- oder Zuggurt bzw. unter Querbiegung. Bei allen Versuchen wurde als Versagensursache die Zerstörung des Betons im Bereich der Öffnungen festgestellt. An einigen Versuchskörpern konnten zusätzlich plastische Verformungen der Stahlzähne beobachtet werden. Das aufgestellte Bemessungskonzept beruht auf der aufnehmbaren Teilflächenpressung des Betons.



Abb. 2-3: Betondübel mit zerstörtem Betongefüge (aus Wurzer 1997)

Zapfe führte die Untersuchungen an den Betondübeln in *Zapfe 2001* mit der Durchführung von weiteren 32 Push-out-Versuchen fort. Verändert wurden hierbei die Öffnungsgeometrie, Stegdicke, Querbewehrung sowie die Betongüte. Es zeigten sich Betonabscheren und kegelförmiger Betonausbruch als Versagensursachen. Auf Basis der eigenen Versuche und einer Datenbankauswertung entwickelte Zapfe das Bemessungsmodell von Wurzer weiter.

In *Reitz 2003* wurden Dübelleisten mit variablen Blechdicken, Öffnungsdurchmessern, -abständen und Betonfestigkeiten behandelt. Aufgrund der relativ geringen Stegdicken trat sowohl Stahl-, Beton- als auch kombiniertes Versagen auf. Die Bemessungsansätze umfassen drei Kriterien und beinhalten eine statistische Auswertung.

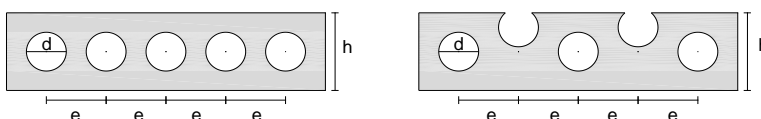


Abb. 2-4: Dübelleisten nach Reitz 2003

Die aktuellen Entwicklungen in der Betondübeltechnologie beschäftigen sich vornehmlich mit der Optimierung der Dübelgeometrien sowie dem Einsatz von höherfesten Werkstoffen. In *Hauke 2005*, *Hauke 2007* und *Gündel 2009* wird über 29 Push-out-Versuche mit Dübeln in O-Form, C-Form und S-Form mit verschiedenen Blechdicken berichtet. Es konnte sowohl Betonausbruch als auch Betonabscheren und Stahlversagen festgestellt werden.

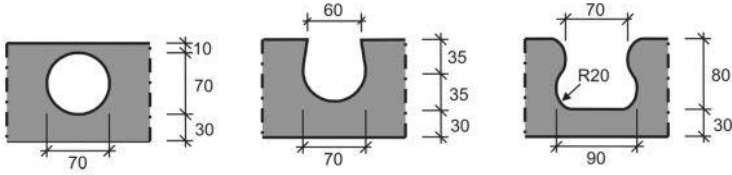


Abb. 2-5: Dübelformen aus *Gündel 2009*

In *Fink 2007* und *Petraschek 2008* bilden drei Serien mit 21 Push-out-Versuchen die Grundlage für die komplexen räumlichen Fachwerkmodelle zur Abbildung des Tragverhaltens. Es wurden Puzzledübel, Kronendübel und Kopfdübel mit variabler Geometrie getestet. Je nach Dübelabmessungen und -form wurde Spalten, Betonausbruch oder das Auftreten großer plastischer Stahlverformungen versagensmaßgebend.

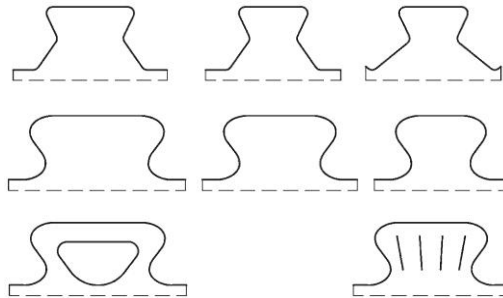


Abb. 2-6: Dübelformen aus *Fink 2007*

Zulassungsversuche für zwei Pilotbrückenprojekte und Versuche zur Überprüfung des Tragverhaltens von Betondübeln in plattenbalkenartigen Querschnitten wurden in *Seidl 2009* zur Erstellung des Bemessungskonzepts herangezogen. In den 19 Push-out-Versuchen wurde die Puzzle- und Finnenform herangezogen. Für die statistische Auswertung griff Seidl zudem auf eine Datenbank mit Fremdversuchen zurück. Über weitere Untersuchungen zu den Formen Finne, Puzzle sowie Klothoide wird in *Berthelley 2011* berichtet. Die Richtungsabhängigkeit der Finnenform wurde hierbei nicht untersucht.

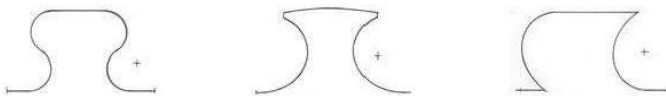


Abb. 2-7: Dübelformen aus *Seidl 2009* und *Berthelley 2011*

An der RWTH Aachen orientierte sich die Forschung in Richtung der puzzelförmigen Betondübeln unter Einsatz von hochfesten Materialien (*Hegger 2003, Feldmann 2007*). In *Feldmann 2007* wird ein Versagenskriterium für Stahlversagen angegeben. Im Rahmen des DFG SPP 1182 wurden insgesamt 49 Push-out- bzw. Single-push-out-Versuche mit Dübeln mit Puzzle- bzw. Sägezahngeometrie in UHPC-Gurten durchgeführt (*Heinemeyer 2011*). Die Single-push-out-Tests wurden entwickelt, um die Tragfähigkeit der Betondübel unter nahezu reiner Schubbelastung zu ermitteln

und wurden als Vorabversuche genutzt. Der Einfluss der Belastungsrichtung auf die Eigenschaften der Verbundmittel mit Sägezahnform wurde betrachtet. Die Abmessungen der Puzzeleübel wurden konstant gehalten und Blechdicke, Fasergehalt, Faserorientierung, Betondeckung, Betonfestigkeit, Querbewehrung und die Beanspruchung des Betongurts variiert. Bei den beobachteten Versagensarten handelte es sich um Spalten, Betonausbruch sowie Stahlversagen. Das vorgestellte Bemessungskonzept basiert auf diesen Versuchen sowie einer Datenbankauswertung fremder Versuche mitsamt statistischer Auswertung. Aufgrund des gewählten Versuchsaufbaus wurde die Verankerungsfähigkeit der Puzzeleiste von Zugkräften durch eine Ermittlung der Abhebemaße gemäß *DIN EN 1994-1-1 2006* nicht untersucht.

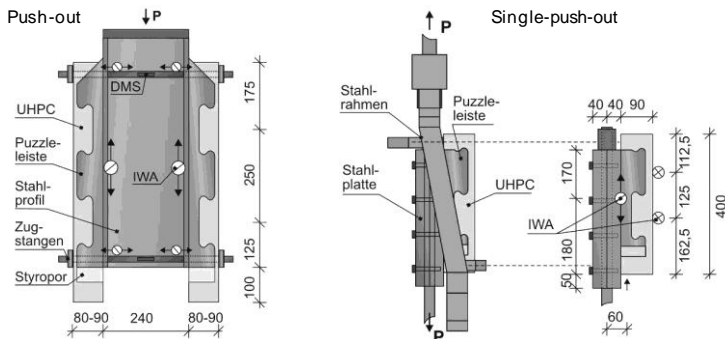


Abb. 2-8: Push-out- und Single-push-out-Versuch aus *Heinemeyer 2011*

Die Universität Leipzig befasste sich ebenfalls im Zuge des SPP 1182 mit der Tragfähigkeit von Dübelleisten mit kreisförmigen Öffnungen in UHPC (*Hegger/Tue 2007*). Es waren sowohl offene als auch geschlossene Aussparungen mit und ohne Querbewehrung Gegenstand der Untersuchungen. Neben einem Spalten des Betongurts als Versagensursache wurden zum Teil plastische Verformungen der Stahlleiste festgestellt.

An der Universität der Bundeswehr München wurden verschiedene modifizierte Dübelgeometrien auf ihre Einsatzfähigkeit geprüft (*Wagner 2010, Mangerig 2011*). In *Preco-Beam 2010* wurde der Einfluss von abweichenden Formen sowie einer gegenseitigen Beeinflussung von benachbarten Dübeln durch einen Formfaktor erfasst, welcher das bestehende Bemessungsmodell ergänzt.

Nach einigen Jahren Unterbrechung wurden die Forschungsarbeiten zu Betondübeln an der TU Kaiserslautern wieder aufgenommen. Ein neuer Ansatz zur Erhöhung der Tragfähigkeit wird in *Abramski 2010* durch die Anordnung von Wendelbewehrung zur Erhöhung der Umschnürungswirkung aufgezeigt. Daneben wurde die Anwendung von Puzzeleisten in Verbundsystemen mit Betongurt aus UHPC mit reduzierten Abmessungen untersucht (*Kurz 2011*).

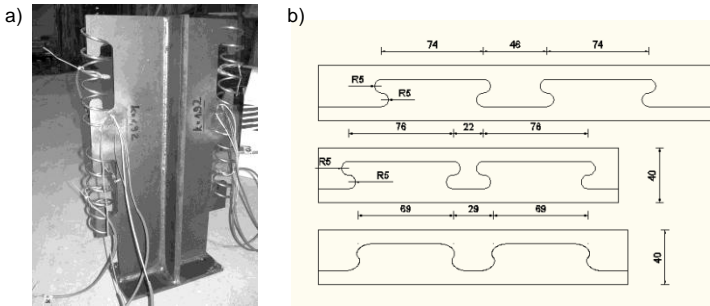


Abb. 2-9: a) Dübel mit Wendelbewehrung aus *Abramski 2010*, b) Puzzledübel aus *Kurz 2011*

Die an den verschiedenen Instituten im Verlauf der Forschungsarbeiten entwickelten Bemessungsansätze für die beobachteten Versagenskriterien werden im folgenden Abschnitt dargestellt und zusammengefasst.

2.3 Überblick über die Bemessungsmodelle von Betondübeln

2.3.1 Dübelabschermodell von Leonhardt

Der erste Bemessungsansatz wurde von Leonhardt für die PerFOBondleiste entwickelt und wird als Dübelabschermodell bezeichnet (*Leonhardt 1987*). Die Grundlage hierfür ist das Versagen des Betons in den Öffnungen durch Abscheren.

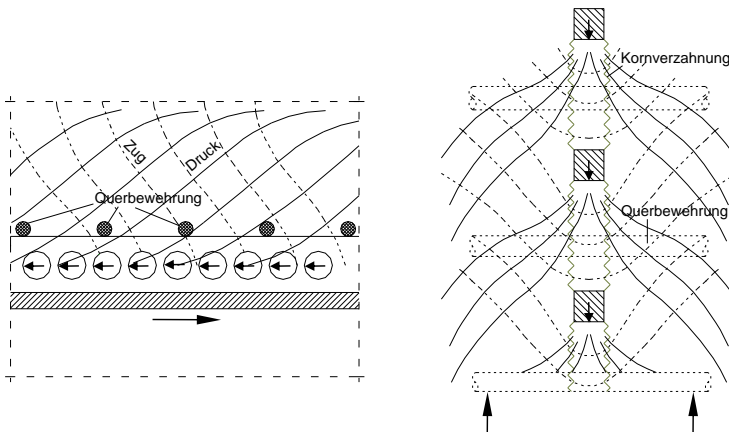


Abb. 2-10: Dübelabschermodell nach *Leonhardt 1987*

Die Bemessungsgleichung für Dübelabscheren lautet:

$$D_{\text{Düb}} = 1,4 \cdot d^2 \cdot \beta_{\text{WN}} \tag{2-1}$$

- mit $D_{\text{Düb}}$ Tragfähigkeit eines Dübels auf Abscheren
- d Durchmesser der Öffnung
- β_{WN} Nennfestigkeit des Betons nach *DIN 1045 1988*

Daneben wurden die erforderliche Querbewehrung und Mindestabmessungen der Stahlfläche zwischen den Öffnungen angegeben, um Stahlversagen und ein Überschreiten der ertragbaren Teilflächenpressungen im Beton auszuschließen.

$$A_{sq} > 0,8 \cdot \frac{D_{Düb}}{\beta_s} \quad (2-2)$$

mit A_{sq} erforderliche Querbewehrung
 β_s Stahlzugfestigkeit

$$\min A_s > d^2 \cdot \frac{\beta_{WN}}{\beta_s} \quad (2-3)$$

mit A_s Querschnittsfläche des Stahlstegs zwischen den
 Öffnungen

$$\min t_w = \frac{D_{Düb}}{d \cdot 6 \cdot \beta_{WN}} \quad (2-4)$$

mit t_w Stegdicke

2.3.2 **Perfobond- und Kombidübelleiste**

Die Dübeltragfähigkeiten nach *DIBt 1991* und *DIBt 2000* für die Perfobondleiste und die Kombi-Verdübelung basieren auf dem Dübelabschermodell von Leonhardt sowie auf der Verbundträgerrichtlinie *RiLi Stahlverbund 1981*. Hierbei wird von einem Versagen durch ein zweischnittiges Abscheren des Öffnungsbetons ausgegangen.

- Perfobondleiste

$$D_{vk} = 1,0 \cdot b_i^2 \cdot \beta_{WN} = 1,31 \cdot b_i^2 \cdot f_{ck} \quad (2-5)$$

- Kombidübelleiste

$$D_{vk} = \kappa \cdot f_d \cdot A_d \cdot \beta_{WN} = \kappa \cdot f_d \cdot A_d \cdot 1,31 \cdot f_{ck} \quad (2-6)$$

mit D_{vk} charakteristische Tragfähigkeit eines Dübels

b_i Durchmesser der Öffnung

$$f_d = 1,7 - 0,08 \cdot b_i \quad \text{mit } b_i \text{ in cm}$$

$$\kappa = \frac{t_w}{0,15 \cdot b_i}$$

$$A_d = 0,25 \cdot \pi \cdot b_i^2$$

β_{WN} Nennfestigkeit des Betons nach *DIN 1045 1988*

f_{ck} Nennfestigkeit des Betons nach *DIN 1045-1 2001*

Die Gleichungen für die Dübeltragfähigkeiten gelten nur für die in den Zulassungen angegebenen Dübelgeometrien. Die Traglasten dürfen bei Anordnung von Querbewehrung in jeder Öffnung um 25% erhöht werden. Es dürfen zwei Leisten parallel angeordnet werden.

2.3.3 Universität der Bundeswehr München

2.3.3.1 Betondübelmodell nach Wurzer

Auf Grundlage des erweiterten Versuchsspektrums aus den folgenden Forschungsarbeiten zeigte sich, dass die Bemessungsformeln für Perfobond- und Kombidübel nicht allgemeingültig für alle Dübelvarianten genutzt werden konnten. Wurzer entwickelte daraufhin in *Wurzer 1997* ein alternatives Bemessungsmodell, welches auf der aufnehmbaren Teilflächenpressung des Betons in den hochbeanspruchten Öffnungen gründet.

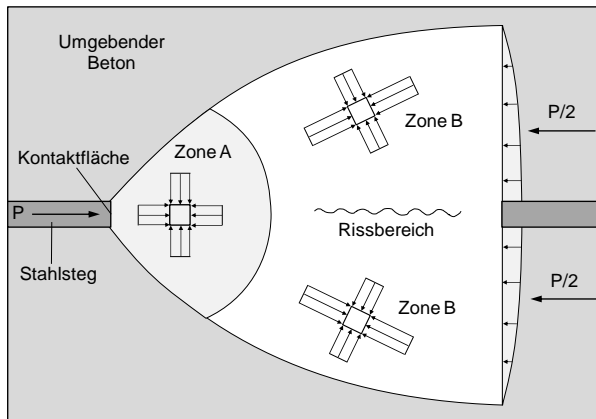


Abb. 2-11: Tragmodell für Betondübel nach *Wurzer 1997*

Das sogenannte Betondübelmodell beschreibt das Tragverhalten eines Betondübels durch eine Aufteilung in zwei Zonen. In der Lasteintragszone A liegt aufgrund der Umschnürungswirkung des umgebenden Betons durch die Querdehnungsbehinderung ein annähernd hydrostatischer Spannungszustand vor. Die Ausbreitung der Lasten aus Zone A findet in Zone B statt. Hier stellen sich gemäß dem Verlauf der Spannungstrajektorien Zugspannungen quer zur Dübelachse ein, welche bei Überschreiten der Zugfestigkeit des Betons zur Längsrissebene führen. Als Einflussfaktoren auf die Traglast, welche auch in die Bemessungsgleichung für Betonversagen eingingen, wurden die Betonfestigkeit, die Verbundmittelgeometrie sowie die Querbewehrung benannt.

$$P_{Rd} = \eta \cdot f_{ck} \cdot h_d \cdot t_w \cdot \frac{1}{\gamma_v} \quad (2-7)$$

$$\text{mit} \quad \eta = 6,4 + 0,05 \cdot (100 - h_d) \cdot \left(0,5 + \frac{5}{8} \cdot \frac{b_0}{b_1} \right) \leq 12,5 \cdot \sqrt{\frac{40}{f_{cm,cube}}} \quad (2-8)$$

mit P_{Rd}	Bemessungswert der Tragfähigkeit eines Dübels
f_{ck}	charakteristische Druckfestigkeit des Betons nach <i>DIN 1045-1 2001</i>
h_d	Höhe des Betondübels
t_w	Blechdicke des Stahlstegs
$\gamma_v = 1,25$	Teilsicherheitsbeiwert

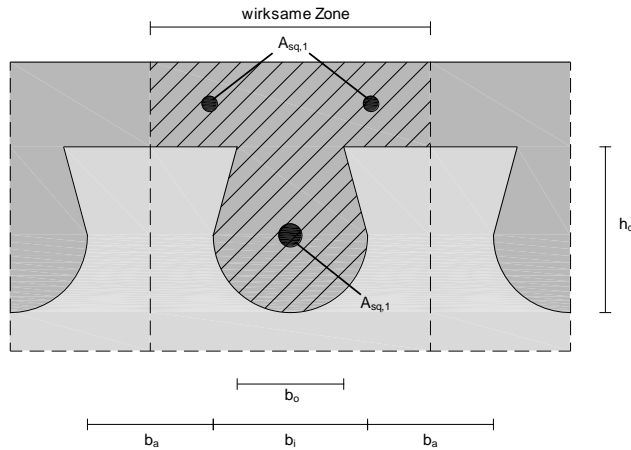


Abb. 2-12: Geometrie und Bezeichnungen nach Wurzer 1997

Der empirisch ermittelte Faktor η berücksichtigt die Umrechnung von der mittleren auf die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit inklusive Abminderung für Langzeiteinwirkungen sowie die Teilflächenpressung in Abhängigkeit der Dübelgeometrie und wird auf die maximal aufnehmbare Teilflächenpressung nach Lieberum 1987 begrenzt.

$$\text{prov. } A_{sq} \geq 1,25 \cdot \text{req. } A_{sq} \quad (\vartheta = 45^\circ) \quad (2-9)$$

mit A_{sq} Querschnitt der Querbewehrung

Alle Bewehrungsstäbe, die innerhalb der wirksamen Zugzone angeordnet werden, wirken tragfähigkeitssteigernd und dürfen auf den Querbewehrungsquerschnitt angerechnet werden. Erfüllt die vorgesehene Querbewehrung Gl. (2-9) und wird diese mindestens zur Hälfte in den Stegaussparungen angeordnet, darf η um 20% erhöht werden.

Da in den Untersuchungen von Wurzer das Hauptaugenmerk auf dem Betonversagen lag, wurden die Abstände bzw. die Abmessungen der Stahlzähne sehr groß gewählt. Als Bemessungsvorschlag für das Stahlversagen wurde daher das Abscherkriterium für den kleinsten Stahlquerschnitt gewählt.

$$P_{Rd} = 0,7 \cdot f_{yk} \cdot b_a \cdot t_w \cdot \frac{1}{\gamma_v} \quad (2-10)$$

- mit f_{yk} charakteristische Streckgrenze des Stahls
- b_a kleinste Breite des Stahlzahns

2.3.3.2 Modell nach Zapfe

Zapfe stellte in seinen weiterführenden Versuchen (*Zapfe 2001*) fest, dass neben dem Überschreiten der aufnehmbaren Teilflächenpressung noch weitere Versagensformen auftreten können und differenzierte seine Ergebnisse nach drei Versagenskriterien: Teilflächenpressung, Abscherkriterium und Ausbruchkriterium. Die Bemessungsansätze wurden anhand der Versuchsergebnisse statistisch ausgewertet und in einem Bemessungskonzept zusammengefasst.

Das Versagen durch lokale Zerstörung des Betons trat bei schmalen Betondübeln mit großem Öffnungsquerschnitt und geringer Blechdicke auf. Das Betondübelmodell nach Wurzer wurde modifiziert, indem ein Überschreiten der Teilflächenpressung nach *Lieberum 1987* ohne Berücksichtigung des Anpassungsfaktors η angesetzt wurde. Die Anpassung an die Versuchsergebnisse erfolgte durch die statistische Auswertung.

- Teilflächenpressung

$$P_{Rdt} = 72,7 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_d \cdot t_w \cdot \frac{1}{\gamma_v} \tag{2-11}$$

mit $\gamma_v = 1,25$ Teilsicherheitsbeiwert

In Versuchen mit randnahen Dübeln trat als Versagensart ein kegelförmiger Betonausbruch mit der Spitze im Schwerpunkt der Öffnung auf. Der tatsächliche schiefe Kegel wurde für den Bemessungsansatz durch einen idealen geraden Kreiskegel angenähert, der durch die gesamte Dübelkraft belastet wird.

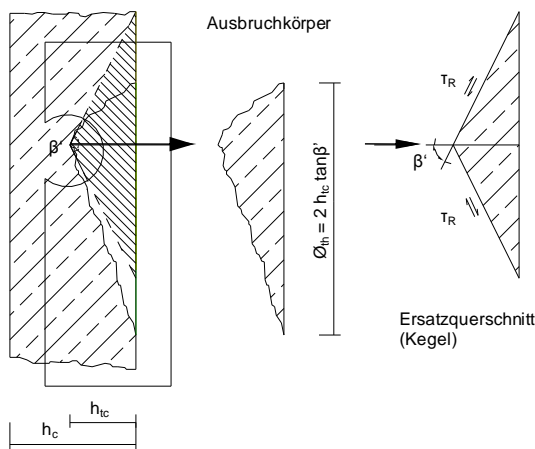


Abb. 2-13: Ausbruchkegel nach *Zapfe 2001*

Der Widerstand des Kegels ergibt sich aus der Schubbeanspruchbarkeit der Mantelfläche. Der Winkel des Kegels wurde indirekt durch die statistische

Auswertung erfasst. Die traglaststeigernde Wirkung einer Querbewehrung wird über die Multiplikation mit einem ideellen Bewehrungsgrad aufgenommen.

- Ausbruchkriterium

$$P_{Rd2} = 25,6 \cdot h_{tc}^2 \cdot f_{ctk} \cdot \rho_i \cdot \frac{1}{\gamma_v} \quad (2-12)$$

mit
$$\rho_i = 1 + \left(\frac{E_s}{E_{cm}} - 1 \right) \cdot \frac{A_{sqf}}{A_d} \quad (2-13)$$

mit h_{tc} Höhe des Ersatzkegels

f_{ctk} charakteristische zentrische Zugfestigkeit des Betons

ρ_i ideeller Bewehrungsfaktor

E_s E-Modul des Stahls

E_{cm} E-Modul des Betons

A_{sqf} Bewehrung in der Öffnung

$\gamma_v = 1,25$ Teilsicherheitsbeiwert

Ein Scherversagen der Betondübel zeigte sich bei tiefliegenden Dübeln durch ein zweiseitiges Abscheren.

- Abscherkriterium

$$P_{Rd3} = 23,4 \cdot A_d \cdot f_{ctk} \cdot \rho_i \cdot f_h \cdot \frac{1}{\gamma_v} \quad (2-14)$$

mit
$$f_h = \left(1,2 - \frac{h_d}{180} \right) \quad (2-15)$$

mit A_d Querschnittsfläche einer Öffnung

ρ_i ideeller Bewehrungsfaktor nach Gl. (2-13)

f_h Formfaktor

$\gamma_v = 1,25$ Teilsicherheitsbeiwert

Das Kriterium Stahlversagen wurde auch von Zapfe nicht explizit untersucht und wird durch die Angabe eines Mindestabstands der Öffnungen analog zu Gl (2-10) nicht versagensentscheidend.

- Stahlversagen

$$\min e = b_i + \frac{P_{Rd}}{0,7 \cdot t_w \cdot f_{yd}} \quad (2-16)$$

2.3.3.3 Modifikationsfaktor aus *Preco-Beam 2010*

In *Wagner 2010* und *Mangerig 2011* wird für das untersuchte Spektrum an verschiedenen Dübelgeometrien und Abständen mit gegenseitiger Überlappung der Ausbruchkegel ein blechdickenabhängiger Formfaktor s vorgestellt, welcher das bestehende Modell von Zapfe erweitert. Die drei Versagenskriterien ergeben sich damit mit den Bezeichnungen aus Kap. 2.3.3.2 zu:

$$P_{Rd1} = 87,2 \cdot s \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_d \cdot t_w \cdot \frac{1}{\gamma_v} \quad (2-17)$$

$$P_{Rd2} = 30,7 \cdot s \cdot h_b^2 \cdot f_{ck} \cdot \rho_i \cdot \frac{1}{\gamma_v} \quad (2-18)$$

$$P_{Rd3} = 28,1 \cdot s \cdot A_d \cdot f_{ck} \cdot \rho_i \cdot f_h \cdot \frac{1}{\gamma_v} \quad (2-19)$$

$$\text{mit } s = 0,0012 \cdot t_w^2 - 0,0537 \cdot t_w + 1,29 \leq 1,0 \quad (2-20)$$

$$\gamma_v = 1,5 \quad \text{Teilsicherheitsbeiwert}$$

2.3.4 Modell nach Reitz

Reitz leitet sein Bemessungskonzept (*Reitz 2003*) für seine erweiterten Perforbondsversuche auf Grundlage von Stahlbaunachweisen her. Dabei handelt es sich um ein Abscherkriterium für den Betondübel, ein Kriterium zur Grenzlochleibung sowie ein Abscherkriterium für Stahl. Das Betonabscherkriterium wurde in Anlehnung an einen Schraubennachweis mit zweischnittigem Abscheren formuliert.

- Abscherkriterium Betondübel

$$P_{Rd1} = 1,45 \cdot K_c \cdot d^2 \cdot f_{ck} \cdot \frac{1}{\gamma_{m1}} \quad (2-21)$$

$$\text{mit } K_c = 2 \cdot \frac{l_3}{l_1} - 0,15 \leq 1 \quad (2-22)$$

mit K_c Faktor zur Berücksichtigung der „Steifigkeit“ der Leiste

d Durchmesser der Öffnung

f_{ck} charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons

l_3 kürzester Lochabstand

l_1 Abstand der Lochränder

$$\gamma_{m1} = 1,25 \quad \text{Teilsicherheitsbeiwert}$$

Obwohl Lochleibungsversagen in den Versuchen von Reitz nicht auftrat, wurde hierzu ein Bemessungsansatz angegeben.

- Kriterium der Grenzlochleibung

$$P_{Rd2} = 7,0 \cdot t_w \cdot d \cdot f_{ck} \cdot \frac{1}{\gamma_{m2}} \quad (2-23)$$

mit $\gamma_{m2} = 1,5$ Teilsicherheitsbeiwert

Das Abscherkriterium für den Stahl stellt einen Schubnachweis des maßgebenden Stahlquerschnitts dar.

- Abscherkriterium Stahl

$$P_{Rd3} = 1,0 \cdot K_s \cdot I_1 \cdot t_w \cdot f_{yk} \cdot \frac{1}{\gamma_{m3}} \quad (2-24)$$

mit
$$K_s = 1,25 \cdot \frac{1,5 \cdot d + h_1}{1,5 \cdot d + h_1 - h_2} \leq 1 \quad (2-25)$$

mit K_s Faktor für den zu übertragenden Schubkraftanteil

h_1, h_2 Abstände in Leistenquerrichtung, siehe *Reitz 2003*

$\gamma_{m3} = 1,25$ Teilsicherheitsbeiwert

2.3.5 Modell nach Hauke

Die Tragfähigkeiten der in *Hauke 2007* und *Gündel 2009* dokumentierten Versagensformen wurden mit den folgenden Bemessungsgleichungen beschrieben.

- Teilflächenpressung

$$P_{Rd,cp} = b_{cp} \cdot 86 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_d \cdot t_w \cdot \Gamma_x \cdot \frac{1}{\gamma_v} \quad (2-26)$$

mit
$$\Gamma_x = \frac{1}{h_d} \cdot \int_0^{h_d} n_x(y) \cdot dy \quad (2-27)$$

mit Γ_x Formfaktor für die Öffnungsform

$b_{cp} = 0,86$ Korrekturfaktor für die charakteristische Tragfähigkeit für Teilflächenpressung

h_d Höhe des Betondübels

t_w Blechdicke des Stahlstegs

$\gamma_v = 1,25$ Teilsicherheitsbeiwert

- Abscheren des Betons

$$P_{Rd,cs} = b_{cs} \cdot 2 \cdot A_d \cdot f_{ck} \cdot \sqrt{\frac{t_w}{10}} \cdot \frac{1}{\gamma_v} \quad (2-28)$$

mit $b_{cs} = 0,77$ Korrekturfaktor für die charakteristische Tragfähigkeit für Abscheren des Betons

A_d Querschnittsfläche einer Öffnung

$\gamma_v = 1,25$ Teilsicherheitsbeiwert

Die Erhöhung der Tragfähigkeit durch das Anordnen von Querbewehrung in den Öffnungen wurde nicht untersucht. Gl. (2-28) liefert daher einen unteren Grenzwert für die Tragfähigkeit auf Abscheren des Betons.

- Stahlversagen

$$P_{Rd,ay} = b_{ay} \cdot f_y \cdot (b_a - 0,13 \cdot h_d) \cdot t_w \cdot \frac{1}{\gamma_v} \quad (2-29)$$

mit $b_{ay} = 1,00$ Korrekturfaktor für die charakteristische Tragfähigkeit für Stahlversagen

b_a minimale Breite eines Stahlzahns

$\gamma_v = 1,25$ Teilsicherheitsbeiwert

2.3.6 Modell nach Seidl

Seidl schließt ein Versagen aufgrund des Überschreitens der aufnehmbaren Teilflächenpressung aus und hat ein detailreiches Bemessungskonzept inklusive statistischer Auswertung von Fremdversuchen publiziert (Seidl 2009). Da die Anordnung von Querbewehrung die Tragfähigkeit der Betondübel erhöht, unterscheidet Seidl in den Bemessungsgleichungen für die Versagensform Abscheren in die Fälle ohne bzw. mit Querbewehrung.

- Abscheren des Betons ohne Querbewehrung

$$P_{sh0,k} = A_d \cdot f_{ck}^{2/3} \cdot f_{yk}^{1/3} \quad (2-30)$$

mit $P_{sh0,k}$ charakteristische Dübeltragfähigkeit für Abscheren des Betons ohne Querbewehrung

f_{ck} charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons

f_{yk} charakteristische Streckgrenze des Stahls

- Abscheren des Betons mit Querbewehrung

$$P_{shrek} = \left(0,9 \cdot A_d \cdot f_{ck}^{2/3} \cdot (\rho \cdot f_{yk})^{1/3} + 1,5 \cdot (d_{s1}^2 + d_{s2}^2) \cdot \left(\sqrt{1 + (1,3 \cdot \varepsilon)^2} - 1,3 \cdot \varepsilon \right) \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot f_{yk}} \right) \quad (2-31)$$

$$\text{mit} \quad \varepsilon = \frac{3 \cdot t_w}{2 \cdot (d_{s1} + d_{s2})} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yk}}} \quad (2-32)$$

$$\rho = \frac{A_{sq}}{A_d} \quad (2-33)$$

mit ε Korrekturfaktor
 ρ Flächenverhältnis Querbewehrung zu Öffnungsbeton
 d_{si} Durchmesser der Querbewehrung

Für das Versagenskriterium Betonausbruch setzt Seidl im Gegensatz zu *Zapfe 2001* keinen geraden Kreiskegel, sondern einen schiefen Kegel mit elliptischer Grundfläche als Ausbruchkörper an. Zudem enthalten die Bemessungsgleichungen Reduktionsfaktoren für die Überlappung von Ausbruchkörpern bei geringen Dübelabständen. Er differenziert zwischen der Anordnung keiner Querbewehrung bzw. einem Stab je Öffnung und dem Einsatz einer Doppelbewehrung.

- Betonausbruch ohne bzw. mit einem Bewehrungsstab je Öffnung

$$P_{po,k} = 16,1 \cdot (2,15 \cdot \chi \cdot h_{tc}^2 \cdot f_{ctk}) \quad (2-34)$$

mit $\chi = \chi_l \cdot \chi_q$ (2-35)

$$\chi_l = 1 - \frac{1}{\pi} \cdot \left(2 \cdot \arccos\left(\frac{e_x}{2 \cdot a}\right) - \frac{e_x}{a} \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{e_x}{2 \cdot a}\right)^2} \right) \quad (2-36)$$

$$\chi_q = 1 - \frac{1}{\pi} \cdot \frac{(n-1)}{n} \cdot \left(2 \cdot \arccos\left(\frac{e_y}{2 \cdot b}\right) - \frac{e_y}{b} \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{e_y}{2 \cdot b}\right)^2} \right) \quad (2-37)$$

für $e_x < 2 \cdot a$, $e_y < 2 \cdot b$

$$a = 3,263 \cdot h_{tc} \quad (2-38)$$

$$b = 4,834 \cdot h_{tc} \quad (2-39)$$

mit χ, χ_l, χ_q Reduktionsfaktoren für die Überlappung der Ausbruchkegel in Längs- bzw. Querrichtung
 h_{tc} Höhe des Ausbruchkegels
 e_x, e_y Dübelabstand in Längs- bzw. Querrichtung
 a, b Ellipsenhalmesser in Längs- bzw. Querrichtung

Zur Ermittlung der Höhen der Ausbruchkörper ist dabei die Lage der Kegelspitze je nach Ausnehmungsform nach Abb. 2-7 anzunehmen.

- Betonausbruch mit Doppelbewehrung je Öffnung

$$P_{po,rek} = 12,7 \cdot \left(2,15 \cdot \chi \cdot h_{tc}^2 \cdot f_{ctk} + \frac{A_{s2} \cdot f_{sk} \cdot e_{re}}{e_x + e_{re} + 2 \cdot t_w} \right) \quad (2-40)$$

mit A_{s2} Querschnittsfläche der Doppelbewehrung

e_{re} Abstand der Doppelbewehrung

Die Berechnung der Traglast für die Versagensform Stahlversagen wird in zwei Formeln für asymmetrische bzw. symmetrische Dübelformen aufgeteilt. Die Traglasten werden bezogen auf die Länge e_x angegeben.

- Stahlversagen für asymmetrische Betondübel

$$P_{pl,asymk} = \beta_{pl,asym} \cdot f_{yk} \cdot t_w \quad (2-41)$$

$$\text{mit } \beta_{pl,asym} = \frac{1}{6} \cdot \frac{h_d}{e_x} \cdot \left(\sqrt{3 \cdot \frac{e_x^2}{h_d^2} + 4} - 2 \right) \quad (2-42)$$

mit $\beta_{pl,asym}$ Formfaktor für asymmetrische Dübelformen

- Stahlversagen für symmetrische Betondübel

$$P_{pl,symk} = \beta_{pl,sym} \cdot f_{yk} \cdot t_w \quad (2-43)$$

$$\text{mit } \beta_{pl,sym} = \frac{t_w}{4 \cdot \sqrt{16 \cdot h_0^2 + 3 \cdot \frac{e_x^2}{4}}} \quad (2-44)$$

mit $\beta_{pl,sym}$ Formfaktor für symmetrische Dübelformen

Die Teilsicherheitsbeiwerte sind wie folgt anzusetzen:

$\gamma_v = 1,25$ für Betonversagen

$\gamma_s = 1,1$ für Stahlversagen

2.3.7 RWTH Aachen

2.3.7.1 Stahlversagen nach Feldmann

Auf Grundlage von *Feldmann 2007* wurde an der RWTH Aachen ein Bemessungskriterium für das Stahlversagen von Puzzledübeln entwickelt.

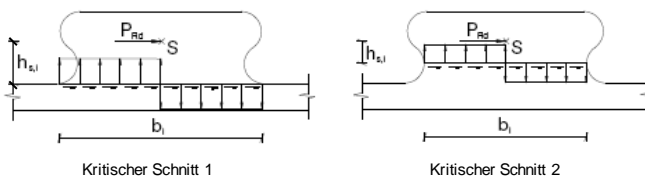


Abb. 2-14: Kritische Schnitte aus *Feldmann 2007*

$$P_{Rk} = \frac{f_y \cdot t_w \cdot b_i^2}{\sqrt{16 \cdot h_{s,i}^2 + 3 \cdot b_i^2}} \quad (2-45)$$

- mit b_i Breite im kritischen Schnitt
- $h_{s,i}$ Abstand des Schwerpunkts des Puzzlezahns zum kritischen Schnitt

2.3.7.2 Modell nach Heinemeyer

Heinemeyer konnte in ihren Untersuchungen in *Heinemeyer 2011* weder Abscheren des Betons noch Überschreiten der Teilflächenpressungen als Versagensursache feststellen. Aus der Auswertung der eigenen Versuche sowie einer umfangreichen Datenbank an Fremdversuchen resultierte das vorgestellte Bemessungsmodell.

Die Versagensform des Betonausbruchs wird von Heinemeyer in Anlehnung an *Zapfe 2001* über den Widerstand eines geraden Kreiskegels hergeleitet. Die Querbewehrung wird über eine Erhöhung der Steifigkeit mittels Multiplikation mit einem ideellen Bewehrungsgrad berücksichtigt, welcher von dem Ansatz nach Zapfe abweicht. Die auf den Kegel wirkende Abtriebskraft wurde nach *Eligehausen 2000* bestimmt und ist von der Betonpressung vor dem Puzzledübel abhängig. Dieser Effekt ist auf die zunehmende Querdehnung bei steigender Beanspruchung des Betons zurückzuführen.

- Betonausbruch

$$P_{AUS} = \frac{1}{\eta} \cdot 20,15 \cdot h_{ic}^{1,5} \cdot f_{ck}^{1/2} \cdot (1 + \rho_i) \cdot \frac{1}{\gamma_v} \quad (2-46)$$

mit $\eta = 0,4 - 0,001 \cdot f_{ck}$ (2-47)

$$\rho_i = \frac{E_s}{E_{cm}} \cdot \frac{A_{sq}}{A_{d,eff}} \quad (2-48)$$

mit η Faktor für die Bestimmung der auf den Ausbruchkegel wirkenden Abtriebskraft

h_{ic} Höhe des Ersatzkegels

ρ_i Erhöhungsfaktor für die Querbewehrung

$A_{d,eff}$ effektiver Betonquerschnitt nach *Heinemeyer 2011*

$\gamma_v = 1,25$ Teilsicherheitsbeiwert

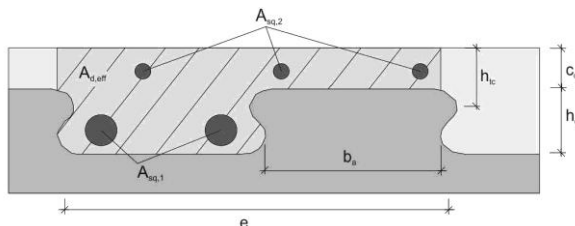


Abb. 2-15: Abmessungen und Bezeichnungen aus *Heinemeyer 2011*

- Stahlversagen

$$P_{y,Stahl} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \Gamma \cdot t_w \cdot b_a \cdot f_{yk} \cdot \frac{1}{\gamma_m} \quad (2-49)$$

$$\text{mit } \Gamma = \begin{cases} 1,0 & \text{für } 0 \leq \frac{M}{M_{pl}} \leq 0,6 \\ 1,6 - \frac{M}{M_{pl}} & \text{für } \frac{M}{M_{pl}} > 0,6 \end{cases} \quad (2-50)$$

mit Γ Faktor
 $\gamma_m = 1,1$ Teilsicherheitsbeiwert

Zur Vermeidung des Aufspaltens des Betons muss eine Mindestbewehrung angeordnet werden:

$$\text{erf. } A_{sq} = (A_{sq1} + A_{sq2}) = 0,5 \cdot \frac{P}{f_{sd}} \quad (2-51)$$

Allen Bemessungsmodellen liegt zugrunde, dass sich ihr Geltungsbereich über die jeweils untersuchten Randbedingungen bzw. über die Parameter der in die Auswertung einbezogenen institutsfremden Versuche erstreckt.

2.4 Ultrahochfester Beton

Bei ultrahochfestem Beton (englisch als ultra high performance concrete bzw. UHPC bezeichnet) handelt es sich um Beton mit sehr dichtem Gefüge, welcher Druckfestigkeiten aufweist, die deutlich außerhalb des Geltungsbereichs der *DIN 1045-1 2008* liegen. Durch die hohen aufnehmbaren Druckspannungen bietet UHPC die Möglichkeit, leichte und filigrane Bauteile auszuführen, wobei auch die guten Dauerhaftigkeitseigenschaften sowie die Dichtheit des Materials ausgenutzt werden können. Besonders geeignet sind hierbei Strukturen, bei denen die Spannungen in den einzelnen Querschnittsteilen näherungsweise konstant sind. Hierfür bieten sich bei Biegebeanspruchungen vor allem aufgelöste Querschnitte an, bei denen der Druckgurt aus UHPC besteht und der Zuggurt aus Stahl gefertigt wird.

Die Technologie von UHPC stützt sich im Wesentlichen auf die Entwicklung des "Reactive Powder Concrete" (*Richard 1995*). Hierbei entsteht durch die Verwendung von aufeinander abgestimmten reaktiven und inerten Feinstoffen zur Erzeugung einer möglichst dichten Kornpackung und einem signifikant reduzierten Wasser-Bindemittel-Wert von weniger als 0,25 ein porenarmes Gefüge, welches eine hohe Festigkeit, Dichtheit und Dauerhaftigkeit aufweist. Die Verarbeitbarkeit des Frischbetons wird durch den Einsatz von hochwirksamen Fließmitteln sichergestellt. UHPC mit Gesteinskörnungen bis zu einem Größtkorndurchmesser von 1 mm wird als feinkörniger UHPC, UHPC mit größerem Größtkorn (bis zu 16 mm) als grobkörniger UHPC bezeichnet. Zur Sicherstellung einer hinreichenden Verformungsfähigkeit werden dem UHPC Fasern zugegeben, bei denen es sich in der Regel um Mikrostahtfasern handelt.

UHPC weist unter Druckbeanspruchung eine nahezu lineare Spannungs-Dehnungs-Charakteristik bis zu einem Wert von etwa 80-90% der Druckfestigkeit auf. Das schlagartige Materialversagen, das bei UHPC ohne Fasern eintritt, kann durch die Zugabe von Stahlfasern verbessert und ein merklicher abfallender Ast im Spannungs-Dehnungs-Diagramm erzeugt werden.

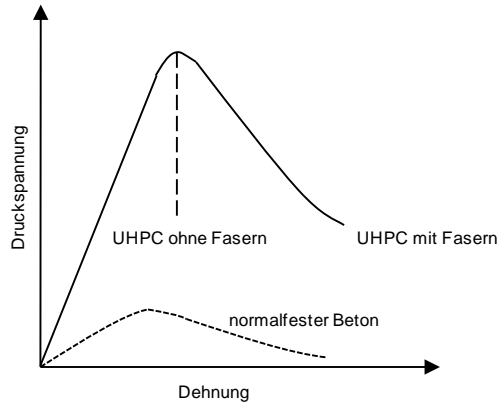


Abb. 2-16: Typische Spannungs-Dehnungs-Verläufe für UHPC und normalfesten Beton

Auch unter Zugbeanspruchungen zeigt UHPC sprödes Materialverhalten, das in Abhängigkeit von Fasermenge, -art und -verteilung positiv beeinflusst werden kann. Aufgrund der komplexen und stark streuungsbehafteten Durchführung von zentrischen Zugversuchen wird in der Regel auf Biegezugprüfungen an prismatischen Prüfkörpern zurückgegriffen. Die zentrische Zugfestigkeit kann nach *DAfStb 561 2008* aus Biegezugversuchen gemäß der folgenden Beziehung abgeleitet werden.

$$f_{ct} = f_{ct,fl} \cdot \frac{2 \cdot \left(\frac{h}{h_0}\right)^{0,7}}{1 + 2 \cdot \left(\frac{h}{h_0}\right)^{0,7}} \quad (2-52)$$

mit f_{ct} zentrische Zugfestigkeit des UHPC

$f_{ct,fl}$ Biegezugfestigkeit des UHPC

h Prismenhöhe in mm

$h_0 = 100$ mm

Derzeit ist UHPC noch in keiner Norm oder Richtlinie geregelt und benötigt für seine Anwendung eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung oder eine Zustimmung im Einzelfall. Der Sachstandsbericht *DAfStb 561 2008* beinhaltet die beton-technologischen Grundlagen des UHPC und stellt Bemessungsvorschläge und Hinweise für die konstruktive Ausführung von Bauteilen zur Verfügung.

2.5 Schlussfolgerungen

Die Forschungsarbeiten an kontinuierlichen Verbundmitteln wurden in den letzten etwa 20 Jahren in Deutschland verstärkt vorangetrieben. Umfangreiche Untersuchungen liegen vor allem im Bereich des konventionellen Verbundbaus unter Einsatz von normalfestem Beton vor (*Wurzer 1997, Zapfe 2001*). Je nach Verbundmittelgeometrie treten die Versagensarten Betonabscheren, Betonausbruch und Stahlversagen auf. Die Versagensform Spalten wird im Allgemeinen durch das Anordnen einer Querbewehrung verhindert. Das Kriterium der Teilflächenpressung wird vor allem in den neueren Arbeiten (*Seidl 2009, Heinemeyer 2011*) nicht als eigenständiges Versagenskriterium aufgenommen. Der Einsatz von höherfesten Betonen zeigt kein grundsätzlich abweichendes Verhalten der Verbundmittel, sondern kann über Erweiterungen der bestehenden Bemessungskonzepte in das Anwendungsspektrum integriert werden.

Für das neu entwickelte Verbundmittel „Stahlschar“, das in miniaturisierten Verbundkonstruktionen mit Betongurten aus UHPC mit wenigen Zentimetern Dicke eingesetzt werden soll, wurden Tragmechanismen ähnlich denen von Betondübeln erwartet. Die Lasten werden am Fuß des Verbundmittels übertragen und erzeugen im Stahlschar sowie im Beton zwischen den Scharen Beanspruchungen, die Versagensformen in Anlehnung an große Betondübel hervorrufen können. Aus diesem Grund war die eingehende Betrachtung der dokumentierten Tragmechanismen und bestehenden Bemessungskonzepte als Basis für die eigenen Untersuchungen unerlässlich.

3 Experimentelle Untersuchungen zum Längsschubtragverhalten

3.1 Werkstoffe

3.1.1 Beton

Für die durchgeführten Versuche wurde eine UHPC-Rezeptur aus dem Schwerpunktprogramm SPP 1182 verwendet. Der Mischungsentwurf M3BS mit einem Größtkorn von 2 mm wurde vom Fachgebiet Werkstoffe des Bauwesens und Bauchemie der Universität Kassel (Koordination des SPP 1182) zur Verfügung gestellt (SPP 1182). Es wurden mit Ausnahme des Sandes Ausgangsstoffe verwendet, welche gleich mit den an der Universität Kassel eingesetzten waren. Lediglich der Basaltsand mit Größtkorn 2 mm wurde aus einem lokalen Steinbruch bezogen. Es wurde aber darauf geachtet, Sand mit einer Sieblinie zu beziehen, welche der in Kassel genutzten möglichst gut entsprach. Aus Gründen einer guten Duktilität des Betons für Biegezugbeanspruchungen wurde ein Fasergehalt von 1,5Vol% für den Referenzbeton gewählt. Bei allen Versuchskörperbetonagen wurden auch Probekörper zur Bestimmung der Festbetoneigenschaften hergestellt. Hierbei handelte es sich um Würfel mit einer Kantenlänge von 100 mm für die Druckfestigkeitsprüfung, Zylinder mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 300 mm für die Prüfung von E-Modul und Druckfestigkeit sowie Prismen mit einer Länge von 160 mm und einem quadratischen Querschnitt von 40 mm x 40 mm zur Prüfung der Biegezugfestigkeit. Die Probekörper wurden zusammen mit den Versuchskörpern unter denselben Bedingungen gelagert und die Festigkeiten nach *DIN EN 12390-3 2009* und *DIN EN 196-1 2005* am Tag der Versuchsdurchführung bestimmt.

Für den zu Vergleichszwecken eingesetzten normalfesten Beton wurde ein handelsüblicher Estrichbeton (Festigkeitsklasse C20/25) mit einem Größtkorn von 8 mm genutzt. Die Festbetoneigenschaften wurden mit den gleichen Probekörpern wie bei den Versuchen mit UHPC bestimmt.

In Tab. 3-1 sind die Mittelwerte der Festbetoneigenschaften für die Betonmischungen der einzelnen Versuchsserien zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung aufgeführt.

Versuchs- serie	Beton	Druckfestigkeit Würfel [N/mm ²]	E-Modul Zylinder [N/mm ²]	Druckfestigkeit Zylinder [N/mm ²]	Biegezug- festigkeit [N/mm ²]
A	UHPC	132,0	-	-	-
B	UHPC	128,1	-	-	13,9
C	UHPC	129,0	-	-	15,5
D	UHPC	131,2	39500	121,1	10,0
E	UHPC	138,8	38000	128,0	16,1
E	Normalbeton	29,0	18800	23,9	4,5
F	Normalbeton	35,1	19300	26,1	6,2

Tab. 3-1: Festbetoneigenschaften der Push-out-Versuchsserien

3.1.2 Stahlblech

In den experimentellen Untersuchungen wurde als Referenz Stahlblech mit einer Dicke von 2 mm der Güte S320GD verwendet. Stahlblech dieser Güte ist den Stählen für die Anwendung im Bauwesen nach *DIN EN 10346 2009* zuzuordnen. Derartige Stähle werden insbesondere dort angewandt, wo eine gute Kaltverformbarkeit bei gleichzeitig hoher Festigkeit benötigt wird. Typische Anwendungsgebiete sind Trapezprofile für den Einsatz in Dach- oder Fassadenkonstruktionen oder Profilbleche für Verbunddecken. Da für die Herstellung der Stahlscharen ebenfalls eine hinreichende Kaltverformungseignung nötig ist, sollte auf diese Stähle zurückgegriffen werden. Für das Forschungsprojekt konnte nur Blech der Güte S320GD in den Dicken 2 mm und 3 mm in kleinen Mengen bezogen werden. Für vergleichende Untersuchungen wurde daher auch handelsübliches Blech geringerer Güte eingesetzt.

Die Festigkeitseigenschaften der Stahlbleche wurden mittels Zugproben nach *DIN EN 10002-1 2001* bestimmt und sind in Tab. 3-2 aufgeführt. Die zugehörigen technischen Spannungs-Dehnungs-Kurven können Anhang A-1 entnommen werden.

Stahlgüte	Blechedicke t [mm]	Versuche	mittlere Streckgrenze f_y [N/mm ²]	mittlere Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]
S320	2	A-1 bis A-3, B-1 bis B-6, C-1, C-2, C-4, C-5, D-1 bis D-5	378	429
S320	3	C-3, D-6 bis D-9	387	444
S235	2	B-7, C-2, E-1 bis E-6, T-1, T-2, T-4 bis T-6	225	314
S235	4	E-7 bis E-9, T-3	316	405

Tab. 3-2: Mittlere Festigkeitseigenschaften der verwendeten Stahlbleche

3.1.3 Betonstahl

In einem Teil der Push-out-Versuche sowie in den Trägerversuchen kam eine Stabbewehrung mit einem Durchmesser von 6 mm zum Einsatz. Aufgrund der geringen Betondeckungen und der damit gegebenenfalls verbundenen höheren Korrosionsgefahr wurde hierbei auf Edelstahlbewehrung zurückgegriffen.

mittlere Streckgrenze f_s [N/mm ²]	mittlere Zugfestigkeit $f_{s,u}$ [N/mm ²]
625	678

Tab. 3-3: Mittlere Festigkeitseigenschaften der verwendeten Edelstahlbewehrung

3.2 Dehnungsmessungen

Der Herstellprozess der Stahlschare sieht zunächst ein Ausschneiden von rechteckigen Zähnen an der oberen Kante eines Stahlblechs vor. Dies wurde für die Versuchsbleche in der universitätseigenen Metallwerkstatt mittels einer Plasma-Brennschneidmaschine bewerkstelligt. Die Verdrehung der Zähne an ihrer Spitze um einen Winkel von 90° erfolgte manuell unter Einsatz eines individuell angefertigten Aufsatzes, der den obersten Teil eines Stahlzahns umschließt und mit diesem die Verdrehung aufgebracht werden konnte. Mit diesem Verfahren konnten Stahlschare mit einer Breite von bis zu 15 mm und einer Blechdicke von bis zu 4 mm hergestellt werden. Bei einer Breite von 20 mm endete die Machbarkeit bei einer Blechdicke von 3 mm, wobei hier nur noch eine Verdrehung von 45° ausgeführt werden konnte. Dieser Fertigungsprozess ist auch maschinell realisierbar, um für die Produktion größerer Stückzahlen eine höhere Herstellgeschwindigkeit, -genauigkeit und damit eine Steigerung der Wirtschaftlichkeit sicherzustellen.

Bei dem Verdrehvorgang treten im Fußbereich der Schare konzentriert hohe Dehnungen auf, welche die Eigenschaften beim Einsatz als Verbundmittel in Beton beeinflussen. Insbesondere führen die Vordehnungen zu einer erhöhten Streckgrenze sowie zu einer geringeren Restdehnfähigkeit, die sich auf die Duktilität des Verbundmittels auswirkt. Mit Hilfe eines optischen Messverfahrens konnten diese Dehnungen an der Oberfläche des Schars gemessen werden. Hierfür wurden in Zusammenarbeit mit dem Lehrstuhl Messtechnik und Sensorik des Fachbereichs Maschinenbau der TU Kaiserslautern Messungen mit dem Verfahren der Grauwertkorrelation durchgeführt. Die Methode der Grauwertkorrelation (englische Bezeichnung "digital image correlation", abgekürzt DIC) ist ein effektives optisches Feldmessverfahren, um Dehnungen an Bauteiloberflächen zu erfassen. Es eignet sich zur berührungslosen Messung von zwei- und dreidimensionalen Verformungen und Dehnungen in einem Bereich von 0,05% bis zu mehreren 100%. Die betrachteten Bauteile können dabei sowohl statischer als auch dynamischer Beanspruchung unterliegen. Auf die Objekt Oberfläche muss vor der Versuchsdurchführung ein optisch gut kontrastierendes Grauwertmuster aufgebracht werden, das der Verformung des Versuchskörpers zu folgen vermag. Das Bauteil wird dann mit einer (2D) oder zwei (3D) CCD-Kameras (charge-coupled device) vor und während der Belastung aufgenommen.

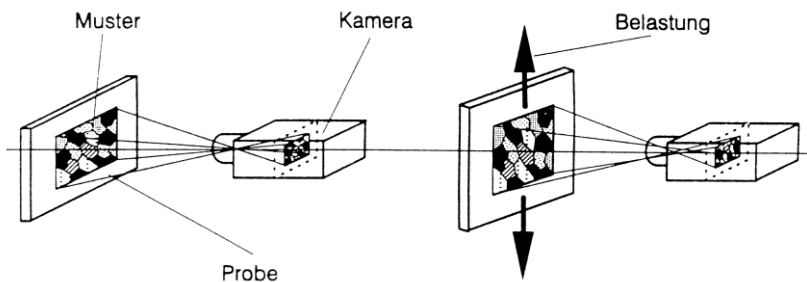


Abb. 3-1: Messprinzip der Grauwertkorrelation (2D) (aus Stelzer 2008)

Aus der digitalen Aufzeichnung der Bildpunkte im unverformten Zustand sowie unter Last lassen sich mit Hilfe spezieller Bildverarbeitungsprogramme aus den Differenzen der Koordinatenpaare der Verschiebungsvektor und damit das Verformungsfeld ermitteln.

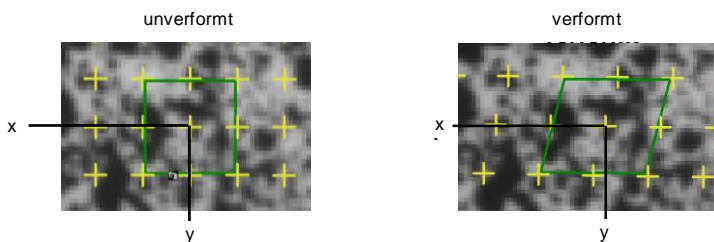


Abb. 3-2: Veränderung der Bildkoordinaten auf einem Grauwertmuster (aus *Stelzer 2008*)

Die tangentielle Dehnungsverteilung auf der Bauteiloberfläche wird aus der Differenzierung des Verschiebungsfelds gewonnen. Die Dehnungsauflösung des Systems ist konstant und hängt von der gewählten Größe der Messfelder ab. Übliche Messfeldgrößen liegen hierbei zwischen 10 mm² und 2 m², die realisierbare Verschiebungsauflösung beträgt 0,1 bis 20 µm.

Die Geometrie der Schare, an denen die Dehnungsverteilungen gemessen wurden, entsprach der Referenzgeometrie 15 mm x 20 mm (Breite x Höhe) bei einer Blechdicke von 2 mm, welche auch in den Push-out-Versuchen verwendet wurde. Zur Messung der Dehnungen aus dem Verdrehprozess wurde der Schargrund (vgl. Abb. 1-3) mittels zweier Kameras über seine gesamte Breite von 15 mm betrachtet, für den die höchste Beanspruchung zu erwarten war. Eine Messung der Bildkoordinaten wurde im unverformten Zustand sowie nach der Verdrehung um einen Winkel von 90° vorgenommen. Bei der vorliegenden Feldgröße von 20 mm lag die Auflösung bei 0,2 µm und es konnte eine Dehnungsauflösung von 0,1% erreicht werden. Die Schwierigkeit bei der Versuchsdurchführung lag in der geringen Feldgröße der Messung und der dadurch bedingten hohen Empfindlichkeit der Kameraeinrichtung gegenüber Vibrationen. Darüber hinaus verursachte das aufgrund der Verdrehung hohe Maß an Verformung aus der Bildebene hinaus Probleme mit der Tiefenschärfe und damit einen Ausfall der Koordinatenaufzeichnung in diesen Bereichen. Abb. 3-3 zeigt das aufbereitete Ergebnis einer verwertbaren Messung.

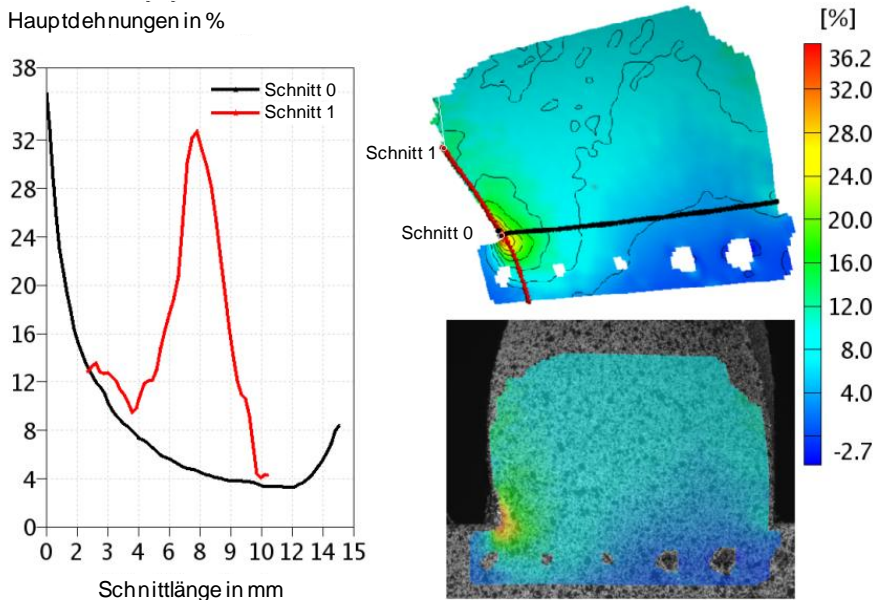


Abb. 3-3: Gemessene Verteilung der 1. Hauptdehnungen aus dem Verdrehvorgang

Auf der rechten unteren Seite ist die Kontur des Stahlschars dargestellt, überlagert mit den ersten Hauptdehnungen als Farbkonturplot. Darüber sind nochmals die Dehnungen zusammen mit einer Eintragung der Schnittlinien abgebildet, für die auf der linken Seite die Dehnungsverläufe aufgetragen sind. Die Fehlstellen im unteren Bereich des Dehnungsplots stammen nicht von einem Fehler bei der Messung, sondern sind auf die punktuelle Beschädigung des Grauwertmusters aufgrund der Einspannung der Probe in den Schraubstock für das Aufbringen der Verdrehung zurückzuführen.

Die maximalen Oberflächendehnungen traten erwartungsgemäß an den unteren Eckbereichen der Schare auf und betragen zwischen 35% und 40%. Die Dehnungen nehmen über die Blechdicke gesehen rasch ab, da auf der gegenüberliegenden Seite eine Biegedruckbeanspruchung vorliegt.

Die hohen lokalen Vordehnungen im Fußbereich der Schare deuteten jedoch bereits darauf hin, dass ein mögliches Stahlversagen der Verbundmittel in Beton an genau diesen Stellen seinen Ursprung haben und dort der Rissbeginn stattfinden würde. Diese Annahme wurde in den Push-out-Versuchen bestätigt, in denen Stahlversagen maßgebend war (siehe Kap. 3.4).

Die Dehnungsmessungen mittels Grauwertkorrelation dienten daneben als Vergleich für die numerischen Untersuchungen des Verdrehvorgangs (siehe Kap. 4.2).

3.3 Reibungsversuche

3.3.1 Versuchskörpergeometrie und Herstellung

Zur Formulierung der trockenen Reibung zwischen festen Körpern wird das Coulomb'sche Reibmodell genutzt. Die Gleitreibung ist direkt proportional zur Anpresskraft zwischen den beiden Körpern und nahezu unabhängig von der Geschwindigkeit und der Größe der geometrischen Kontaktfläche, da die reale Kontaktfläche auf mikroskopischer Ebene zu betrachten und daher sehr viel kleiner ist.

$$F_R = \mu \cdot F_N \quad (3-1)$$

mit F_R	Reibungskraft
μ	Reibungskoeffizient
F_N	Normalkraft

Da zu erwarten war, dass Reibungskräfte einen nennenswerten Anteil an der Übertragung der Längsschubkräfte in der Verbundfuge haben, wurden Reibungsversuche zur experimentellen Bestimmung des Reibbeiwerts μ zwischen Stahlblech und Beton durchgeführt. Hierzu wurden Versuchskörper der Abmessungen von 110 mm x 100 mm x 300 mm (Breite x Höhe x Länge) mit einem mittig eingestellten Stahlblech betoniert.

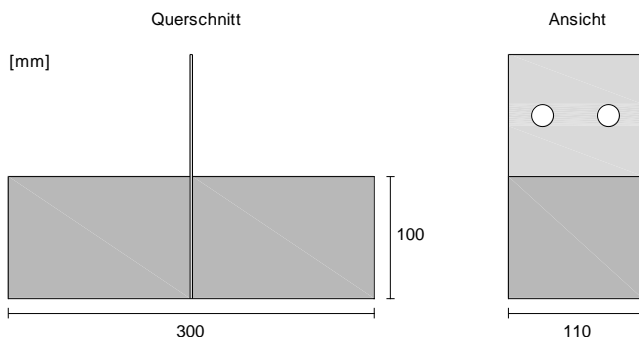


Abb. 3-4: Abmessungen eines Reibungsversuchskörpers

Die Schalungskörper wurden mit den vormontierten Blechen auf dem Rütteltisch mit Beton befüllt und verdichtet.

3.3.2 Versuchsparameter und Versuchsdurchführung

In den Reibungsversuchen wurden Bleche der Güte S320 und UHPC nach dem Mischungsentwurf M3BS eingesetzt. Die Festigkeitseigenschaften der Werkstoffe wurden für die Bestimmung des Reibbeiwertes nicht benötigt und wurden daher nicht gesondert überprüft. Die untersuchten Parameter der Reibungsversuche sind in Tab. 3-4 zusammengefasst.

Versuch	Blechdicke t_s [mm]	Fasergehalt [Vol%]	Kontaktfläche
R-1 bis R-3	2	1,5	unbehandelt
R-4 bis R-6	2	0	unbehandelt
R-7 bis R-8	3	1,5	unbehandelt
R-9 bis R-11	2	1,5	geölt

Tab. 3-4: Versuchsparameter der Reibungsversuche

Da ein Druckversuch aufgrund der Beulgefahr der dünnen Bleche nicht geeignet war, wurden die Reibungsversuche als Zugversuche ausgeführt. Hierfür wurde mittels hydraulischer Pressen ein definierter Querdruck auf die Prüfkörper aufgebracht und anschließend weggesteuert das Stahlblech herausgezogen, bis die aufgebrachte Zugkraft bei zunehmender Verschiebung einen konstanten Wert erreichte. Dieses Vorgehen wurde je Versuchskörper in mehreren Laststufen durchgeführt. Die aufgebrachten Kräfte wurden mit Hilfe von Kraftmessdosen aufgezeichnet.

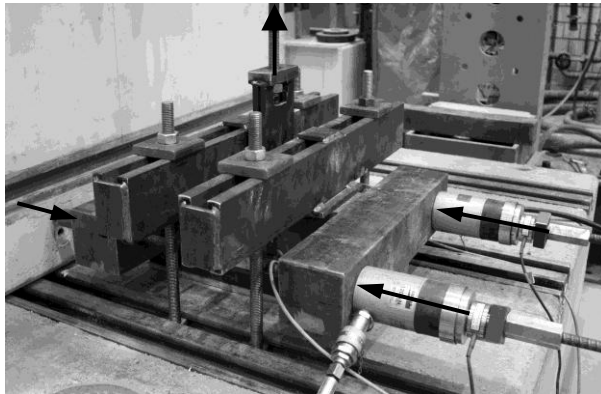


Abb. 3-5: Versuchsaufbau eines Reibungsversuchs

3.3.3 Versuchsergebnisse

Zur Bestimmung der Reibbeiwerte wurde für jede Laststufe das Verhältnis der aufgebrachten Lasten gebildet.

$$\mu = \frac{Z}{2 \cdot D} \tag{3-2}$$

mit Z Zugkraft
 D Querdruckkraft

Der gemessene Mittelwert der Reibungskoeffizienten ist in Tab. 3-5 für jeden Versuchskörper aufgeführt. Der Reibbeiwert war erwartungsgemäß einer hohen Streuung unterworfen. Es konnten jedoch bei Betrachtung aller Einzelwerte keine eindeutigen Unterschiede aufgrund Fasergehalt, Blechdicke oder Oberflächenbehandlung festgestellt werden.

Versuch	mittlerer Reibbeiwert	Versuch	mittlerer Reibbeiwert	Versuch	mittlerer Reibbeiwert
R-1	0,51	R-5	0,49	R-9	0,36
R-2	0,47	R-6	0,51	R-10	0,48
R-3	0,44	R-7	0,45	R-11	0,40
R-4	0,47	R-8	0,48		

Tab. 3-5: Gemessene Reibbeiwerte der Reibungsversuche

Daher wurde der Mittelwert aus allen Versuchen, welcher sich zu

$$\mu = 0,44 \tag{3-3}$$

berechnete, für die Auswertungen der Push-out-Versuche und die numerische Simulation herangezogen.

3.4 Push-out-Versuche

3.4.1 Versuchskörpergeometrie und Herstellung

Der Push-out-Versuch zur Ermittlung der Last-Verformungs-Charakteristik eines Verbundmittels, für das die Bemessungsregeln nach *DIN EN 1994-1-1 2006* keine Anwendung finden, ist in *DIN EN 1994-1-1 2006*, Anhang B.2 geregelt. Die angegebene Geometrie der Versuchskörper entspricht den Abmessungen für Verbundträger und Verbundmittel gebräuchlicher Dimensionen für die Verwendung von normalfestem Beton. Aus diesem Grund wurde die Geometrie für die Push-out-Versuche mit den Stahlscharen auf die geplanten Maße für filigrane Verbundträger reduziert. Die Betongurte wiesen eine Dicke von 30 mm auf. Breite und Höhe der Betongurte entsprachen mit 360 mm x 250 mm in etwa der Größe eines DIN A3-Blattes. Das Stahlblech wurde auf jeder Seite mit drei Scharen mit definierten Zwischenabständen versehen. In Richtung der Lasteinleitung wurden Steifen angeordnet, um ein vorzeitiges Stegbeulen zu verhindern. Unter den Unterkanten des Stahlblechs wurden Aussparungen vorgesehen, um sicherzustellen, dass die Längsschubkraft ausschließlich über die Verbundmittel übertragen wird.

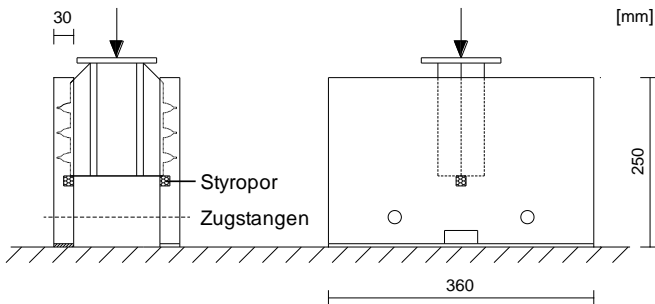


Abb. 3-6: Querschnitt und Ansicht eines Push-out-Versuchskörpers

Darüber hinaus wurden die Betongurte in der Nähe des Auflagers mit zwei Zugstangen verbunden, um auftretende Horizontalkräfte aufzunehmen. Die Auflagerung der Versuchskörper erfolgte auf Elastomerstreifen.

Die Betonage erster Versuchskörper in der Vorversuchsserie A erfolgte zunächst gemäß der Vorgabe aus *DIN EN 1994-1-1 2006* liegend. Da die Verdichtung auf einem Rütteltisch erfolgen musste, musste eine transportable Schalung erstellt und zunächst der erste Betongurt hergestellt werden. Nach einer Erhärtungszeit von mehreren Tagen wurde die Versuchskörperhälfte gedreht, an der Schalung des zweiten Betongurts befestigt und dieser betoniert.



Abb. 3-7: Schalung eines Push-out-Versuchskörpers für liegende Betonage

Diese Vorgehensweise wies jedoch Problematiken auf, die dazu führten, dass der Herstellungsprozess modifiziert wurde. Bei einem Teil der Versuchskörper zeigten sich Längsrisse im zuerst gefertigten Betongurt entlang der Blechachse, welche aus der mechanischen Beanspruchung aus dem Verdichtungsprozess in Kombination mit der noch geringen Festigkeit des Betons resultierten. Diese Risse traten selbst bei einem Abstand der Betonagen von 7 Tagen noch auf. Die beiden Betongurte eines Push-out-Körpers bestanden zudem aus verschiedenen Betonchargen mit unterschiedlichem Betonalter. Daher wurde entschieden, für die Herstellung der weiteren Versuchskörper auf eine stehende Betonage umzustellen. Die Vorteile hierbei waren ein geringerer Schalungsaufwand, die mehrmalige Verwendbarkeit der Schalung sowie die Betonage der Versuchskörper aus einer Charge mit anschließend ungestörter Aushärtung bis zum Versuchszeitpunkt.

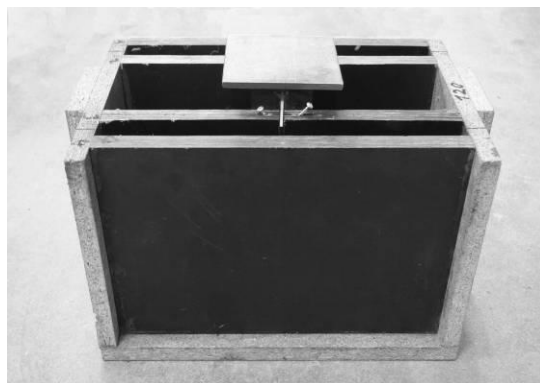


Abb. 3-8: Schalung eines Push-out-Versuchskörpers für stehende Betonage

3.4.2 Versuchsparameter und Versuchsdurchführung

In insgesamt sechs Push-out-Versuchsserien mit 38 Einzelversuchen wurden verschiedene Parameter geprüft. Als Referenzkonfiguration wurde nach Durchführung der Vorversuchsserie A ein Versuchskörper mit einem Stahlblech S320GD der Dicke 2 mm festgelegt. Die Abmessungen der Schare betragen hierbei 15 mm x 20 mm (Breite x Höhe) mit einem Zwischenabstand von 15 mm. Diese Geometrie gewährleistet eine effektive Herstellung der Stahlbleche, da mit einem Brennschnitt zwei Stahlprofile gefertigt werden können. Die Betongurte wiesen eine Dicke von 30 mm auf und wurden auf Grundlage der Mischung M3BS des SPP 1182 mit 1,5 Vol% Stahlfasern ohne Anordnung einer zusätzlichen Bewehrung hergestellt. In weiteren Versuchskörpern wurden Geometrie und Abstände der Schare sowie Blechdicke und Betonfestigkeit variiert. Die Parameter der einzelnen Versuche in den jeweiligen Versuchsserien können Tab. 3-6 entnommen werden.

Versuch	Geometrie Schar (b _s /h _s [mm])	Abstand Schare (d [mm])	Blechdicke (t _s [mm])	Stahlgüte	Beton	Beschreibung (im Vergleich zur Referenzkonfiguration)
A-1	15/20	22,5	2	S320	UHPC	größere Abstände
A-2	15/20	10	2	S320	UHPC	geringere Abstände
A-3	20/20	15	2	S320	UHPC	breitere Schare
B-1	15/20	15	2	S320	UHPC	Referenz
B-2	15/20	5	2	S320	UHPC	geringere Abstände
B-3	15/20	10	2	S320	UHPC	geringere Abstände
B-4	15/20	15	2	S320	UHPC	Referenz
B-5	15/20	15	2	S320	UHPC	Schare im Fußbereich nicht verdreht
B-6	15/20	15	2	S320	UHPC	Verdrehung um 45°
B-7	15/20	15	2	S235	UHPC	geringere Stahlgüte
C-1	15/20	15	2	S320	UHPC	Referenz
C-2	15/20	15	2	S235	UHPC	geringere Stahlgüte
C-3	15/20	15	3	S320	UHPC	dickeres Blech
C-4	15/15	15	2	S320	UHPC	niedrigere Schare
C-5	15/20	-	2	S320	UHPC	1 Schar ohne Betondeckung
D-1	15/20	15	2	S320	UHPC	Referenz
D-2	20/20	15	2	S320	UHPC	breitere Schare
D-3	15/20	10	2	S320	UHPC	geringere Abstände
D-4	15/20	5	2	S320	UHPC	geringere Abstände
D-5	15/20	15	2	S320	UHPC	Schare nicht verdreht
D-6	15/20	15	3	S320	UHPC	dickeres Blech, mit Bewehrung
D-7	20/20	15	3	S320	UHPC	dickeres Blech, breitere Schare, mit Bewehrung

D-8	15/20	10	3	S320	UHPC	dickeres Blech, geringere Abstände, mit Bewehrung
D-9	15/20	5	3	S320	UHPC	dickeres Blech, geringere Abstände, mit Bewehrung
E-1	15/20	15	2	S235	NB	geringere Stahlgüte, Normalbeton (NB)
E-2	15/20	15	2	S235	NB	geringere Stahlgüte, Normalbeton (NB)
E-3	15/20	15	2	S235	NB	geringere Stahlgüte, Normalbeton (NB)
E-4	15/20	15	2	S235	UHPC	geringere Stahlgüte
E-5	15/20	15	2	S235	UHPC	geringere Stahlgüte
E-6	15/20	15	2	S235	UHPC	geringere Stahlgüte
E-7	15/20	15	4	S235	UHPC	geringere Stahlgüte, dickeres Blech
E-8	15/20	15	4	S235	UHPC	geringere Stahlgüte, dickeres Blech
E-9	15/20	15	4	S235	UHPC	geringere Stahlgüte, dickeres Blech
F-1	15/20	15	2	S320	NB	Normalbeton (NB)
F-2	15/20	15	2	S320	NB	Normalbeton (NB)
F-3	15/20	10	2	S320	NB	Normalbeton (NB), geringere Abstände
F-4	15/15	5	2	S320	NB	Normalbeton (NB), geringere Abstände
F-5	15/20	15	3	S320	NB	Normalbeton (NB), dickeres Blech

Tab. 3-6: Versuchsparameter der Push-out-Serien A (Vorversuche) bis F

In den Versuchskörpern D-7 bis D-9 sowie in den Körpern der Versuchsserien E und F wurde unterhalb der untersten Schare jeweils ein Bewehrungsstab mit einem Durchmesser von 6 mm als Querbewehrung angeordnet, um ein vorzeitiges Versagen bei Längsrisssbildung zu verhindern.

Die Versuchsdurchführung der Push-out-Versuche orientierte sich an den Vorgaben aus *DIN EN 1994-1-1 2006*. Die Belastung wurde weggeregelt über das Stahlblech mit einer Zylindergeschwindigkeit von 0,3 mm/min aufgebracht und über eine Kraftmessdose aufgezeichnet. In den Serien A, B, C und F (außer F-2) wurden aufgrund der noch unbekanntesten Höchstlasten keine Lastwechsel ausgeführt. In den Serien D und E (außer E-1, E-4 sowie E-7) wurden je 25 Lastwechsel zwischen 5% und 40% der erwarteten Maximallast als Unter- bzw. Oberlast aufgebracht. Die Versuchskörper wurden mindestens so lange belastet, bis die Last 20% unter den erreichten Höchstwert abgefallen war. Der aufgetretene Schlupf wurde mit je zwei induktiven Wegaufnehmern pro Betongurt aufgezeichnet. Zusätzlich wurde das

Abheben der Betonplatten vom Stahlblech an ihrer Oberkante sowie auf Höhe der Zugstangen gemessen.

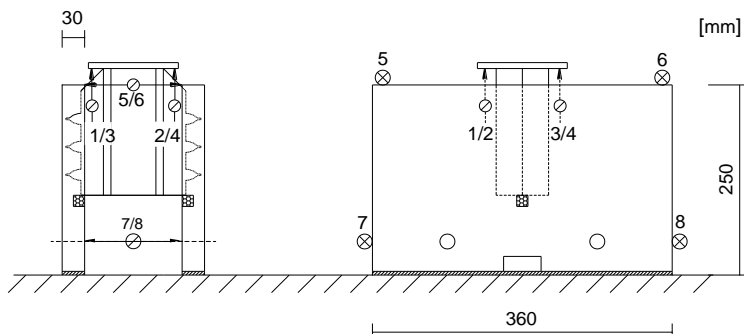


Abb. 3-9: Schema der angeordneten Wegaufnehmer eines Push-out-Versuchs

3.4.3 Versuchsergebnisse

3.4.3.1 Beobachtungen

Alle Push-out-Versuche, in denen ein Stahlblech der Dicke 2 mm in UHPC-Gurten getestet wurde, versagten durch Abscheren der Stahlschare im Fußbereich. Hierbei handelte es sich um die Versuchskörper der Serien A, B und C (außer C-3) sowie D-1 bis D-5 und E-4 bis E-6. Der Anriss trat im Bereich nahe der unteren Ecke auf, an der die Last vom Betongurt in das Schar eingeleitet wird und sich bei verdrehten Scharen die hohen Vordehnungen aus dem Verdrehprozess einstellen. Der Riss entwickelte sich entlang des Schargrunds, bis bei hohen Schlupfwerten ein vollständiger Abriss eintrat.

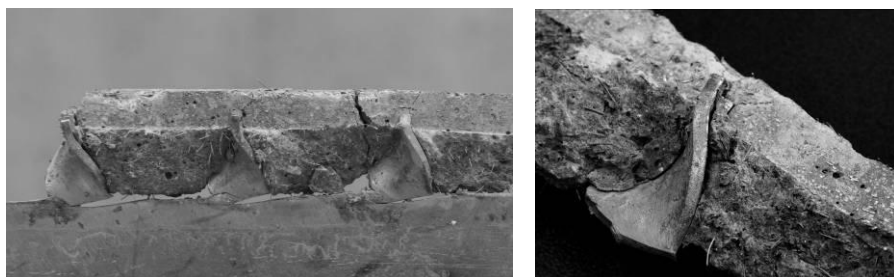


Abb. 3-10: abgescherte Stahlschare nach Push-out-Versuch

Bei diesen Versuchen zeigte sich keine Rissbildung im Betongurt. Bei einigen Versuchen bildeten sich nach Erreichen der Höchstlast oberflächliche Betonabplatzungen an der Innenseite der Betongurte aufgrund der hohen Stahlschubverformung (siehe Abb. 3-11). Diese waren jedoch nicht versagensmaßgebend, da sie erst bei hohen Schlupfwerten auf dem abfallenden Teil der Last-Schlupf-Kurve auftraten.



Abb. 3-11: oberflächliche Betonabplatzung eines Push-out-Versuchs

In den Push-out-Körpern mit Stahlblechen der Dicke 3 bzw. 4 mm entstanden zunächst Längsrisse entlang der Blechachsen (C-3, D-6 bis D-9 sowie E-7 bis E-9). Die aufgebrachte Last fiel dabei nur geringfügig oder überhaupt nicht ab. Das weitere Öffnen dieser Risse, welches zu einem vorzeitigen Versagen der Versuchskörper geführt hätte, wurde durch die angeordnete Querbewehrung wirksam verhindert. Die über die Stahlschare übertragbare Last konnte weiter gesteigert werden, bis das Versagen schließlich ebenfalls durch das Abscheren der Schare eintrat.

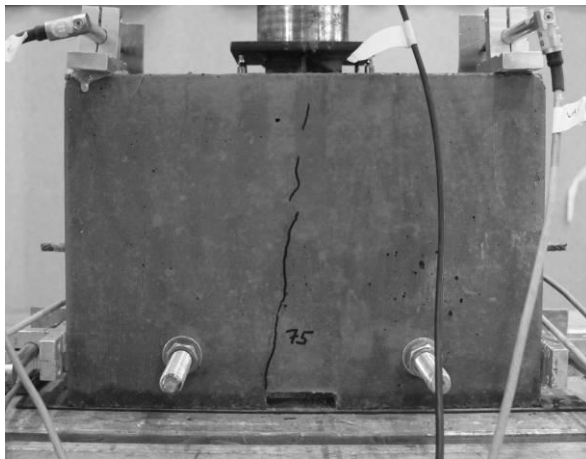


Abb. 3-12: Längsrissbildung eines Push-out-Versuchs mit 3 mm Blechdicke

Die Versuchskörper der Serie F sowie E-1 bis E-3 mit Betongurten aus normalfestem Beton zeigten dagegen einen abweichenden Versagensmechanismus. Zunächst bildeten sich Längsrisse entlang der Stegachsen und es trat ein deutlicher Lastabfall auf. Die eingelegte Querbewehrung unterband wiederum die weitere Öffnung der Risse. Im Anschluss konnte die Last gesteigert werden, bis sich mit Erreichen der Höchstlast schollenförmige Betonausbrüche an den Innenseiten im Bereich der

Schare bildeten und so das Versagen der Push-out-Körper eingeleitet wurde. Schließlich entstanden auch an den Außenseiten der Betongurte Ausbruchkegel.



Abb. 3-13: Betonausbruch auf der Innenseite eines Push-out-Versuchs mit Normalbeton

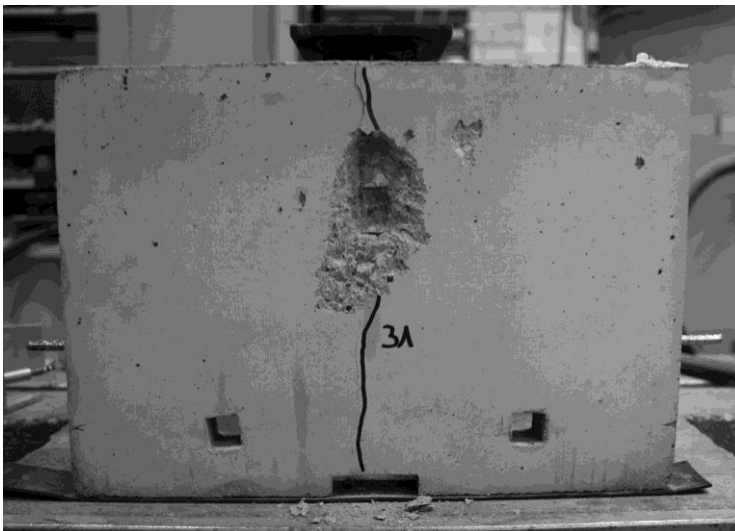


Abb. 3-14: Längsriß und Betonausbruch auf der Außenseite eines Push-out-Versuchs mit Normalbeton

Nach dem Zerlegen der Versuchskörper zeigten sich bei einer Blechdicke von 2 mm zusätzlich deutliche Verformungen der Stahlschare bis hin zu Anrissen im Fußbereich.

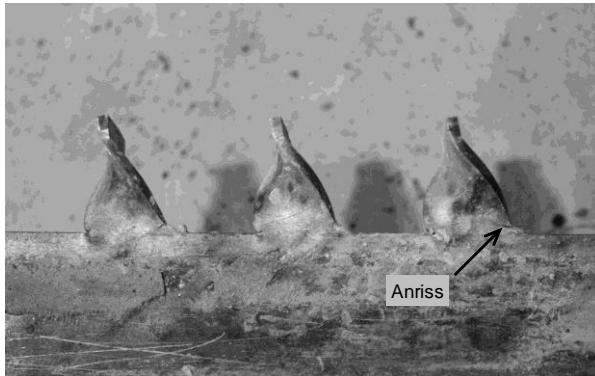


Abb. 3-15: Verformungen der Schare mit 2 mm Blechdicke bei Betonversagen

Der Versuchskörper F-5 mit 3 mm Blechdicke wies aufgrund der höheren Steifigkeit der Schare dagegen merklich geringere Verformungen und keine Anrisse auf.

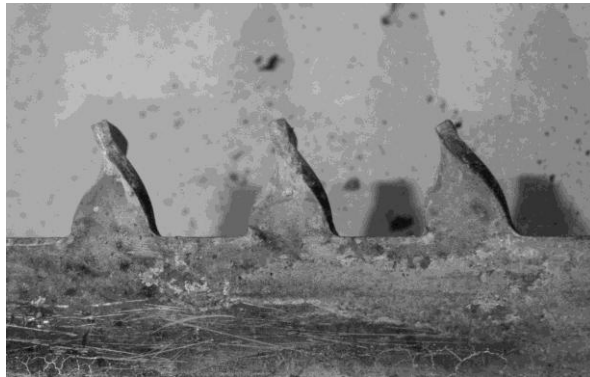


Abb. 3-16: Verformungen der Schare mit 3 mm Blechdicke bei Betonversagen

3.4.3.2 Lasten

Für die Ermittlung der Tragfähigkeiten je Schar wurde die Annahme getroffen, dass die Last gleichmäßig über alle Schare des Push-out-Körpers übertragen wird. Dieser Ansatz scheint aufgrund der geringen Gesamtlänge der Stahlscharleiste von maximal 112,5 mm gerechtfertigt und konnte in der numerischen Simulationsrechnung bestätigt werden (siehe Kap. 4.3). Daher wurde die jeweilige Versuchslast durch die Anzahl der eingesetzten Schare dividiert:

$$P_{\text{Schar}} = \frac{P_{\text{Test}}}{n} \quad (3-4)$$

mit P_{Test} Last im Versuch

n Anzahl der Schare im Versuchskörper ($n=6$)

Daneben wurden für die Beurteilung der absoluten Tragfähigkeiten die gemessenen Versuchslasten auf die Länge der eingesetzten Stahlscharleiste bezogen:

$$p_{\text{Schar}} = \frac{P_{\text{Test}}}{n \cdot (b_s + d)} \quad (3-5)$$

- mit P_{Test} Last im Versuch
 n Anzahl der Schare im Versuchskörper ($n=6$)
 b_s Breite eines Schars
 d Zwischenabstand der Schare

In der folgenden Tabelle sind die Parameter sowie die zugehörigen Versuchslasten der einzelnen Versuchsserien aufgelistet.

Versuch	Geometrie Schar (b_s/h_s [mm])	Abstand Schare (d [mm])	Blechdicke (t_s [mm])	Stahlgüte	Beton	Last/m p_{Schar} [kN/m]	Last/Schar P_{Schar} [kN]
A-1	15/20	22,5	2	S320	UHPC	322,3	12,09
A-2	15/20	10	2	S320	UHPC	435,7	10,89
A-3	20/20	15	2	S320	UHPC	322,4	13,70
B-1	15/20	15	2	S320	UHPC	370,2	11,11
B-2	15/20	5	2	S320	UHPC	527,9	10,56
B-3	15/20	10	2	S320	UHPC	438,9	10,97
B-4	15/20	15	2	S320	UHPC	370,2	10,63
B-5	15/20	15	2	S320	UHPC	355,7	10,67
B-6	15/20	15	2	S320	UHPC	342,4	10,27
B-7	15/20	15	2	S235	UHPC	313,3	9,40
C-1	15/20	15	2	S320	UHPC	330,6	9,92
C-2	15/20	15	2	S235	UHPC	275,6	8,27
C-3	15/20	15	3	S320	UHPC	516,6	15,50
C-4	15/15	15	2	S320	UHPC	373,7	11,21
C-5	15/20	-	2	S320	UHPC	-	8,94
D-1	15/20	15	2	S320	UHPC	337,0	10,11
D-2	20/20	15	2	S320	UHPC	391,0	13,68
D-3	15/20	10	2	S320	UHPC	417,5	10,44
D-4	15/20	5	2	S320	UHPC	501,7	10,03
D-5	15/20	15	2	S320	UHPC	341,7	10,25
D-6	15/20	15	3	S320	UHPC	565,9	16,98
D-7	20/20	15	3	S320	UHPC	614,0	21,49
D-8	15/20	10	3	S320	UHPC	678,1	16,95
D-9	15/20	5	3	S320	UHPC	800,9	16,02
E-1	15/20	15	2	S235	NB	180,2	5,41
E-2	15/20	15	2	S235	NB	186,5	5,59
E-3	15/20	15	2	S235	NB	185,9	5,58
E-4	15/20	15	2	S235	UHPC	313,0	9,39
E-5	15/20	15	2	S235	UHPC	283,5	8,51
E-6	15/20	15	2	S235	UHPC	311,5	9,34
E-7	15/20	15	4	S235	UHPC	709,1	21,27

E-8	15/20	15	4	S235	UHPC	713,4	21,40
E-9	15/20	15	4	S235	UHPC	727,3	21,82
F-1	15/20	15	2	S320	NB	296,2	8,89
F-2	15/20	15	2	S320	NB	291,6	8,75
F-3	15/20	10	2	S320	NB	322,2	8,06
F-4	15/20	5	2	S320	NB	373,0	7,46
F-5	15/20	15	3	S320	NB	393,1	11,79

Tab. 3-7: Versuchslasten der Push-out-Serien A (Vorversuche) bis F

Die nachfolgenden Tabellen Tab. 3-8 und Tab. 3-9 enthalten die Mittelwerte der Traglasten je m Scharleiste verschiedener Versuchskonfigurationen, um einen Vergleich zur Referenzkonfiguration bzw. zur Konfiguration S235 anzustellen. Hierfür wurden nur Konfigurationen herangezogen, von denen mindestens zwei Versuchskörper geprüft wurden.

Versuchskonfiguration	zugehörige Versuche	mittlere Tragfähigkeit [kN/m]	Abweichung zur Referenzkonfiguration [%]
Referenz	B-1, B-4, C-1, D-1	352,0	±0
Abstand d=10mm	A-2, B-3, D-3	430,7	+22
Abstand d=5mm	B-2, D-4	514,8	+46
Blechdicke t=3mm	C-3, D-6	541,3	+54
Stahlgüte S235	E-4, E-5, E-6, B-7, C-2	299,4	-15
Stahlgüte S235, Blechdicke t=4mm	E-7, E-8, E-9	716,6	+104
Normalbeton Serie E	E-1, E-2, E-3	184,2	-48
Normalbeton Serie F	F-1, F-2	293,9	-16,5

Tab. 3-8: Vergleich der Traglasten je m Scharleiste in Bezug auf die Referenzkonfiguration

Die Push-out-Versuche der Referenzkonfiguration wiesen im Mittel eine Traglast von 352 kN/m Stahlscharleiste auf. Die Verringerung der Zwischenabstände auf 10 mm bzw. 5 mm erhöhte die Traglast um 22% bzw. 46%. Die Erhöhung der Blechdicke auf 3 mm bewirkte eine Steigerung um 54%, wohingegen der Einsatz einer geringeren Stahlgüte die übertragbare Last um 15% reduzierte. Die Push-out-Versuche mit Gurten aus normalfestem Beton, bei denen Betonversagen maßgebend wurde, besaßen eine geringere Tragfähigkeit mit einem Rückgang von 16,5% bzw. 48% je nach erreichter Biegezugfestigkeit des Betons.

Die Push-out-Versuche mit der Stahlgüte S235, welche in Tab. 3-9 als Vergleichsbasis dienen, erreichten eine mittlere Traglast von 299,4 kN/m. Der Einsatz des dickeren Blechs mit 4mm Blechdicke erzielte eine um 139% höhere aufnehmbare Last. Bei den Versuchskörpern mit normalfestem Beton blieben die Höchstlasten sowohl hinter den Push-out-Versuchen mit Blechen der Güte S320 als auch mit Blechen der Güte S235 zurück.

Versuchskonfiguration	zugehörige Versuche	mittlere Tragfähigkeit [kN/m]	Abweichung zur Konfiguration S235 [%]
Stahlgüte S235	E-4, E-5, E-6, B-7, C-2	299,4	±0
Stahlgüte S235, Blechdicke t=4mm	E-7, E-8, E-9	716,6	+139
Normalbeton Serie E	E-1, E-2, E-3	184,2	-38
Normalbeton Serie F	F-1, F-2	293,9	-2

Tab. 3-9: Vergleich der Traglasten je m Scharleiste in Bezug auf Konfiguration S235

Eine vergleichbare Gegenüberstellung für die Traglasten je Schar ist in Tab. 3-10 aufgeführt.

Versuchskonfiguration	zugehörige Versuche	mittlere Tragfähigkeit [kN]	Abweichung zur Referenzkonfiguration [%]
Referenz	B-1, B-4, C-1, D-1	10,56	±0
Abstand d=10mm	A-2, B-3, D-3	10,77	+2
Abstand d=5mm	B-2, D-4	10,30	-2,5
Blechdicke t=3mm	C-3, D-6	16,24	+54
Stahlgüte S235	B-7, C-2, E-4, E-5, E-6	8,98	-15
Stahlgüte S235, Blechdicke t=4mm	E-7, E-8, E-9	21,50	+104
Normalbeton Serie E	E-1, E-2, E-3	5,53	-48
Normalbeton Serie F	F-1, F-2	8,82	-16,5

Tab. 3-10: Vergleich der Traglasten je Schar in Bezug auf die Referenzkonfiguration

Hierbei ist erkennbar, dass die Lasten der Versuche mit geringeren Zwischenabständen nur wenig von der Referenzlast abweichen. Dies ist zurückzuführen auf die Versagensart des Abscherens der Schare. Da die Distanz der Schare bzw. der in den Öffnungen enthaltene Beton hierauf keinen Einfluss hat, weisen die Traglasten etwa gleiche Werte auf. Die übrigen Parameter zeigen aufgrund von identischer Schargeometrie und Abständen dieselbe prozentuale Abweichung von der Referenzkonfiguration wie die Tragfähigkeiten je m Scharleiste.

Bei den Push-out-Versuchen mit Längsrisssbildung wurden jeweils die Erstrisslasten der beiden Betongurte bezogen auf ein Schar festgehalten. Diese sind in Tab. 3-11 zusammen mit der Angabe des verwendeten Betons sowie der endgültig aufgetretenen Versagensart aufgelistet.

Versuch	Beton	Risslast je Schar bei 1. Riss [kN]	Risslast je Schar bei 2. Riss [kN]	Versagensart
C-3	UHPC	14,1	14,1	Abscheren
D-6	UHPC	12,5	-	Abscheren
D-7	UHPC	bei Lastwechselln	18,3	Abscheren
D-8	UHPC	14,2	16,2	Abscheren
D-9	UHPC	12,5	-	Abscheren
E-1	NB	4,0	4,4	Betonausbruch
E-2	NB	5,5	4,5	Betonausbruch
E-3	NB	4,3	5,0	Betonausbruch
E-7	UHPC	15,5	17,0	Abscheren
E-8	UHPC	14,5	18,2	Abscheren
E-9	UHPC	12,7	16,8	Abscheren
F-1	NB	4,3	5,2	Betonausbruch
F-2	NB	bei Lastwechselln	5,3	Betonausbruch
F-3	NB	4,5	6,8	Betonausbruch
F-4	NB	4,6	5,6	Betonausbruch
F-5	NB	6,3	7,1	Betonausbruch

Tab. 3-11: Risslasten der Push-out-Versuche mit Längsrissbildung

Eine Auswertung und quantifizierbare Interpretation der Trag- und Risslasten wird in Kap. 3.4.3.5 vorgenommen.

3.4.3.3 Last-Schlupf-Verhalten

Mit Hilfe der angebrachten Messtechnik wurden die Last-Verformungs-Eigenschaften der Push-out-Versuchskörper aufgezeichnet. Aus den vier Wegaufnehmern zur Messung des vertikalen Schlupfs zwischen Betongurten und Stahlprofil wurde für die Ermittlung der Last-Schlupf-Kurven der arithmetische Mittelwert gebildet.

Für die Beurteilung der Traglasten bzw. der Tragmechanismen ist anstelle der Tragfähigkeit je m Scharleiste die absolute Traglast je Schar besser geeignet. Daher werden im Folgenden lediglich die Last-Schlupf-Diagramme bezogen auf jeweils ein Schar dargestellt. Die entsprechenden Diagramme mit den auf die Leistenlänge bezogenen Traglasten können Anhang A-2 entnommen werden.

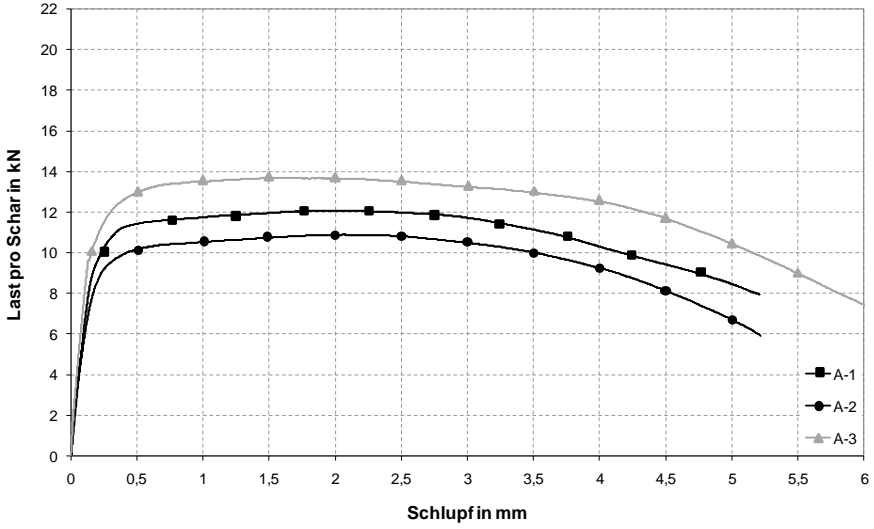


Abb. 3-17: Last-Schlupf-Kurven (je Schar) der Push-out-Serie A

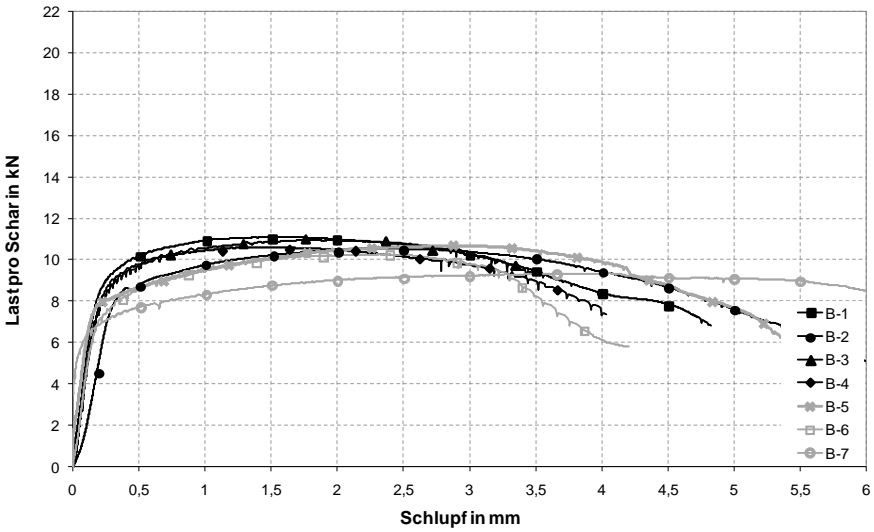


Abb. 3-18: Last-Schlupf-Kurven (je Schar) der Push-out-Serie B

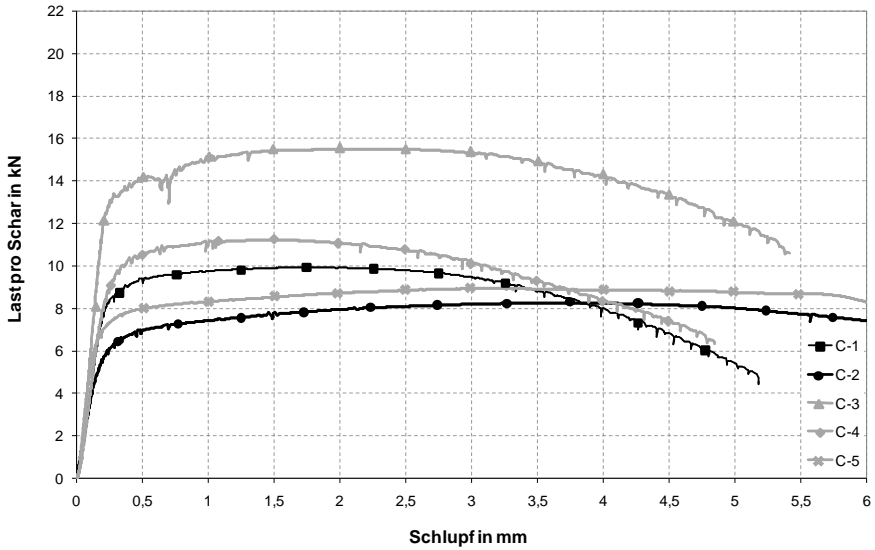


Abb. 3-19: Last-Schlupf-Kurven (je Schar) der Push-out-Serie C

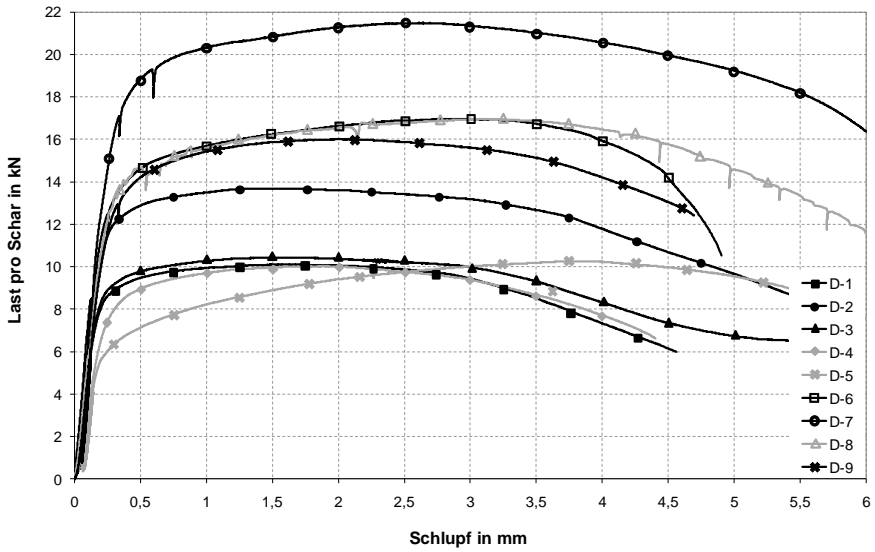


Abb. 3-20: Last-Schlupf-Kurven (je Schar) der Push-out-Serie D

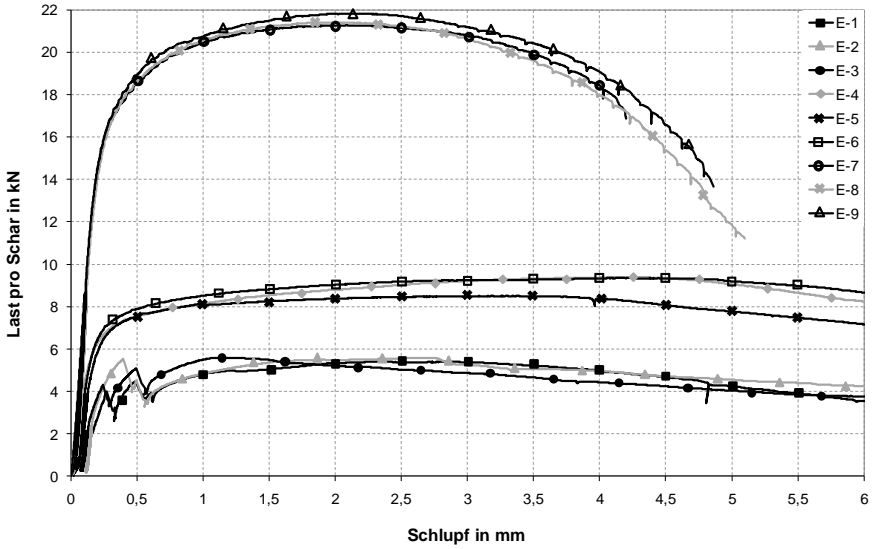


Abb. 3-21: Last-Schlupf-Kurven (je Schar) der Push-out-Serie E

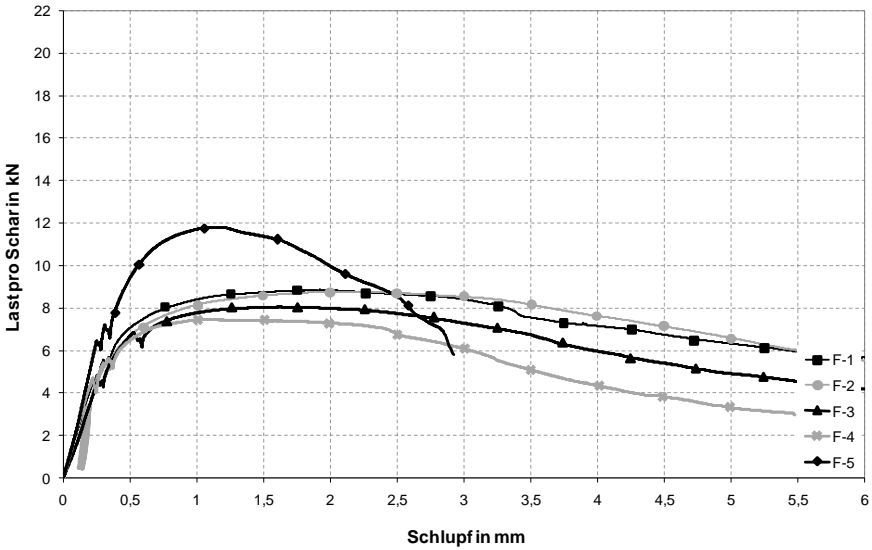


Abb. 3-22: Last-Schlupf-Kurven (je Schar) der Push-out-Serie F

Eine Bewertung der Last-Schlupf-Charakteristiken für die getesteten Parameter sowie deren Auswirkung auf die Bemessung der Verbundmittel erfolgt in Kap. 3.4.3.5.

3.4.3.4 Abhebemaß

Die horizontale Verschiebung des Betongurts relativ zum Stahlsteg wird als Abhebemaß bezeichnet. Dieses ist ein Maß für die Beurteilung der Fähigkeit eines Verbundmittels, Zugkräfte zu verankern. *DIN EN 1994-1-1 2006* schreibt vor, dass von einer ausreichend steifen und tragfähigen Verankerung ausgegangen werden kann, wenn im Push-out-Versuch die gemessene Abhebung bei 80% der erzielten Höchstlast weniger als die Hälfte des in Längsrichtung aufgetretenen Schlupfs beträgt. Das Abheben der Betongurte vom Stahlprofil soll möglichst nahe an den Verbundmitteln gemessen werden. In den durchgeführten Push-out-Versuchen wurde dies aufgrund der Platzverhältnisse durch eine Messung der Verschiebung der beiden Betonplatten gegeneinander an deren Oberkanten realisiert, das heißt 30 mm oberhalb der ersten Schare. Das Abhebemaß wurde durch eine Halbierung des gemessenen Wertes bestimmt. Die über dem Schlupf in Längsrichtung aufgetragene Abhebung für die durchgeführten Versuchsserien einschließlich des zu erfüllenden Kriteriums nach *DIN EN 1994-1-1 2006* ist in den folgenden Diagrammen dargestellt.

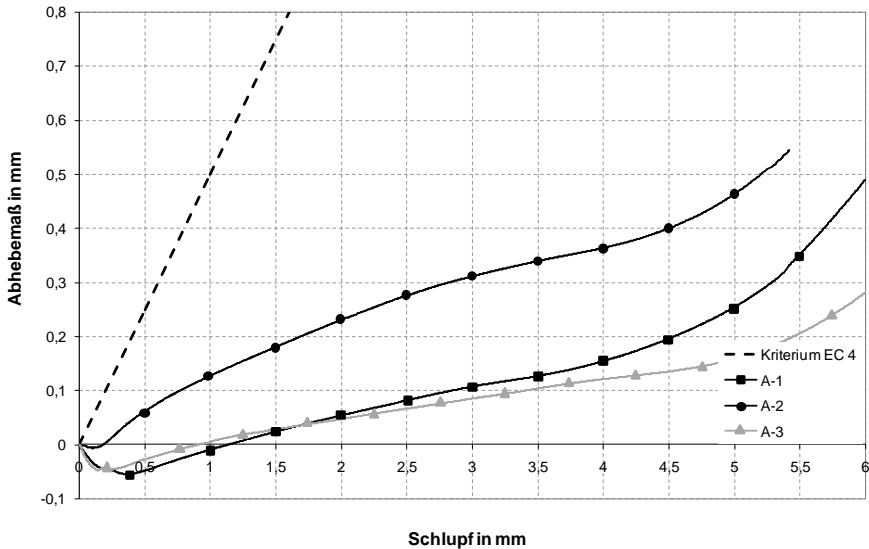


Abb. 3-23: Verlauf der Abhebungen der Push-out-Serie A

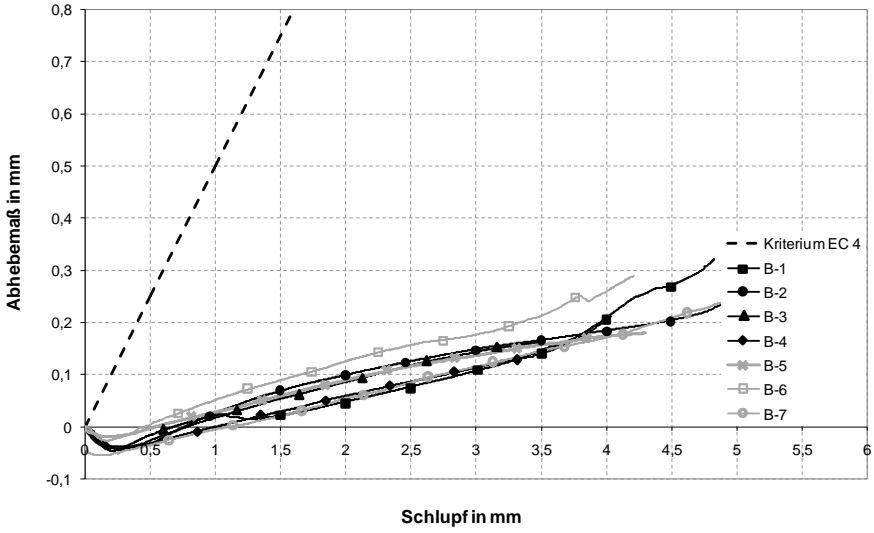


Abb. 3-24: Verlauf der Abhebungen der Push-out-Serie B

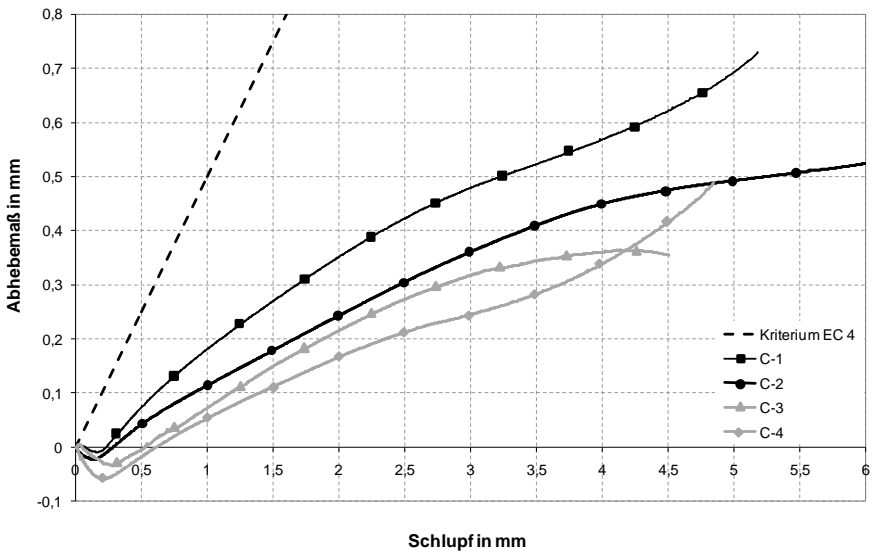


Abb. 3-25: Verlauf der Abhebungen der Push-out-Serie C

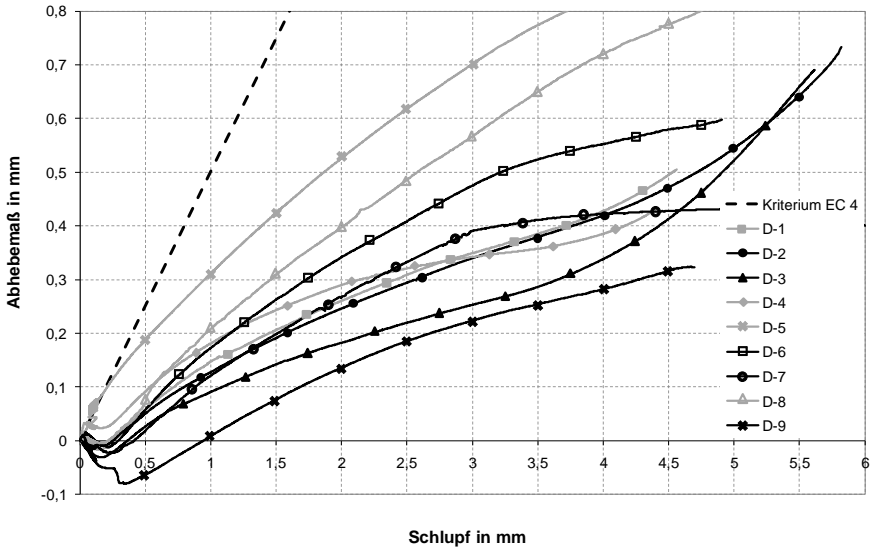


Abb. 3-26: Verlauf der Abhebungen der Push-out-Serie D

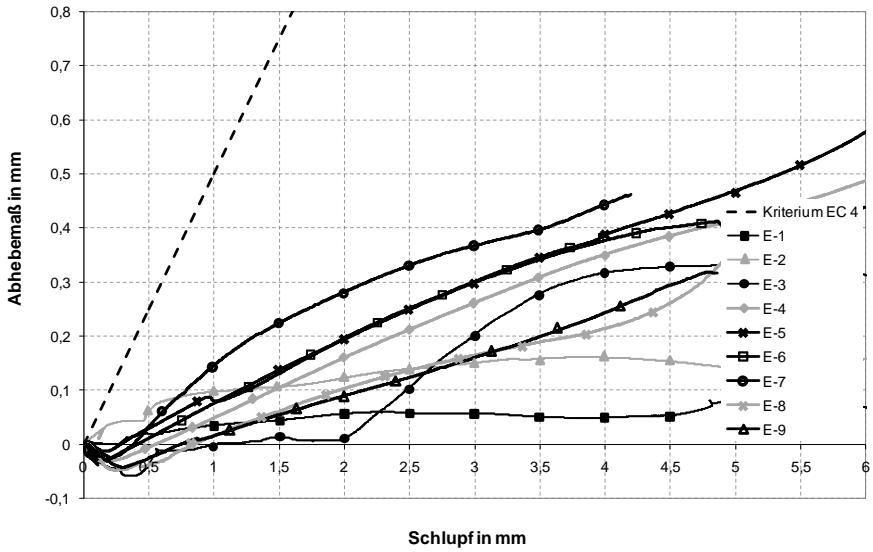


Abb. 3-27: Verlauf der Abhebungen der Push-out-Serie E

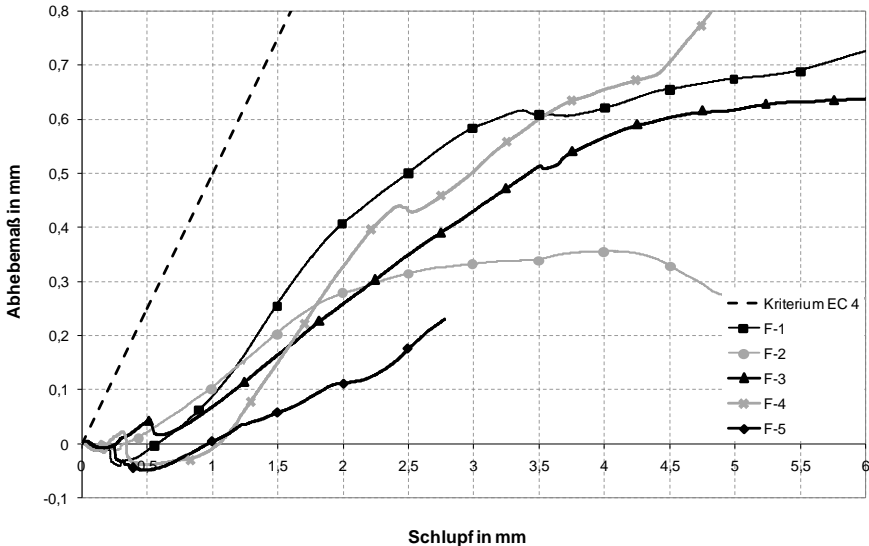


Abb. 3-28: Verlauf der Abhebungen der Push-out-Serie F

Die Abhebemaße der Push-out-Versuche zeigen, dass das geforderte Kriterium nach *DIN EN 1994-1-1 2006* stets eindeutig erfüllt ist. Die Verbundmittel Stahlschare weisen ein äußerst steifes Tragverhalten in Betongurtickenrichtung auf und stellen ein geeignetes Mittel zur Verankerung von abhebenden Kräften dar.

3.4.3.5 Interpretation der Ergebnisse

Zur Bewertung der Ergebnisse der Push-out-Versuche im Hinblick auf die erzielten Traglasten für Längsschubbeanspruchung werden im Folgenden die Lasten bezogen auf ein Verbundmittel herangezogen. Es lässt sich erkennen, dass die Tragfähigkeiten für Schare mit gleichem Querschnitt des Schargrunds, d.h. bei identischer Breite und Blechdicke, für den Fall des Stahlversagens nur in geringem Maß voneinander abweichen. Bei der zugrunde liegenden Versagensart des Abscherens des Schars am Schargrund war ein derartiges Resultat zu erwarten, jedoch liegen die absoluten Werte der Traglasten deutlich über der Tragfähigkeit des Schargrundquerschnitts.

$$P_{\text{theor}} = b_s \cdot t_s \cdot \frac{f_u}{\sqrt{3}} \tag{3-6}$$

- mit b_s Breite Stahlschar
- t_s Blechdicke
- f_u Zugfestigkeit des Stahlblechs

Diese theoretische Höchstlast wurde zunächst unter der Annahme von vernachlässigbaren Biegeeffekten als reine Schubtragfähigkeit des Schargrunds

angenommen, da in den Versagensbildern der Push-out-Versuche reines Abscheren und keine Verformungen der Schar aufgrund von Biegebeanspruchungen beobachtet wurden.

Tab. 3-12 zeigt die so berechneten Lasten je Schar im Vergleich mit den experimentellen Mittelwerten.

Schargrundquerschnitt b_s/t_s [mm]	Versuche	f_u [N/mm ²]	P_{theor} [kN]	P_{Test} [kN]	Abweichung [%]
15/2	A-1, A-2, B-1 bis B-6, C-1, C-4, D-1, D-3 bis D-5	429	7,43	10,65	+43
20/2	A-3, D-2	429	9,91	13,69	+38
15/3	C-3, D-6, D-8, D-9	444	11,54	16,36	+42
20/3	D-7	444	15,38	21,49	+40
15/2	B-7, C-2, E-4 bis E-6	314	5,44	8,98	+65
15/4	E-7 bis E-9	405	14,03	21,50	+53

Tab. 3-12: Vergleich von experimentellen und theoretischen Längsschubtragfähigkeiten

Die tatsächlichen Lasten übertreffen die theoretisch angenommenen Werte um 38% bis zu 65%. Als Ursache hierfür wurde zunächst von der Auswirkung von Reibmechanismen ausgegangen, welche am Stegblech zur Übertragung weiterer Lastanteile führen. Daher wurde nach Durchführung der ersten Push-out-Versuche die Traglast gemäß Gl. 3-6 mit einem linearen Erhöhungsfaktor erweitert und in *Wiese 2011* publiziert.

$$P_{\text{Schar}} = 1,45 \cdot b_s \cdot t_s \cdot \frac{f_u}{\sqrt{3}} \quad (3-7)$$

mit b_s Breite Stahlschar

t_s Blechdicke

f_u Zugfestigkeit des Stahlblechs

Im weiteren Verlauf der experimentellen Untersuchungen zeigte sich jedoch, dass dieser Ansatz nur für die bis dahin geprüften Parameter und eine Betondeckung von 5 mm eine zufriedenstellende Übereinstimmung lieferte und damit der Einfluss aus Reibung nicht ausreichend erfasst wurde. Überlegungen zur Elimination des Anteils aus übertragbaren Reibkräften im Push-out-Versuch resultierten in der Prüfung der Versuchskonstellation des Versuchs C-5. Hierbei wurde pro Seite je ein Schar angeordnet und das Maß der unteren Betondeckung auf $c_u = 0$ reduziert bzw. ein Luftspalt von 1 mm zwischen Schargrund und Unterkante des Betongurts vorgesehen. Bei dieser Konstellation war sichergestellt, dass der Längsschub ausschließlich über den Scharquerschnitt vom Beton in den Stahlsteg eingeleitet werden musste und eine Wirkung von Reibeffekten ausgeschlossen werden konnte. Durch den möglichst geringen Luftspalt sollte die Längsschubkraftübertragung im Fußbereich des Schar erhalten bleiben. Die nunmehr erzielte Höchstlast je Schar

lag mit 8,94 kN erwartungsgemäß unter dem Wert der Referenzversuche. Im Vergleich zur theoretischen Traglast des Schar P_{theor} konnte jedoch noch immer eine Steigerung um 20% festgestellt werden. Hieraus konnte die Erkenntnis gewonnen werden, dass die Ermittlung der Längsschubtragfähigkeit eines Stahlschar ohne Betondeckung bzw. Reibkraftübertragung über die reine Schubtragfähigkeit unter Verwendung der technischen Zugfestigkeit gemäß Gl. 3-6 die tatsächlich aufnehmbare Last unterschätzt. Die Gründe hierfür werden in Kap. 5.2 erläutert und sind im Materialverhalten des Stahlblechs zu suchen.

Eine Reduktion des Verdrehwinkels der Schare auf 45° (Versuch B-6) bzw. der Einsatz von teilweise (Versuch B-5) und komplett unverdrehten Scharen (Versuch D-5) zeigten keinen Einfluss auf die Höhe der Maximallast im Vergleich zur Referenzkonfiguration. Ebenso machte sich die Verringerung der Scharhöhe auf 15 mm (Versuch C-4) im Lastniveau nicht bemerkbar.

Die Betrachtungen der Traglasten der Push-out-Versuche mit Stahlversagen führen zur Schlussfolgerung, dass sich die gesamte aufnehmbare Last aus einem Anteil der Tragfähigkeit des Scharquerschnitts sowie aus einem Anteil aus der Übertragung von Reibkräften zusammensetzt. Zusätzlichen Erkenntnisgewinn zum Lastabtragungsmechanismus sollte die Berechnung und Analyse eines FE-Modells liefern. Die Ergebnisse dieser Betrachtung sind in Kap. 4.3 aufbereitet.

Die Untersuchung der Risslasten der Versuchskörper mit Rissbildung entlang der Stahlstege zeigt, dass diese einer hohen Streuung unterworfen sind. Die Erklärung hierfür begründet sich in der Abhängigkeit der Risslast von der Betonzugfestigkeit, welche grundsätzlich eine Größe darstellt, die in hohem Maße streut. Insbesondere der Vergleich der Versuche mit normalfestem Beton mit den Versuchen mit UHPC-Gurt legen nahe, dass für die Risslast eine lineare Abhängigkeit von der Zugfestigkeit des verwendeten Betons besteht. Das Verhältnis der mittleren Risslasten beim Auftreten des ersten Risses von Push-out-Versuchen mit UHPC-Gurt zu den Versuchen mit normalfestem Beton beträgt 2,85. Die entsprechende Relation der zu den jeweiligen Versuchsserien gehörigen Biegezugfestigkeiten ergibt sich zu 2,39.

Die erzielten Höchstlasten der Push-out-Versuche mit normalfestem Beton (Serie F sowie E-1 bis E-3) legen den Schluss nahe, dass für die Versagensart Betonausbruch ebenfalls ein proportionales Verhältnis zur Zugfestigkeit des eingesetzten Betons zugrunde liegt. Die versagensinitiierenden Betonausbrüche traten in Kegelform zur Innenseite der Betongurte auf. In Versuchsserie F zeigte sich ein Einfluss der Scharabstände auf die Traglast, was mit einer gegenseitigen Überschneidung der Ausbruchkörper begründet werden kann. Der Versuchskörper mit höherer Blechdicke wies im Vergleich eine deutlich höhere Tragfähigkeit auf. Dies wird auf die höhere Steifigkeit der Schare und ihre damit geringere Verformung zurückgeführt, was eine reduzierte bzw. keine zusätzliche Beanspruchung der Ausbruchkegel bewirkt.

Zur Bestimmung der Verformungsfähigkeit eines Verbundmittels ist gemäß *DIN EN 1994-1-1 2006* der maximale Schlupf bei Wiedererreichen der charakteristischen Tragfähigkeit anzunehmen. Die charakteristische Tragfähigkeit ergibt sich aus der um 10% abgeminderten kleinsten Versuchslast einer Versuchsserie. Da aufgrund der damit verbundenen hohen Versuchsanzahl eine Prüfung der verschiedenen

Parameter in Serien mit mindestens drei Versuchskörpern für das Verbundmittel Stahlschare nicht möglich war, konnte das Verformungsvermögen für die Einzelversuche daher lediglich in Anlehnung an *DIN EN 1994-1-1 2006* erfolgen. Für das Verformungsvermögen wurde demzufolge jeweils der Schlupf bei einem Abfall der Last auf 90% des Maximalwertes angesetzt. Das angewandte Vorgehen ist beispielhaft in Abb. 3-29 veranschaulicht.

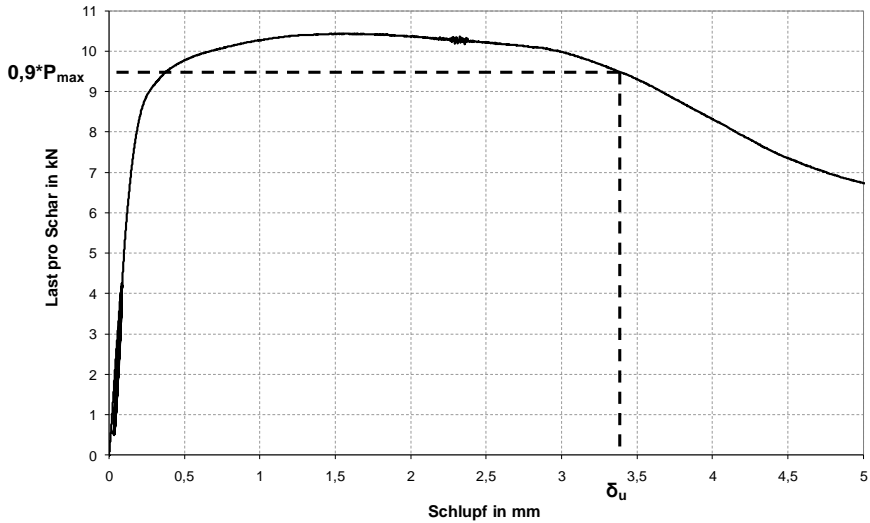


Abb. 3-29: Ermittlung des Verformungsvermögens

Das mit diesem Vorgehen ermittelte Verformungsvermögen der einzelnen Push-out-Versuche ist in Tab. 3-13 aufgeführt.

Versuch	δ_u [mm]	Versuch	δ_u [mm]	Versuch	δ_u [mm]	Versuch	δ_u [mm]
A-1	3,69	C-1	3,41	D-6	4,25	E-7	3,76
A-2	3,65	C-2	5,96	D-7	4,93	E-8	3,71
A-3	4,15	C-3	4,11	D-8	4,74	E-9	3,81
B-1	3,19	C-4	3,04	D-9	3,90	F-1	3,32
B-2	3,94	C-5	6,15	E-1	4,18	F-2	3,75
B-3	3,27	D-1	3,21	E-2	3,72	F-3	3,03
B-4	3,18	D-2	3,76	E-3	2,55	F-4	2,52
B-5	4,16	D-3	3,45	E-4	5,73	F-5	1,81
B-6	3,30	D-4	3,26	E-5	5,20		
B-7	6,03	D-5	5,26	E-6	6,35		

Tab. 3-13: Verformungsvermögen δ_u der Schare in den Push-out-Versuchen

Die folgende Tabelle enthält das gemittelte Verformungsvermögen nach den geprüften Parametern und stellt die Abweichungen zur Referenzkonfiguration dar, um einen Eindruck vom jeweiligen Einfluss zu erhalten.

Versuchskonfiguration	zugehörige Versuche	mittleres Verformungsvermögen δ_u [mm]	Abweichung zur Referenzkonfiguration [%]
Referenzgeometrie Schargrundquerschnitt	A-1, A-2, B-1 bis B-4, C-1, D-1, D-3, D-4	3,43	± 0
Blechdicke $t=3\text{mm}$	C-3, D-6	4,18	+22
Stahlgüte S235	B-7, C-2, E-4, E-5, E-6	5,85	+71
Stahlgüte S235, Blechdicke $t=4\text{mm}$	E-7, E-8, E-9	3,76	+10
Normalbeton	E-1, E-2, E-3, F-1, F-2	3,50	+2

Tab. 3-14: Vergleich des Verformungsvermögens δ_u in Bezug auf die Referenzkonfiguration

Für die Beurteilung der Verformungsfähigkeit der Stahlschare werden im Folgenden nochmals ausgewählte Last-Schlupf-Kurven herangezogen. Abb. 3-30 zeigt diese Beziehung für alle Versuche mit Stahlblech der Güte S320, in denen der Schargrundquerschnitt dem der Referenzkonfiguration entsprach.

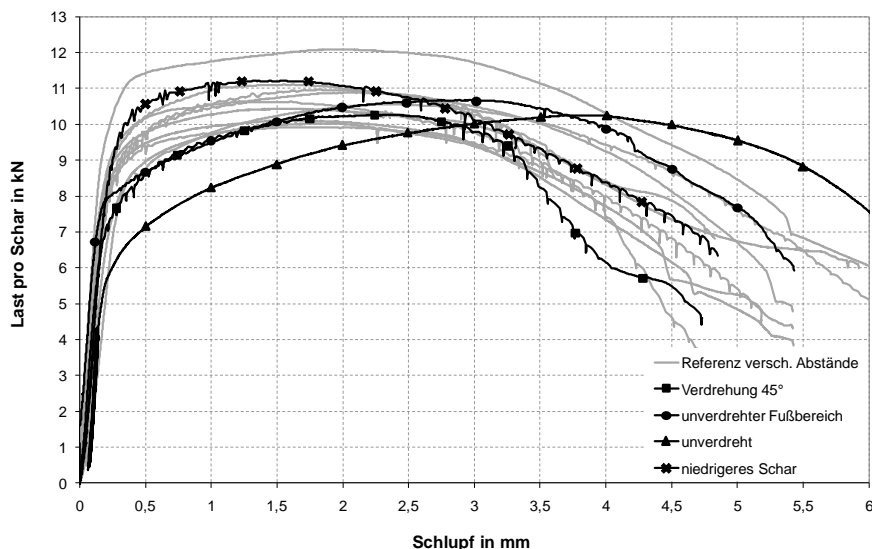


Abb. 3-30: Last-Schlupf-Kurven der Push-out-Versuche mit Referenzgeometrie des Schargrunds

Es ist festzustellen, dass die Versuche mit Referenzgeometrie und einer Verdrehung um 90° weitgehend affine Last-Schlupf-Verläufe aufweisen. Für die niedrigeren Schare (Versuch C-4) reduzierte sich die Verformungsfähigkeit nur geringfügig um 11% und befindet sich noch im Streubereich der Referenzkonfiguration. Eine Verringerung der Verdrehung auf 45° (Versuch B-6) führte zu keiner Zunahme des Verformungsvermögens, wohingegen der Versuch B-5, bei dem die Schare im

Fußbereich unverdreht belassen wurden, eine Steigerung um 21% aufwies. Dennoch hatte hier der Verdrehprozess noch Einfluss auf den unverdrehten Bereich am Fuß der Schare, wie der Vergleich mit Versuch D-5 mit den vollständig unverdrehten Scharen zeigt. Hier knickte die Last-Schlupf-Kurve bei signifikant niedrigerer Belastung von der Anfangssteigung ab, erreichte aber dennoch das Lastniveau der Referenzversuche. Mit einer zugehörigen Verformungsfähigkeit von 5,26 mm konnte jedoch ein deutlicher Zuwachs von 53% verzeichnet werden. Diese Charakteristik begründet sich aus der fehlenden Vordehnung durch den Torsionsprozess und die dadurch geringere Streckgrenze sowie die größere mögliche Dehnung bis zum Bruch.

Abb. 3-31 gibt exemplarisch die Verformungsfähigkeiten von Push-out-Versuchen mit verschiedenen Blechdicken bzw. Stahlgüten wieder.

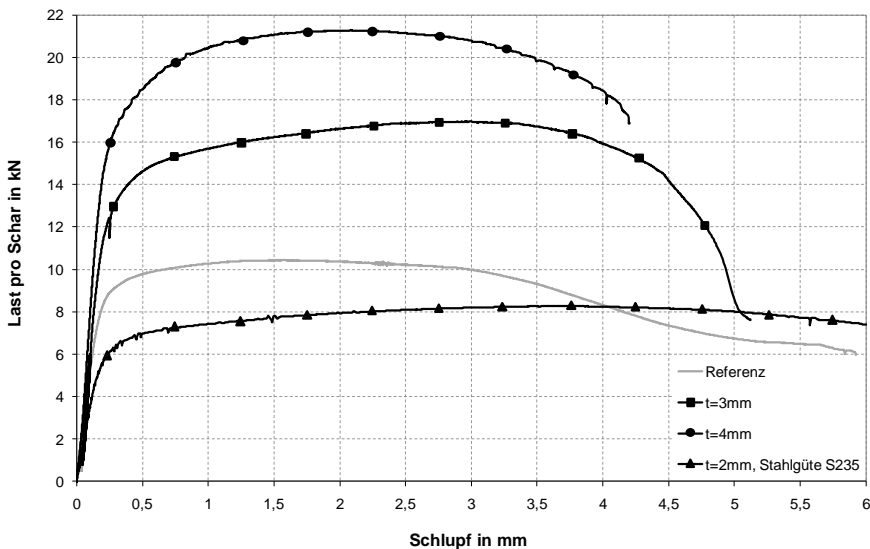


Abb. 3-31: Last-Schlupf-Kurven von Push-out-Versuchen mit verschiedenen Blechdicken und -güten

Eine signifikante Verbesserung der Verformungsfähigkeit wiesen die Versuche auf, in denen Stahlblech der Güte S235 verwendet wurde. Hier erfüllte das mittlere Verformungsvermögen mit 5,85 mm nahezu das Duktilitätskriterium von 6 mm aus *DIN EN 1994-1-1 2006*. Diese Steigerung ist auf die deutlich höhere Bruchdehnung des Blechs im Vergleich zum Referenzstahl S320 $t=2$ mm zurückzuführen (vgl. Anhang A-1). Der Einsatz von Scharen mit 3 mm dicken Blechen erhöhte das Verformungsvermögen im Bezug auf die Referenzgeometrie im Mittel um 22%, bei den 4 mm dicken Blechen betrug der Zuwachs lediglich 10%. Die Verwendung von dickeren Blechen mit höherer Bruchdehnung führt nicht zu einer proportionalen Erhöhung des Verformungsvermögens im Verhältnis der jeweiligen Bruchdehnungen, sondern muss aufgrund der höheren Vordehnungen aus dem Torsionsprozess etwas geringer ausfallen. Aufgrund der aufgetretenen Streuungen sind allgemeingültige

Aussagen zu den Einflussfaktoren auf die Verformbarkeit nur schwer zu treffen. Mit Bestimmtheit kann nur festgestellt werden, dass eine größere Bruchdehnung auch einen Zugewinn an Verformbarkeit des Verbundmittels bei Stahlversagen zur Folge hat.

Die Verformungseigenschaften von Push-out-Versuchen mit normalfestem Beton sind in Abb. 3-32 einem repräsentativen Referenzversuch gegenübergestellt.

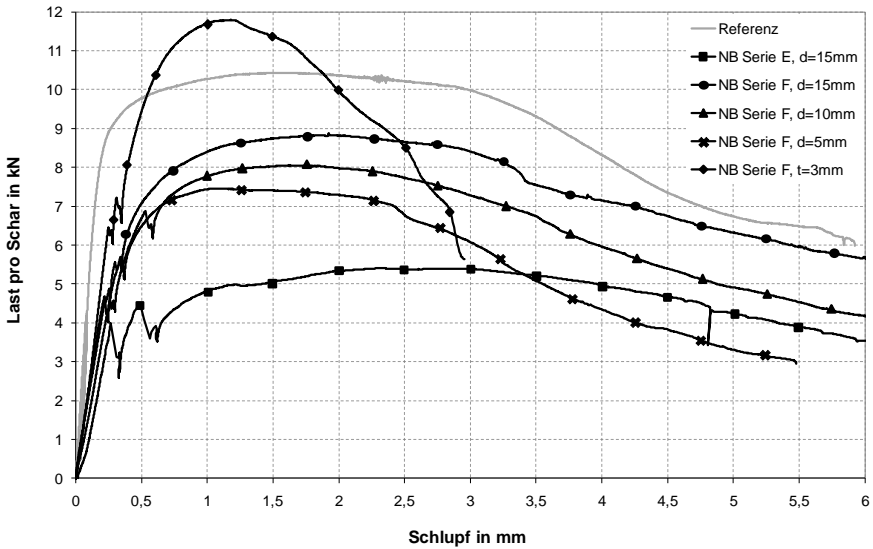


Abb. 3-32: Last-Schlupf-Kurven von Push-out-Versuchen mit Gurten aus normalfestem Beton

Die Versuche, in denen normalfester Beton und Schare mit Referenzgeometrie eingesetzt wurden, zeigten im Mittel ein vergleichbares Verformungsvermögen wie die Referenzversuche mit UHPC-Gurt. Dieses ist jedoch mit einer deutlich höheren Streuung behaftet, da der für das Versagen maßgebende Parameter der Betonzugfestigkeit eine Größe mit hoher Streuung darstellt. Zudem lässt sich eine negative Beeinflussung der Verformungsfähigkeit durch die Verringerung der Zwischenabstände erkennen. Die Erhöhung der Blechdicke führt zu einer Verstärkung der Zugbeanspruchung im Betongurt und dadurch zu einer signifikanten Reduzierung des Verformungsvermögens.

4 Numerische Untersuchungen zum Längsschubtragverhalten

4.1 Allgemeines

Die numerischen Simulationen wurden mit dem Finite-Elemente-Programm ANSYS Release 11 (ANSYS 2007) durchgeführt. Die Diskretisierung der entwickelten Modelle erfolgte stets mit Volumenelementen des Typs SOLID185. Diese Elemente werden durch 8 Knoten definiert, welche je drei Freiheitsgrade aufweisen: Verschiebungen in x-, y- und z-Richtung. Sie sind geeignet, nichtlineare Werkstoffgesetze, Plastizität und hohe Dehnungen zu berücksichtigen, was für die numerische Abbildung der Stahlschare von großer Bedeutung war.

Modellbereiche unterschiedlicher Eigenschaften, die über gemeinsame Kontaktflächen verbunden waren, wurden mittels eines Flächenkontakts ("surface to surface") modelliert. Diese reibungsbehafteten Kontaktflächen bestehen aus einer Kontaktseite, die mit Elementen des Typs CONTA173 vernetzt werden, und einer zugehörigen Zielseite, die Elemente des Typs TARGE170 aufweist. Die Kontaktflächen ermöglichen eine Übertragung von Druckkräften sowie Reibungskräften, deren Größe über die Eingabe eines Reibbeiwerts gesteuert werden kann.

Die verwendeten Materialmodelle für die berechneten Modelle werden in den folgenden Kapiteln erläutert. Die Belastungen wurden über Verformungsgrößen (Verdrehungswinkel bzw. Verschiebung) vorgegeben. Diese Vorgehensweise bietet im Vergleich zu einer kraftgesteuerten Berechnung Vorteile in Bezug auf Kontaktetablierung und Konvergenzprobleme. Die Gesamtlast wurde über eine hohe Zahl an Zwischenschritten aufgebracht, was ebenfalls die Konvergenz fördert. Bei den Simulationen der Push-out-Versuche wurde aufgrund der hohen Knotenanzahl nur jeder zehnte Zwischenschritt gespeichert, um die Datenmengen übersichtlich halten zu können. Daraus ergibt sich beim Auslesen einer Last-Verformungs-Kurve für diese ein Polygonzug, welcher jedoch hinreichend viele Stützstellen besitzt (vgl. Abb. 4-12).

Die Berechnungen wurden geometrisch nichtlinear durchgeführt, d.h. der Einfluss großer Dehnungen auf die Beanspruchungen des Modells wurde erfasst. Aus diesem Grund war es dazu erforderlich, die Eigenschaften des Stahlblechs mit wahren Spannungen und wahren Dehnungen zu implementieren (vgl. Kap. 4.2.1).

4.2 Verdrehvorgang

4.2.1 Modell und Werkstoffgesetz

Das Bezugsmodell für den Verdrehvorgang bildete ein zunächst unverformtes Schar der Referenzgeometrie 15 mm x 20 mm (Breite x Höhe) bei einer Blechdicke von 2 mm, welches mit quaderförmigen Volumenelementen der Größe 0,5 mm vernetzt wurde. Um die reellen Verhältnisse möglichst gut wiederzugeben, wurde als Lagerung eine u-förmige Halterung gewählt, welche der Einspannung in den Schraubstock entspricht. Die Verdrehung wurde ebenso über ein u-förmiges

Verdrehwerkzeug abgebildet, das über eine Höhe von 4 mm an der Oberkante des Scharns angreift.

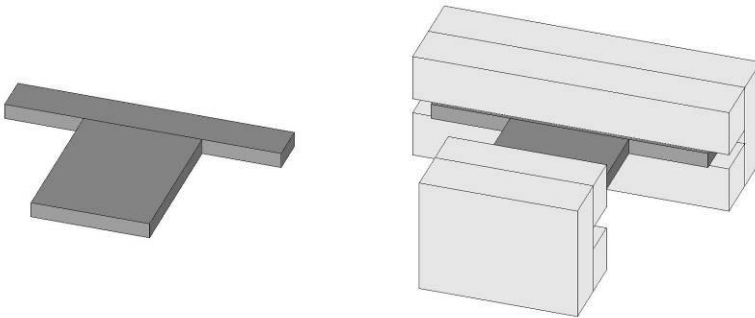


Abb. 4-1: Modell des unverformten Scharns und seiner Halterungen

Die Halterung wurde in alle Richtungen unverschieblich gelagert und das Scharn wurde an seiner Unterkante in z-Richtung (Richtung der Scharnhöhe) festgehalten. Über das Verdrehwerkzeug wurde die Verdrehung um 90° in Form einer Knotenrotation aufgebracht. Die Berührungsflächen zwischen Halterung/Scharn und Verdrehwerkzeug/Scharn wurden als reibungsbehaftete Kontaktflächen definiert. Der Reibkoeffizient wurde nach *Schneider 2010* zu $\mu = 0,15$ für trockene, nicht geschmierte Flächen zwischen Stahl und Stahl gewählt. Die Halterung und das Verdrehwerkzeug wurden mit linear-elastischem Materialverhalten versehen, da zum einen ihre Eigenschaften nicht bekannt und zum anderen ihre Beanspruchungen für die Betrachtungen nicht von Bedeutung waren.

Das Werkstoffmodell für den Stahl des Scharns wurde als multilineare Kurve entsprechend den Werten aus den Zugversuchen abgebildet. Da die Scharnherstellung einen Vorgang darstellt, welcher mit großen Formänderungen verbunden ist, musste dieser Gegebenheit in der numerischen Simulation durch die Aktivierung der Option zur Berücksichtigung der Effekte großer Verformungen Rechnung getragen werden. Weiterhin war es hierfür erforderlich, die Spannungs-Dehnungs-Beziehung nicht mit technischen, sondern mit wahren Werten zu implementieren (*ANSYS 2007*). Bei der Ermittlung von technischen Dehnungen wird die jeweilige Längenänderung auf den Ausgangsquerschnitt bezogen. Beim Auftreten von plastischen Verformungen ist es jedoch zweckmäßig, die Dehnungen für den Momentanzustand zu ermitteln. Diese wahre bzw. logarithmische Dehnung wird berechnet, indem das Aufbringen der Dehnung in unendlich kleine Schritte zerlegt wird. Die infinitesimalen Längenänderungen werden auf die jeweils aktuelle Länge bezogen und zur Ermittlung der Gesamtdehnung aufintegriert. Daraus erhält man die Beziehung:

$$\varepsilon_w = \ln(1 + \varepsilon) \quad (4-1)$$

mit ε_w wahre Dehnung
 ε technische Dehnung

Die technische Spannung wird durch den Bezug der aufgebrachtten Kraft auf den Ausgangsquerschnitt ermittelt. Die wahre Spannung ergibt sich unter Verwendung des aktuellen Querschnitts für Volumenkonstanz bei plastischer Verformung und Vernachlässigung der Volumenänderung für elastische Dehnungen zu:

$$\sigma_w = \sigma \cdot (1 + \varepsilon). \quad (4-2)$$

mit σ_w wahre Spannung
 σ technische Spannung

Mittels dieser Beziehungen aus *Rösler 2008* wurde aus den Daten der Zugproben ein gemittelttes wahres Spannungs-Dehnungs-Diagramm gewonnen und für die Simulation des Verdrehvorgangs eingesetzt. Die entsprechende Kurve für den Referenzstahl S320 mit einer Blechdicke von 2 mm ist in Abb. 4-2 dargestellt.

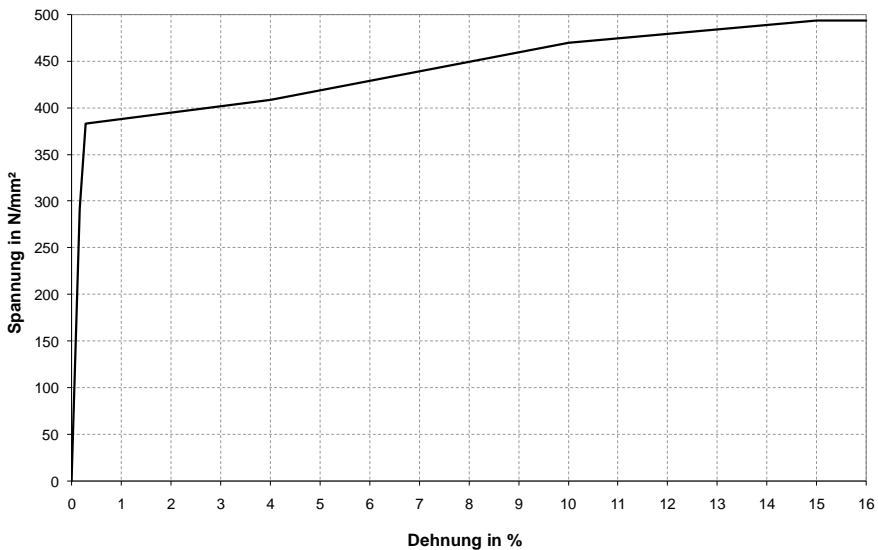


Abb. 4-2: Spannungs-Dehnungs-Kurve für die Simulation der Tordierung (Referenzstahl)

Die Fließbedingung für das Stahlblech wurde nach von Mises unter Annahme von isotropem Materialverhalten angesetzt. Nach der Verifikation der Dehnungen aus der numerischen Simulation mit den experimentell gewonnenen Werten aus der optischen Dehnungsmessung wurden weitere Modelle zur Berechnung der Dehnungen für verschiedene Parameter erstellt. Die eingesetzten Materialmodelle der unterschiedlichen Stahlbleche wurden analog zur oben beschriebenen Vorgehensweise ermittelt und sind zusammenfassend in Abb. 4-3 wiedergegeben.

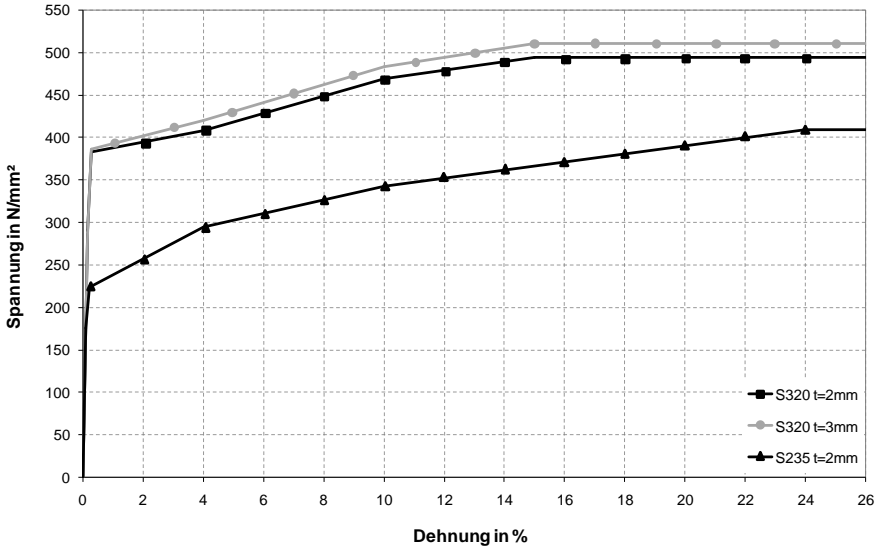


Abb. 4-3: Spannungs-Dehnungs-Kurve für die Simulation der Tordierung (Parameter)

4.2.2 Ergebnisse

Mit dem erarbeiteten Modell für die Verdrehung eines Stahlschars der Referenzkonfiguration (Breite/Höhe 15 mm / 20 mm, S320, t = 2 mm) können die auftretenden Dehnungen sehr gut prognostiziert werden. Für einen Vergleich mit den Messwerten aus der Grauwertkorrelation wurde die gleiche Oberflächen-schnittführung gewählt (siehe Abb. 3-3). Der Längsschnitt „Schnitt 0“ wird über die gesamte Breite des Schars geführt, der Querschnitt „Schnitt 1“ über die Höhe des Schars.

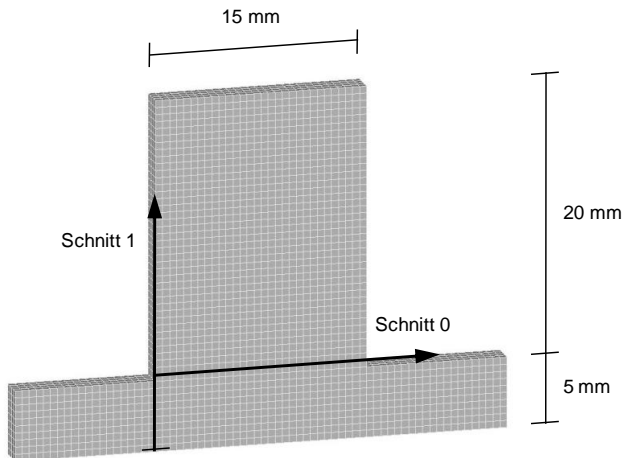


Abb. 4-4: Schnittführung zur Darstellung der Ergebnisse

Im folgenden Diagramm sind die ersten Hauptdehnungen aus der optischen Messung und der FE-Rechnung sowohl im Längs- als auch im Querschnitt aufgetragen.

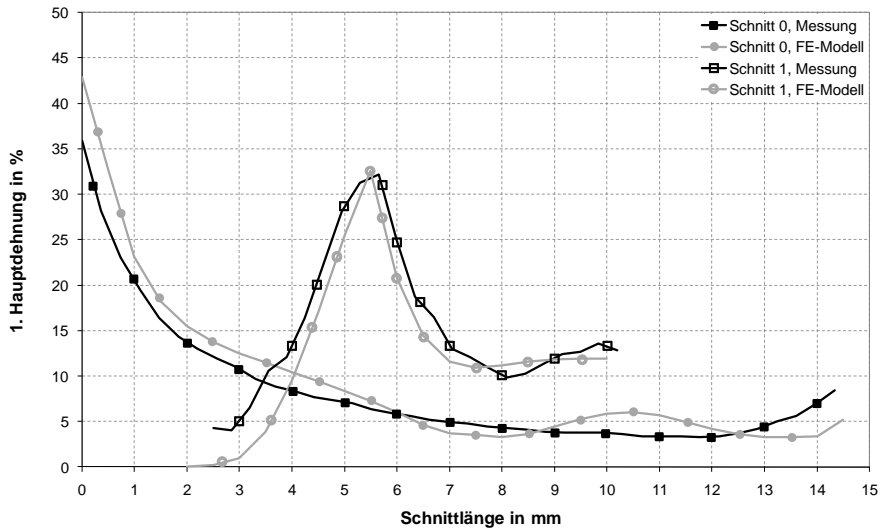


Abb. 4-5: Hauptdehnungen im Längs- und Querschnitt

Die Dehnungen zeigen eine sehr gute Übereinstimmung mit den gemessenen Werten und es lässt sich erkennen, dass der Ort der maximalen Dehnung am Fußpunkt des Schars lokal eng begrenzt ist. Dieser Punkt bzw. das betreffende Element stellt im numerischen Modell einen Singularitätswert dar. Die Ergebnisse des Elements sind daher kritisch zu betrachten, haben jedoch keinen Einfluss auf die Qualität des Gesamtmodells.

Die Verteilung der ersten Hauptdehnungen des Schars (Referenzkonfiguration) ist im nachfolgenden Dehnungsplot ersichtlich. Die so ermittelten Vordehnungen eines Schars aus dem Herstellprozess, die sich hauptsächlich im Fußbereich des Schars konzentrieren, dienen als Grundlage für die Modifizierung der Stahleigenschaften in der Simulation der Push-out-Versuche (siehe Kap. 4.3.1).

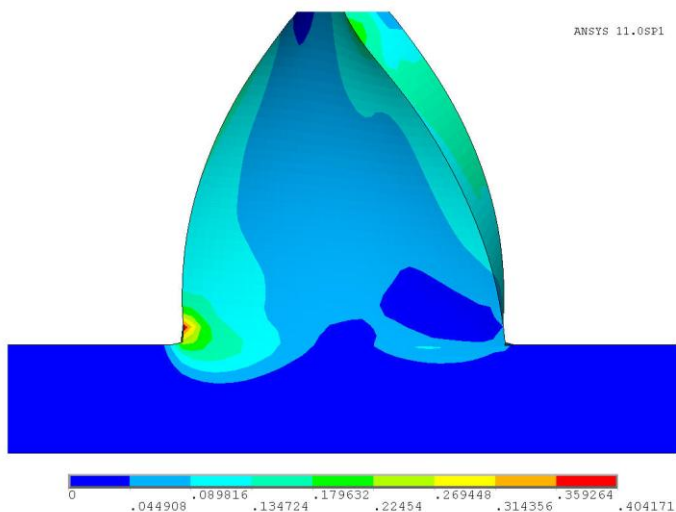


Abb. 4-6: Dehnungsplot der ersten Hauptdehnungen aus dem Verdrehvorgang (Referenz)

Für die Untersuchung verschiedener Parameter für die Längsschubtragfähigkeit ist die Auswirkung dieser Parameter auf die Vordehnungen aus dem Verdrehvorgang ebenfalls zu betrachten. Daher wurden die in Tab. 4-1 aufgelisteten Varianten untersucht.

Variante	Geometrie Schar b_s/h_s [mm]	Stahlgüte	Blechdicke t_s [mm]	Beschreibung
1	15/20	S320	2	Referenz
2	20/20	S320	2	breiteres Schar
3	15/20	S320	3	höhere Blechdicke
4	15/20	S235	2	geringere Stahlgüte

Tab. 4-1: untersuchte Varianten für die Simulation der Tordierung

Es zeigte sich, dass die auftretenden Oberflächendehnungen einen der Referenzkonfiguration ähnlichen Verlauf aufwiesen. Die berechneten Dehnungen für die verschiedenen Varianten sind in Abb. 4-7 im Oberflächenlängsschnitt Schnitt 0 mit auf die Gesamtlänge bezogener Schnittlänge dargestellt.

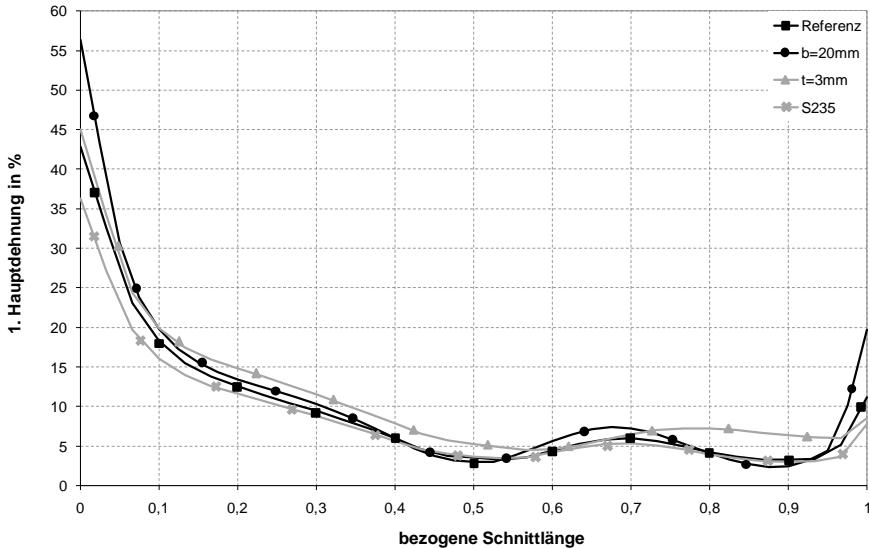


Abb. 4-7: Hauptdehnungen im Längsschnitt für verschiedene Parameter

Die ermittelten Kurven zeigen eine weitgehende Übereinstimmung über die bezogene Schnittlänge auf und weichen nur in den Randbereichen in ihren Maximalwerten voneinander ab. Hierbei erreicht das Schar mit der größten Breite am höchstbeanspruchten Rand den höchsten Dehnungswert mit etwa 56% und das Schar mit der geringeren Stahlgüte die kleinste Dehnung mit etwa 36%. Die Vorbeanspruchungen aus dem Torsionsprozess unterscheiden sich daher für die geprüften Parameter nur in begrenztem Maße.

4.3 Push-out-Versuche

4.3.1 Modell und Werkstoffgesetze

Für die Nachrechnung der Push-out-Versuche wurde ein Modell der Schare in Beton entwickelt. Aus Gründen der Symmetrie war es ausreichend, nur eine Hälfte des Versuchskörpers abzubilden. Es wurden demnach drei Schare in einem Betongurt der Dicke 30 mm modelliert. Die Abmessungen des Betongurts betragen 250 mm x 150 mm (Höhe x Breite) und wichen damit in der Breite von den realen Push-out-Versuchen ab. Ein Einfluss der verminderten Breite wurde untersucht und zeigte keine Auswirkungen auf das Last-Verformungs-Verhalten. Daher wurde für die weiteren Berechnungen das reduzierte Maß eingesetzt, um die Knotenanzahl und damit die Rechenzeit gering zu halten. Die Belastung wurde über eine Verschiebung des Stahlblechs aufgebracht, während der Beton in der korrespondierenden Richtung unverschieblich gelagert wurde.

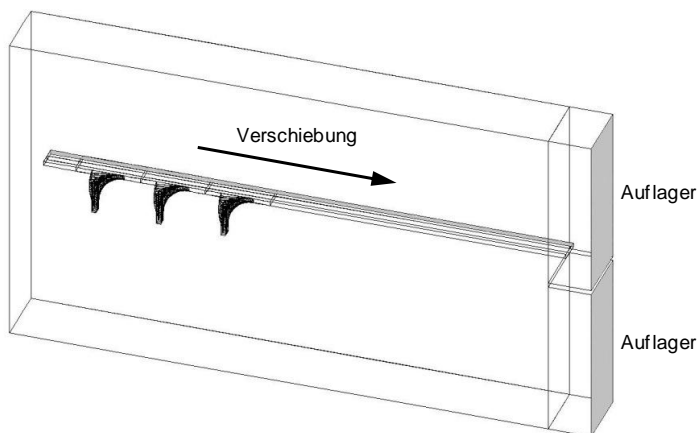


Abb. 4-8: Volumenmodell des Push-out-Versuchs

Der Stahlsteg mit den drei Scharen wurde mit Hexaederelementen vernetzt. Der Betongurt musste aufgrund seiner komplexen Geometrie als Hüllkörper mit Tetraederelementen diskretisiert werden. Die Auflagerung des Betongurtes erfolgte über eine Kontaktfuge, um eine Übertragung von Zugkräften zu verhindern und damit die Versuchsverhältnisse mit der Lagerung auf Elastomerstreifen abzubilden. Der Reibbeiwert wurde hier zu $\mu = 0,3$ gewählt. Die Kontaktflächen zwischen den Stahlscharen und dem umgebenden Beton wurden ebenfalls mit reibungsbehaftetem Kontakt versehen. Der anzusetzende Reibbeiwert wurde aus den Reibversuchen gewonnen und betrug im Mittel $\mu = 0,44$ (vgl. Kap.3.3). Für den Beton wurde das implementierte Extended-Drucker-Prager-Modell genutzt, um die mehraxiale Beanspruchung insbesondere im Lasteinleitungsbereich vor dem Fuß der Schare angemessen wiederzugeben. Bei diesem Modell handelt es sich um eine Erweiterung des bekannten Drucker-Prager-Modells, das zur Abbildung von granularen Materialien genutzt werden kann, bei denen die Druckfestigkeit einen höheren Wert aufweist als die Zugfestigkeit. Es enthält im Gegensatz zu Plastizitätsmodellen für Metalle eine Abhängigkeit der Fließfläche von der hydrostatischen Druckbeanspruchung. Diese Fließfläche kann in linearer, hyperbolischer oder exponentieller Form gewählt werden. Für die Simulation des Betons war die hyperbolische Beschreibung am besten geeignet, welche in Abb. 4-9 dargestellt ist.

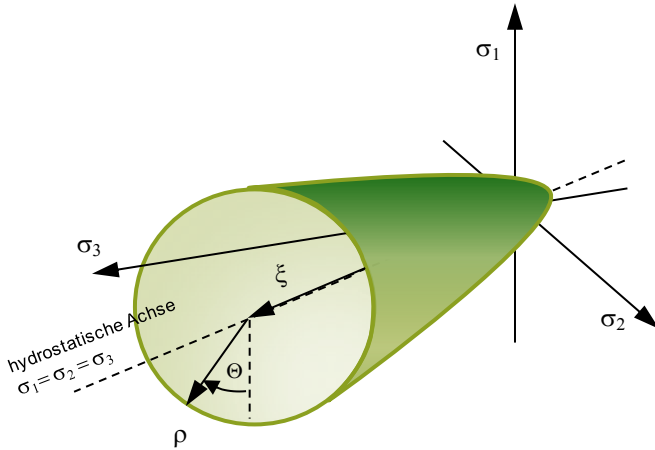


Abb. 4-9: räumliche Fließfläche des Extended-Drucker-Prager-Modells

Im Rahmen der Arbeiten von Curbach an der TU Dresden zur Thematik der mehraxialen Festigkeiten von Hochleistungs- und Ultrahochleistungsbeton wurden experimentelle Untersuchungen an Betonwürfeln mittels einer Triaxial-Prüfmaschine durchgeführt (Curbach 2007, Curbach 2009, Speck 2010). Die Grundlage für die mathematische Formulierung des dreiaxialen Bruchkriteriums bildet das Modell nach Ottosen (Ottosen 1977). Hierbei werden Parabeln zur Beschreibung des Zug- und Druckmeridians genutzt, welche sich in Richtung des hydrostatischen Drucks öffnen und von Festigkeitskennwerten des Betons abhängen. Basierend auf diesen Erkenntnissen wurden die benötigten Parameter des Extended-Drucker-Prager-Modells mit Hilfe des Modells von Ottosen kalibriert und möglichst gut an den Zugmeridian sowie die zentrische Zugfestigkeit angepasst.

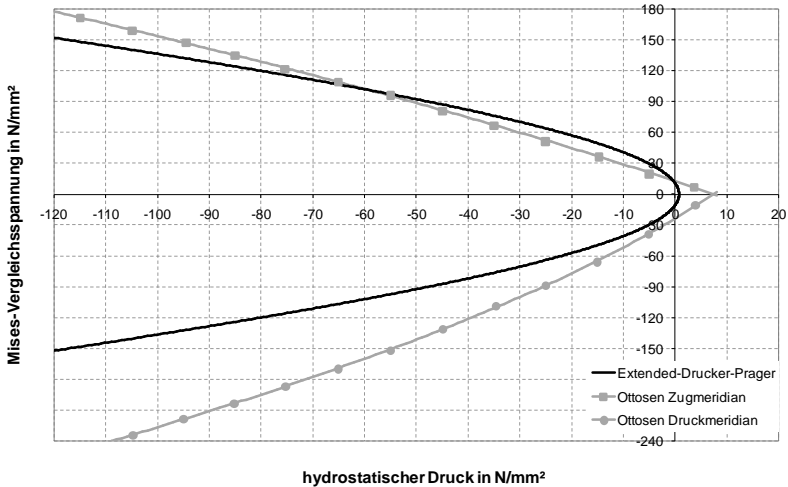


Abb. 4-10: Kalibrierung des Extended-Drucker-Prager-Modells am Bruchkriterium von Ottosen

Jedoch kann es auch bei optimierter Parametereinstellung nicht vermieden werden, die Zugspannungen insbesondere im Bereich der Spitze der Fließfläche zu überschätzen. Rissbildung konnte mit dem eingesetzten Modell nicht berücksichtigt werden.

Die Stahlschare wurden mit einem multilineareren Materialmodell versehen, welches aufgrund der auftretenden großen Deformationen mit wahren Spannungs- und Dehnungswerten implementiert wurde (vgl. Kap. 4.2). Um die Vorbeanspruchung aus der Tordierung adäquat zu berücksichtigen, wurde die Dehnung im unteren Bereich des Scharns mit Hilfe der zugehörigen Simulation ausgewertet und durch eine Erhöhung der Streckgrenze einbezogen. Hierfür wurde der Fußbereich über die Scharbreite in drei Teilbereiche gestaffelt, für welche jeweils eine konstante gemittelte Dehnung zugrunde gelegt wurde. Die Einteilung eines Scharns in Segmente mit unterschiedlichen Materialeigenschaften ist in Abb. 4-11 dargestellt.

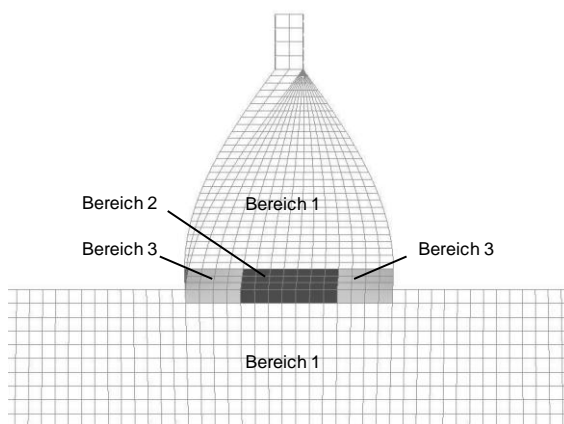


Abb. 4-11: Scharsegmente mit unterschiedlichen Materialeigenschaften

Der mittlere Bereich 2 erhält eine erhöhte Streckgrenze gemäß der vorhandenen mittleren Dehnung, die Bereiche 3 entsprechend der auftretenden Dehnungsmaxima eine nochmals gesteigerte Streckgrenze. Die übrigen Bereiche 1 sind aufgrund der eher geringen Vorbeanspruchung mit der regulären Spannungs-Dehnungs-Kurve ausgestattet. Tab. 4-2 enthält die für die Simulation des Push-out-Versuchs mit Referenzkonfiguration angesetzten Festigkeiten der einzelnen Teilbereiche.

Teilbereich	Streckgrenze [N/mm ²]	Zugfestigkeit [N/mm ²]
1	383,3	493,7
2	411,8	493,7
3	459,9	493,7

Tab. 4-2: Stahleigenschaften für die Simulation des Referenzversuchs

4.3.2 Ergebnisse

Nach erfolgter Modellbildung und durchgeführter Simulationsrechnung des Push-out-Versuchs in der Referenzkonfiguration war es nötig, die erzielten Ergebnisse zu verifizieren. Hierfür wurde die Last-Schlupf-Charakteristik im Vergleich mit den experimentell gewonnenen Daten herangezogen. Die im FE-Modell aufgebrachte Verformung auf das Stahlblech entsprach hierbei dem Schlupf zwischen Betongurt und Stahlprofil. Die auftretende Verformung des Betons in Lastrichtung konnte aufgrund der geringen Größe vernachlässigt werden. Zur Ermittlung der aufgebrachten Last wurden die Auflagerreaktionen des Betongurts aufsummiert. Für die Berechnung der Last pro Schar wurde die Reaktionskraft durch die Anzahl der Schare dividiert. Eine Vergleichsrechnung mit lediglich einem Schar im Betongurt bestätigte die Annahme, dass die Gesamtlast in nahezu gleichen Teilen über die drei Schare eingeleitet wird. Abb. 4-12 zeigt die Last-Schlupf-Kurven von Experimenten und Simulation im Vergleich.

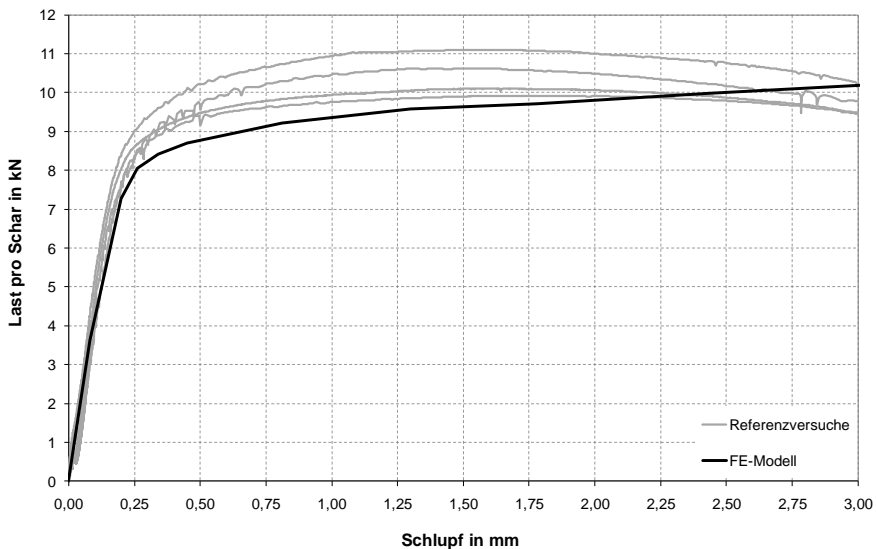


Abb. 4-12: Last-Schlupf-Diagramm von Referenzversuchen und FE-Simulation

Es ist grundsätzlich anzumerken, dass mit dem implementierten Materialgesetz für das Stahlblech eine Prognose von Höchstlasten nicht möglich ist, da es kein Schädigungsmodell enthält. Eine Rissbildung tritt daher nicht auf, wodurch der übertragbare Anteil an Reibung stetig anwächst und kein Lastmaximum erreicht wird. Aus Abb. 4-12 ist jedoch ersichtlich, dass das FE-Modell das Last-Verformungs-Verhalten der Referenzversuche in Kurvenverlauf und übertragbarer Last gut abbildet. Die Lasten der Simulation liegen maximal etwa 10% unter dem experimentellen Mittelwert, was auf eine Unterschätzung des Reibanteils aufgrund der lokal stark verzerrten Elemente im Fußbereich der Schare zurückgeführt werden kann.

Um den Traganteil der direkten Lastübertragung durch den Scharquerschnitt und den Anteil aus Reibung voneinander trennen zu können, wurde ein Modell berechnet, welches sich vom Referenzmodell darin unterschied, dass für die Kontaktfläche zwischen Stahl und Beton ein Reibbeiwert von $\mu = 0$ angesetzt wurde, d.h. dass keine Kräfte durch Reibung übertragen werden konnten.

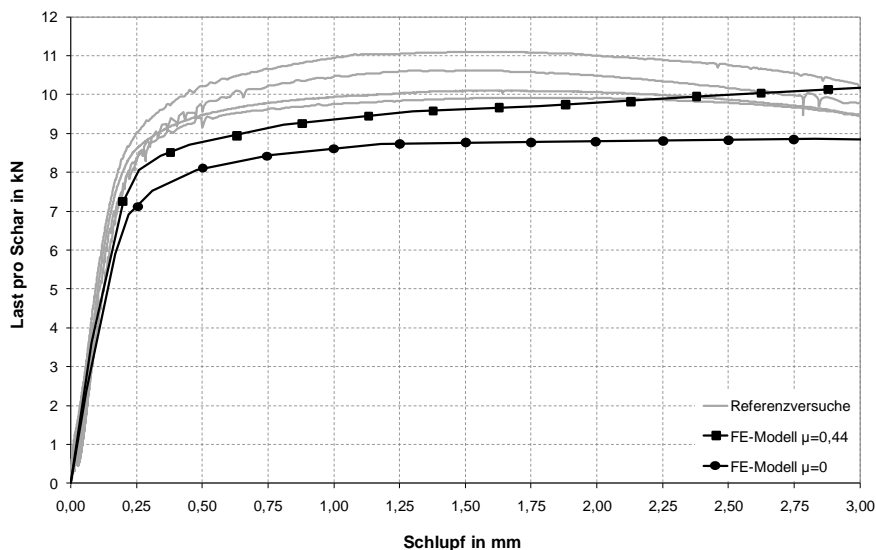


Abb. 4-13: Vergleichende FE-Simulationen mit und ohne Reibung

Mittels dieser Vorgehensweise konnte in der vergleichenden Auswertung der Last-Schlupf-Kurven (siehe Abb. 4-13) festgestellt werden, dass für das Modell ohne Reibung ab einem Schlupfwert von ca. 1,25 mm die Höchstlast erreicht wird und danach konstant bleibt. Dieser Wert entspricht in etwa der Traglast des Scharquerschnitts für eine reine Schubbeanspruchung und stützt die Annahme, dass Biegeeffekte im Lastabtrag eines Schars nur eine untergeordnete Rolle spielt. Desweiteren ist ersichtlich, dass die Berücksichtigung des Reibkoeffizienten zu einer erhöhten Steifigkeit im Anfangsbereich sowie zu einer deutlichen Steigerung der übertragbaren Längsschubkraft führt. Die Reibkraft wird in einem eng begrenzten Bereich am seitlichen Stegblech und nicht über die Oberkante (und damit über die Dicke des Stahlblechs) übertragen. Dies ist auf den fehlenden Kontakt zwischen Beton und Blechoberkante aufgrund des Abhebens des Betongurts zurückzuführen. Eine Summierung der Lasten in verschiedenen Elementreihen unterhalb des Schargrunds erbrachte die Erkenntnis, dass die Übertragung der vollständigen Reibkraft bereits mit einer Betondeckung von 3 mm gewährleistet ist. In Tab. 4-3 ist die Zunahme der in das Stahlblech eingeleiteten Last des Referenzversuchs für verschiedene Schlupfwerte dargestellt. Die Höhenlage der Elementreihen wird vom Schargrund aus über die Höhe der unteren Betondeckung von 5 mm gemessen.

Höhenlage der Elementreihe	Lasten pro Schar in kN				
	Schlupf 0,2 mm	Schlupf 0,5 mm	Schlupf 1,0 mm	Schlupf 1,5 mm	Schlupf 2,0 mm
0-1 mm	6,93	8,62	9,17	9,29	9,37
1-2 mm	7,05	8,73	9,35	9,55	9,72
2-3 mm	7,11	8,75	9,36	9,56	9,74
3-4 mm	7,14	8,75	9,36	9,56	9,75
4-5 mm	7,14	8,76	9,37	9,57	9,75

Tab. 4-3: Lastzunahme durch Reibung über die Höhe der Betondeckung

Über den Verlauf der aufgetragenen Verschiebung lassen die Richtungen der Hauptdruckspannungen der Elemente erkennen, dass bei geringer Belastung bzw. geringem Schlupf die Last etwa über die halbe Scharhöhe flächig übertragen wird. Mit steigender Belastung verlagert sich die Lasteinleitung zusehends in Richtung der Fußpunkte der Schare, so dass bei Erreichen der Traglast nahezu nur der Schargrundquerschnitt belastet wird und kaum Biegeeffekte im Schar auftreten.

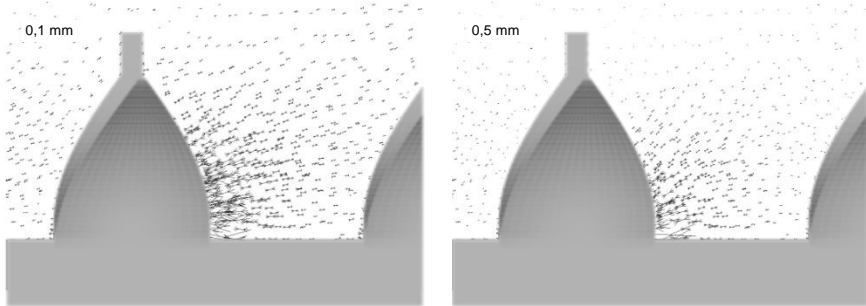


Abb. 4-14: Verlauf der Hauptdruckspannungen für verschiedene Schlupfwerte

Dies zeigen auch die im Schar auftretenden Schubspannungen bei einem Schlupf von 1,7 mm, welcher im Mittel dem experimentell ermittelten Wert bei Höchstlast entspricht.

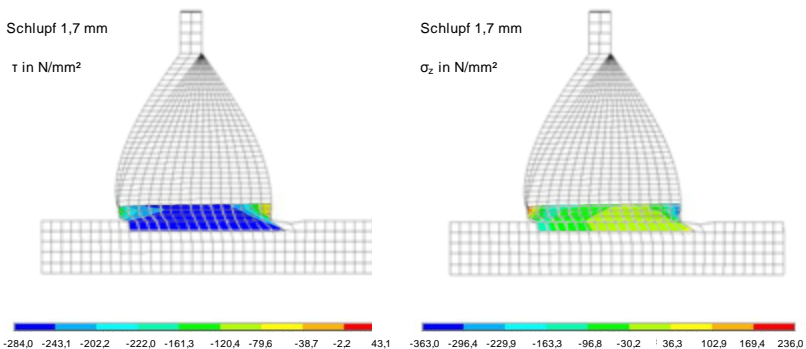


Abb. 4-15: Schub- und Normalspannungen im Schargrund bei 1,7 mm Schlupf

Aufgrund der in Kap. 4.3.1 beschriebenen Eigenschaften des Materialmodells für den Beton muss bei der Bewertung der auftretenden Zugspannungen deren Überschätzung berücksichtigt werden. Dennoch können die Spannungsverteilungen dazu herangezogen werden, die Beanspruchungen des Betongurts zu beurteilen. Abb. 4-16 stellt die Verteilung der Querkzugspannungen dar, welche aus der Lastausbreitung der Längsschubkraft in den Betongurt entstehen und bei Überschreiten der Betonzugfestigkeit zur Längsrisssbildung führen (vgl. Kap. 5.1.1).

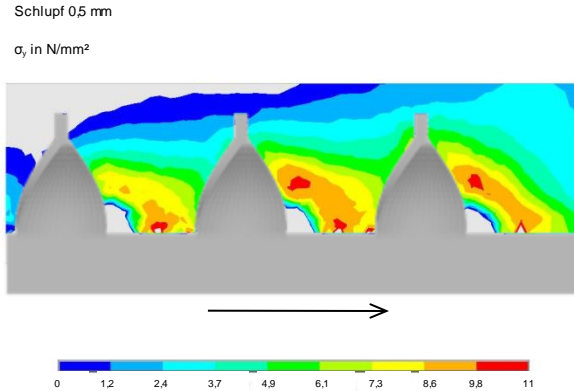


Abb. 4-16: Verteilung der Querkzugspannungen im Betongurt

Hieraus ist ersichtlich, dass der größte Querkzug im Bereich zwischen den Scharen auftritt und daher eine mittig angeordnete Querbewehrung die Zugspannungen wirksam aufnehmen und eine Umschnürung des Betons im Fußbereich bewirken kann.

Der Plot der Hauptdruckspannungen des Betons zeigt, dass sich die Druckbeanspruchung erwartungsgemäß im Lasteinleitungsbereich am Fuß der Schare konzentriert. Die maximalen Hauptdruckspannungen überschreiten bei 1,7 mm Schlupf das 4-fache der mittleren Betondruckfestigkeit nicht.

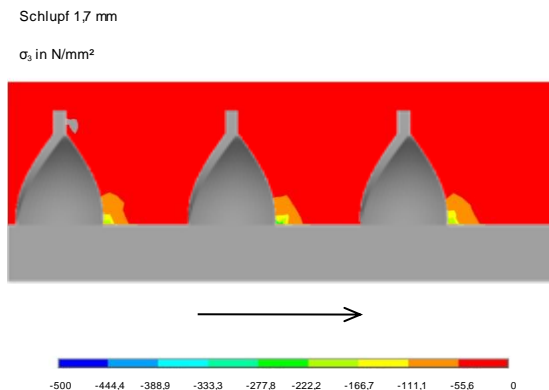


Abb. 4-17: Verteilung der Hauptdruckspannungen im Betongurt

Auf Grundlage des Referenzmodells wurden ergänzende Vergleichsrechnungen für weitere Parameter durchgeführt, um die Übertragbarkeit des Modells zu überprüfen. Die Eigenschaften des UHPC wurden unverändert angenommen, während für das jeweilige Stahlblech die Eigenschaften entsprechend der Stahlgüte und der Vordehnungen aus dem Verdrehvorgang (siehe Kap. 4.2.2) angepasst wurden. Die gewonnenen Last-Schlupf-Beziehungen sind in Abb. 4-18 dargestellt.

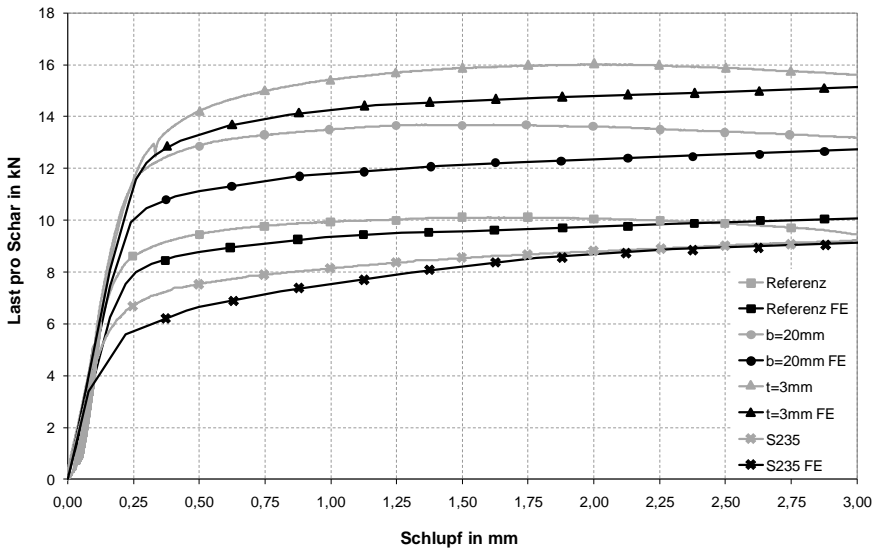


Abb. 4-18: Last-Schlupf-Diagramm für verschiedene Parameter in Experiment und Simulation

Es zeigte sich, dass die Qualität der Ergebnisse mit dem Modell der Referenzkonfiguration vergleichbar ist. Die Abweichungen zum Mittelwert aus den Versuchen betragen maximal 15%.

5 Tragmechanismen und Bemessungskonzept für Längsschub

5.1 Betonversagen

5.1.1 Teilflächenpressung

Der Versagensmechanismus des Überschreitens der Teilflächenpressung äußert sich nach *Wurzer 1997* in der Bildung eines stark komprimierten Bereichs im Betongurt nahe der Leibungsfläche des Verbundmittels, welcher nach vollständiger Füllung der Porenräume Druck auf den umgebenden Beton ausübt und dadurch einen Betonausbruch an der Oberfläche verursacht. Ein derartiges Bruchbild mit pulverisiertem Beton am Fuß der Schare konnte weder in den Versuchskörpern mit UHPC-Gurt noch in denen mit normalfestem Betongurt beobachtet werden. Das Überschreiten der aufnehmbaren Teilflächenpressung wurde für die geprüften Parameter der Stahlscharen nicht maßgebend. Als Ansatz für die ertragbare Teilflächenpressung wird die in *Lieberum 1987* hergeleitete Beziehung verwandt:

$$f_{cc}^*/f_{cm,cube} = 12,5 \cdot \sqrt{\frac{40}{f_{cm,cube}}} \quad (5-1)$$

Die Umrechnung von Gl. 5-1, die auf Grundlage von Würfeln der Kantenlänge 200 mm entwickelt wurde, auf die Druckfestigkeit von Zylindern mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe vom 300 mm ergibt sich näherungsweise zu:

$$f_{cc}^*/f_{cm,cyl} = 12,5 \cdot \sqrt{\frac{32}{f_{cm,cyl}}} \quad (5-2)$$

Mit der Steigerung der Betondruckfestigkeit ist eine Reduzierung der bezogenen aufnehmbaren Druckspannungen verbunden. Dieser Zusammenhang gilt auch für UHPC, jedoch liegen für eine exakte Quantifizierung des Verhältnisses noch zu wenige Versuchsergebnisse vor (*DAfStb 561 2008*). In Abb. 5-1 sind die aus den Traglasten der Push-out-Versuche errechneten Teilflächenpressungen sowie die Grenzlinie nach *Lieberum 1987* aufgetragen. Zur Ermittlung der Pressungen wurden die Längsschubkräfte auf die ansetzbare Leibungsfläche der Schare bezogen. Hierfür wurden 35% der Höhe der Schare als wirksame Höhe für die Betonpressungen angenommen (vgl Kap. 5.1.3).

$$f_{cc} = \frac{P_{Schar}}{0,35 \cdot h_s \cdot t_s} \quad (5-3)$$

mit f_{cc}	Teilflächenpressung
P_{Schar}	gemessene maximale Längsschubkraft je Schar
h_s	Höhe des Schars
t_s	Blechdicke des Schars

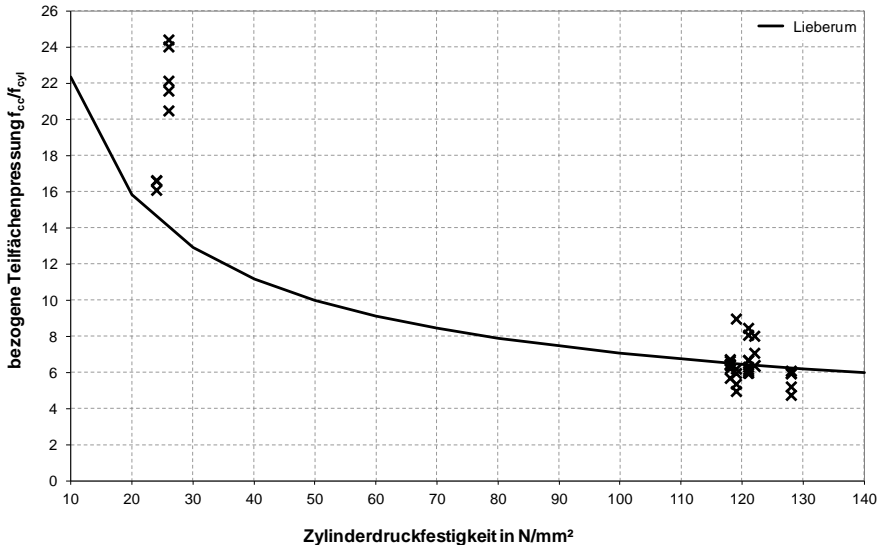


Abb. 5-1: bezogene Teilflächenpressungen in den Push-out-Versuchen

In den Push-out-Versuchen mit Stahlversagen blieben die Teilflächenpressungen im Bereich der aufnehmbaren Werte nach *Lieberum 1987*. Dagegen wiesen die Versuchskörper mit normalfestem Betongurt Werte auf, welche deutlich oberhalb des Ansatzes nach *Lieberum 1987* lagen. Ähnliche Ergebnisse wurden auch in *Seidl 2010* festgestellt und lassen vermuten, dass die Versagensart des Überschreitens der Teilflächenpressung aufgrund der vollständigen Einbettung der Stahlschare in den Beton überhaupt nicht oder erst auf signifikant höherem Lastniveau eintreten kann. Auch in den Versuchen von *Heinemeyer 2011* tritt ein Versagen aufgrund Teilflächenpressung nicht auf und wird hier als sekundäre Versagensform eingestuft, welche nur bei einer Reduktion der Umschnürungswirkung, d.h. bei Bildung eines Ausstanzkörpers, eintritt.

5.1.2 Versagen durch Längsrissbildung (Splitting)

Zur Beurteilung und Quantifizierung des Versagenskriteriums der Längsrissbildung (Splitting) und dem damit verbundenen Aufspalten des Betongurts wurden zum einen die Versuchsergebnisse der Push-out-Versuche, bei denen Längsrisse auftraten, zum anderen eine theoretische Modellbildung aus der Literatur sowie die Resultate der numerischen Simulation herangezogen. In den Push-out-Versuchen mit Betongurten aus normalfestem Beton zeigten sich Längsrisse in allen Versuchskörpern. Bei der Verwendung von Gurtplatten aus UHPC bildeten sich diese nur beim Einsatz von dickeren Stahlblechen und entsprechend höherer Tragfähigkeit des Schargrundquerschnitts. Dies ist zurückzuführen auf die signifikant höhere Zugfestigkeit des verwendeten Betons im Vergleich zu der normalfesten Mischung.

Die Längsschubkräfte werden über die Leibungsflächen der Stahlschare eingeleitet. Im elastischen Bereich der Last-Schlupf-Kurve wird die Last näherungsweise gleichmäßig über die Höhe des Scharns übertragen. Es entsteht ein dreidimensionaler

Spannungszustand vor dem Schar. Dieser kann durch die Bildung eines Fachwerks in der Betongurtebene in ein leicht handhabbares Rechenmodell überführt werden.

Eine Analyse der Modelle zur konzentrierten Lasteinleitung aus der Literatur ist für die Entwicklung eines Bemessungsansatzes zielführend. Ausführungen hierzu sind in *Model Code 1990* und *Leonhardt 1986* enthalten. Als Grundlage zur Ermittlung der entstehenden Querkzugkraft wird ein ebenes Fachwerk zur Abbildung des räumlichen Spannungszustands genutzt, wie es in Abb. 5-2 dargestellt ist.

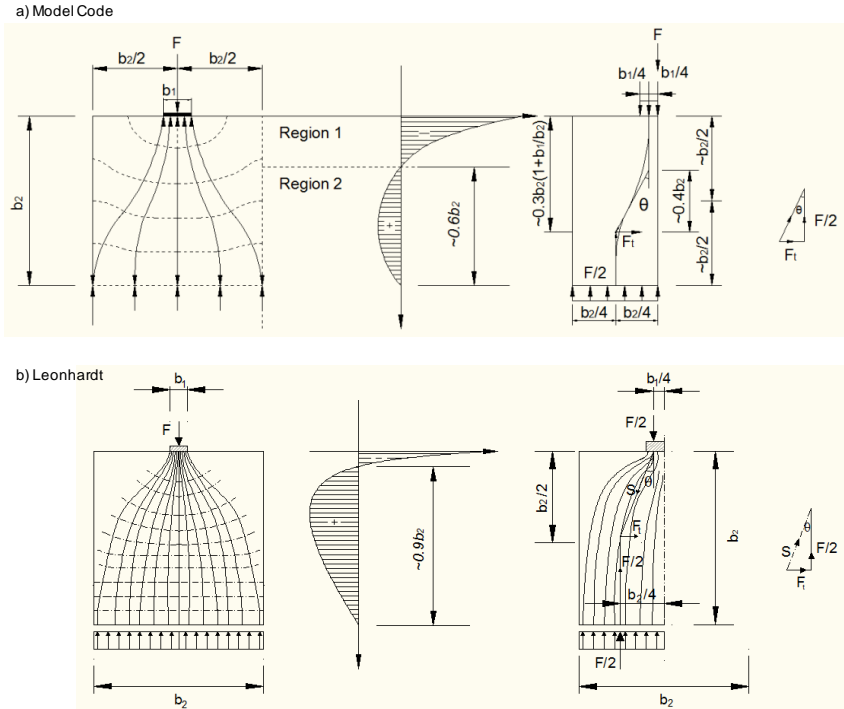


Abb. 5-2: Fachwerkbildung nach *Model Code 1990* und *Leonhardt 1986*

Unter Ansatz eines von den Teilflächenbreiten abhängigen Lastausbreitungswinkels ermittelt sich die Querkzugkraft nach *Model Code 1990* und *Leonhardt 1986* zu

$$F_t = \left(\frac{N}{2} \right) \cdot \tan \theta = 0,3 \cdot N \cdot \left(1 - \frac{b_1}{b_2} \right) \quad (5-4)$$

Diese Kraft muss für den Fall eines unbewehrten Bauteils vom Beton aufgenommen werden. Der beiden Quellen gemeinsamen Vorgehensweise für die Berechnung der einwirkenden Querkzugkraft stehen jedoch Unterschiede in der Ermittlung der Tragfähigkeit des Betons gegenüber. Nach *Model Code 1990* wird das belastete Bauteil in zwei Regionen unterteilt. In der oberen Region I kann ein Versagen aufgrund von Teilflächenpressung oder eines Abplatzens des Betons an der Oberfläche auftreten. In Region II findet die Lastausbreitung statt und bewirkt eine hohe Querkzugbeanspruchung, welche bei Überschreiten der Zugfestigkeit des

Betons zu einer Längsrisssbildung und damit zum Spalten des Bauteils führt. Unter Ansatz einer wirksamen Länge des Zugbereiches l_e von

$$l_{e,MC} = 0,6 \cdot b_2 \quad (5-5)$$

ergibt sich der Querzugwiderstand des Betons in Region II zu

$$F_{r,MC} = f_{ct} \cdot 0,6 \cdot b_2 \cdot h_1 \quad (5-6)$$

mit h_1 Dicke der Lasteinleitung

Nach *Leonhardt 1986* wird nicht explizit in eine Querdruck- und eine Querzugregion unterschieden. Im Vergleich zu *Model Code 1990* ist l_e abhängig vom Verhältnis der Bauteilbreite zur Teilflächenbreite $\frac{b_2}{b_1}$. Für große Werte $\frac{b_2}{b_1}$ kann die Länge des Zugbereichs l_e näherungsweise zu

$$l_{e,Le} = 0,9 \cdot b_2 \quad (5-7)$$

angenommen werden.

Die aufnehmbare Querzugkraft des Betons beträgt somit

$$F_{r,Le} = f_{ct} \cdot 0,9 \cdot b_2 \cdot h_1 \quad (5-8)$$

Die Lastermittlung aus der Literatur soll im Folgenden auf die Randbedingungen der Lasteinleitung über ein Stahlschar aus den Push-out-Versuchen übertragen werden.

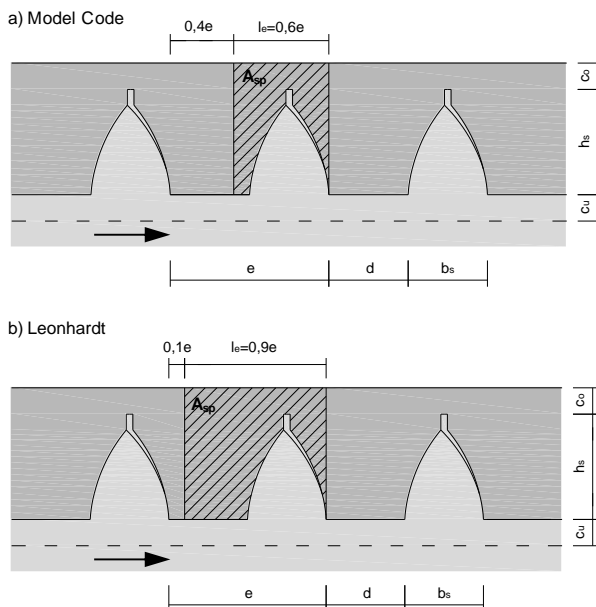


Abb. 5-3: querzugwirksame Betonflächen nach *Model Code 1990* und *Leonhardt 1986*

Hierfür wird je Schar ein Lastausbreitungsbereich der Breite und der Höhe

$$b_2 = e = d + b_s \tag{5-9}$$

entsprechend dem Abstand der angeordneten Schare angenommen. Als wirksame Betonfläche für die Bestimmung der Querkzugtragfähigkeit wird die Fläche zwischen den Scharen sowie oberhalb des Schars angesetzt.

Unter diesen getroffenen Annahmen ergibt sich die aufnehmbare Längsschubkraft eines Stahlschars bei Rissbildung zu

$$P_{sp} = \frac{A_{sp} \cdot f_{ct}}{0,3 \cdot \left(1 - \frac{t_s}{e}\right)} \tag{5-10}$$

- mit A_{sp} querkzugwirksame Betonfläche (in Abhängigkeit von der wirksamen Länge des Zugbereiches l_e)
- f_{ct} zentrische Zugfestigkeit des Betons
- t_s Blechdicke des Schars
- e Abstand der Schare (siehe Gl. (5-9))

Zur Beurteilung der Querkzugtragfähigkeit wurden die Risslasten nach *Model Code 1990* und *Leonhardt 1986* für die Versuchsgeometrien ermittelt, bei denen Längsrissbildung auftrat, und mit den experimentellen Lasten bei Erstrissbildung verglichen. Die zentrische Betonzugfestigkeit wurde mittels der Angaben aus *Model Code 1990* bzw. *DAfStb 561 2008* angesetzt (vgl. Kap. 2.4). Die Ergebnisse dieser Vergleiche sind in Abb. 5-4 dargestellt.

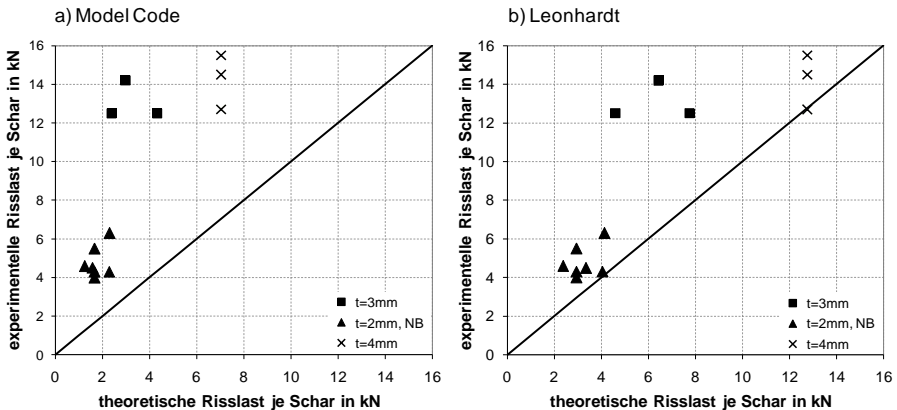


Abb. 5-4: Korrelation der experimentellen zu den theoretischen Risslasten

In der vergleichenden Darstellung wird offenkundig, dass mittels der querkzugwirksamen Fläche nach *Leonhardt 1986* die auftretenden Risslasten realistischer abgeschätzt werden können. Der Berechnung nach *Model Code 1990* liegt eine deutlich geringere Betonfläche zugrunde, welche eine entsprechende

Unterschätzung der Risslasten hervorruft. Es ist jedoch auffällig, dass die Versuche mit Betongurten aus UHPC zum Teil merkliche Abweichungen zum Berechnungsansatz aufweisen. Dies ist auf die Streuung der Biegezugfestigkeit, welche vom Fasergehalt und der Faserorientierung abhängt, bzw. auf die Übertragbarkeit der Eigenschaften vom Probekörper auf den Versuchskörper zurückzuführen.

Um den angesetzten Winkel der Lastausbreitung zu beleuchten, wurden zusätzlich die Ergebnisse der numerischen Simulation herangezogen. Aus der Berechnungsformel der einwirkenden Querkraft nach Gl. (5-4) ergibt sich ein Lastausbreitungswinkel zwischen $27,5^\circ$ und $29,6^\circ$ für die in den Push-out-Versuchen geprüften Abstände und Blechdicken. Die räumliche Ausbreitung der Hauptdruck- und Hauptzugspannungen kann im FE-Modell durch eine Vektordarstellung sichtbar gemacht werden. Die Lastausbreitung in der Ebene des Betongurts, welche für die Querkzugspannungen und damit letztlich die Rissbildung verantwortlich ist, ist in Abb. 5-5 dargestellt. Der Ausbreitungswinkel des entsprechenden Fachwerkmodells kann hierbei zu etwa 30° entnommen werden.

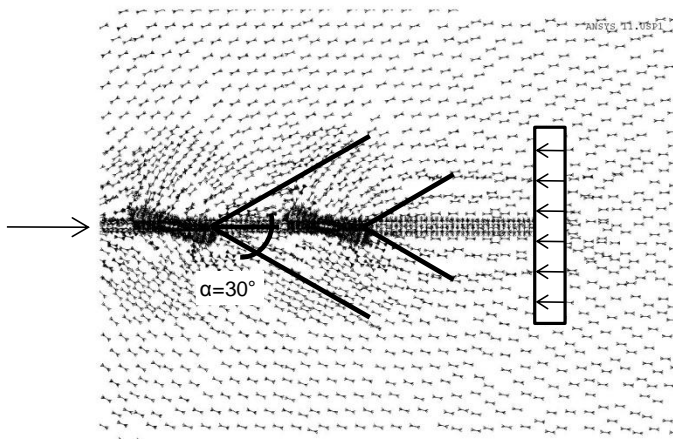


Abb. 5-5: Verlauf der Hauptdruckspannungen in der Betongurtebene

Dies zeigt eine gute Übereinstimmung mit den theoretisch ermittelten Werten für die Winkel der Lastausbreitung. Aufgrund der erzielten Resultate wird daher vorgeschlagen, die Traglasten für den Versagensfall Längsrissbildung nach dem von *Leonhardt 1986* vorgeschlagenen Fachwerkmodell unter Ansatz der in Abb. 5-3 dargestellten wirksamen Länge des Querkzugbereichs zu berechnen.

Das Versagenskriterium Längsrissbildung sollte grundsätzlich nicht bemessungsmaßgebend werden, da es sich hierbei um eine spröde Versagensart handelt. Mit dem Öffnen des Längsrisses ist in einem unbewehrten Bauteil die Tragfähigkeit erreicht, da sich die Rissbreite sehr schnell vergrößert und zum Spalten des Betongurts führt. Eine entsprechende Bewehrung zur Vermeidung dieser Versagensform kann ebenfalls mit dem Bemessungsvorschlag dimensioniert werden.

$$\text{erf. } A_{\text{sq}} = \frac{0,3 \cdot P \cdot \left(1 - \frac{t_s}{e}\right)}{f_s} \quad (5-11)$$

mit f_s Streckgrenze der Bewehrung

Die Querbewehrung sollte wegen der reduzierten Bauteildicken geringe Durchmesser aufweisen und mittig zwischen den Scharen angeordnet werden.

Weiterhin ist zu beachten, dass für den Fall von wiederholten Belastungen Bewehrung eingelegt werden muss, da der Längsriss auf einem niedrigeren Lastniveau entstehen kann (vgl. Tab. 3-11).

5.1.3 Versagen durch Betonausbruch (Pry-out)

Bei einer Verhinderung der Versagensart Splitting durch die Anordnung einer Querbewehrung zur Aufnahme der Zugkräfte kann die Längsschubkraft weiter gesteigert werden. Das endgültige Versagen tritt bei hoher Druck- bzw. Zugfestigkeit des Betons im Vergleich zur Stahlfestigkeit durch das Abscheren der Schare ein (vgl. Kap. 5.2). Bei niedrigeren Betonfestigkeiten bilden sich bei Erreichen der Höchstlast kegelförmige Betonausbrüche (pry-outs), welche zum Versagen des Verbundmittels führen. Diese Ausbruchkegel traten in den durchgeführten Push-out-Versuchen mit normalfestem Beton in der Regel zuerst auf der Innenseite des Betongurts auf. Die Betondeckung wies zwar oberhalb und unterhalb der Schare den gleichen Wert auf, jedoch liegt der Bereich der Lastübertragung vom Betongurt in das Stahlprofil am Fuß der Schare und damit näher an der Innenseite. Der Widerstand eines solchen Kegels gegen das Ausbrechen stellt die Grundlage für den Bemessungsansatz der aufnehmbaren Scharkraft für das Pry-out-Versagen dar. In Anbetracht der Streuungen der Dimensionen der Ausbruchkegel in den Push-out-Versuchen aufgrund geringer Abmessungen, dem daraus resultierenden Einfluss von Zuschlagsgrößen und Oberflächenfestigkeiten, lokal streuender Festigkeitseigenschaften sowie einer Überschneidung der einzelnen Kegel, wird für die Bestimmung der geometrischen Form und Abmessungen auf Angaben aus der Literatur zu dieser Versagensform sowie auf Erkenntnisse aus der numerischen Simulation zurückgegriffen. Für die Modellvorstellung des Pry-out-Versagens wird ein idealisierter Ersatzkegel analog zu *Zapfe 2001*, *Heinemeyer 2011* und *Eligehausen 2000* in Form eines geraden Kreiskegels angenommen. Eligehausen beschreibt die Versagensform des lokalen Betonausbruchs für randnahe Kopfbolzen, welche durch die hohe mehraxiale Druckbeanspruchung im Bereich des Bolzenkopfs hervorgerufen wird. Der Ausbreitungswinkel des Kegels wird daher in Anlehnung an *Eligehausen 2000* mit

$$\beta = 20^\circ \quad (5-12)$$

angesetzt.

Die einwirkende Kraft aus Längsschub setzt an der Spitze des Ausbruchkegels unter einem Winkel θ an. Die Größe des Winkels sowie die Höhe des idealisierten Kegels wurden aus einer Betrachtung der Hauptdruckmeridiane aus der numerischen Simulation ermittelt und für das Bemessungskonzept übernommen.

Die Höhe des Ausbruchkegels ergab sich hierbei zu

$$h_{tc} = 0,35 \cdot h_s + c_u \quad (5-13)$$

mit h_s Höhe des Stahlschars

mit c_u untere Betondeckung

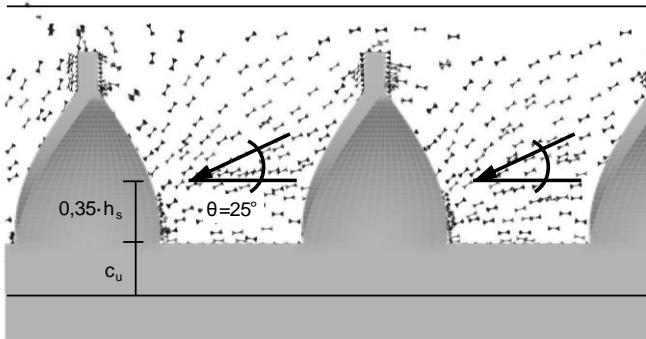


Abb. 5-6: Verlauf der Hauptdruckspannungen in der Stahlstegebene

Diese Höhe konnte auch durch eine Inspektion der Push-out-Körper nach Versuchsdurchführung bestätigt werden. Die Spitzen der aufgetretenen Ausbruchkegel lagen durchweg in einer Höhe zwischen $0,25 \cdot h_s + c_u$ und $0,5 \cdot h_s + c_u$. Die Last aus Längsschub an der Spitze des Kegels wirkt unter einem Winkel von

$$\theta = 25^\circ \quad (5-14)$$

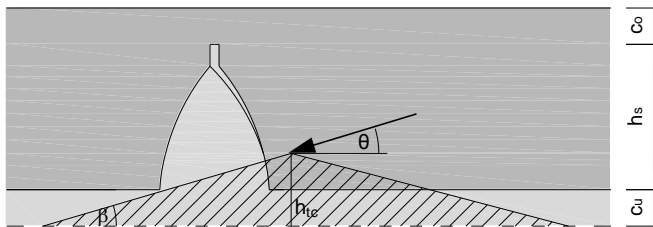


Abb. 5-7: Ausbruchkegel und einwirkende Kraft

Der lotrechte Anteil der schräg einwirkenden Kraft bewirkt das Ausbrechen des Kegels. Unter den genannten Voraussetzungen lässt sich die vertikale Kraft wie folgt berechnen:

$$P_{\perp E} = P \cdot \tan(\theta) = 0,466 \cdot P \quad (5-15)$$

Diese Kraft bewirkt eine Zugbeanspruchung des Kegels. Da die Annahme eines vollplastischen Widerstands unter Ansatz der Betonzugfestigkeit, welche konstant über die gesamte Mantelfläche wirkt, die Tragfähigkeit deutlich überschätzt, wird die Verteilung der Zugspannungen trapezförmig festgelegt. Für die Ermittlung des Widerstands des Kegels gegen Ausbrechen wird daher an der Kegelspitze die Betonzugfestigkeit f_{ct} angesetzt, welche bis zur Grundfläche auf den Wert $0,3 \cdot f_{ct}$ abfällt, wie in Abb. 5-8 dargestellt ist.

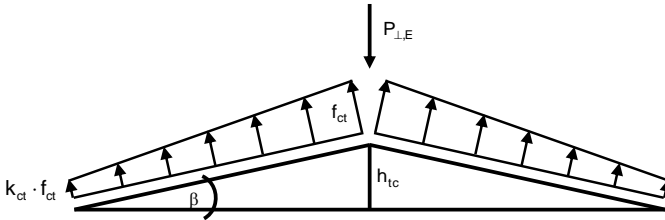


Abb. 5-8: Modellvorstellung für den Widerstand des Ausbruchkegels

Die Tragfähigkeit des Kegels kann mittels dieser Modellvorstellung zu

$$P_{\perp,R} = A_{Ma} \cdot \frac{1+k_{ct}}{2} \cdot f_{ct} \cdot \cos(\beta) = 0,611 \cdot f_{ct} \cdot A_{Ma} \quad (5-16)$$

- mit A_{Ma} Mantelfläche des idealisierten Kreiskegels
- mit $k_{ct} = 0,3$ Reduktionsfaktor für die ansetzbare Zugfestigkeit an der Kegelgrundfläche
- mit f_{ct} zentrische Zugfestigkeit des Betons
- mit β Ausbreitungswinkel des idealisierten Kreiskegels

bestimmt werden.

Die Oberfläche des Kegelmantels ergibt sich zu

$$A_{Ma} = \pi \cdot r \cdot s = \frac{\pi \cdot h_{tc}^2}{\tan(\beta) \cdot \sin(\beta)} = 25,24 \cdot h_{tc}^2 \quad (5-17)$$

- mit h_{tc} Höhe des idealisierten Kreiskegels (siehe Gl. 5-13)
- mit β Ausbreitungswinkel des idealisierten Kreiskegels

Aus dem Gleichsetzen von Einwirkung und Widerstand ergibt sich die aufnehmbare Last für das Versagenskriterium Betonausbruch. Dieser Bemessungsansatz wurde mit zwei Modifikationsfaktoren versehen, um Einflüsse aus der Verformung der Stahlschare sowie der Überlappung von Ausbruchkegeln zu berücksichtigen.

$$P_{pr} = \frac{\pi}{\tan(\beta) \cdot \sin(\beta)} \cdot h_{tc}^2 \cdot 0,65 \cdot \cos(\beta) \cdot f_{ct} \cdot k_e \cdot k_t \cdot \frac{1}{\tan(\theta)} \quad (5-18)$$

$$P_{pr} = 33 \cdot h_{tc}^2 \cdot f_{ct} \cdot k_e \cdot k_t \quad (5-19)$$

mit k_e	Modifikationsfaktor zur Berücksichtigung der Überlappung der Ausbruchkegel
k_t	Modifikationsfaktor zur Berücksichtigung von Verformungseinflüssen der Stahlschare
θ	Winkel der einwirkenden Längsschubkraft

Bei geringen Zwischenabständen der Stahlschare können sich die Ausbruchkegel nicht ungestört ausbilden, was zu einer Reduzierung der aufnehmbaren Lasten führt. Es tritt eine gegenseitige Überschneidung der Kegel auf, welche vereinfacht über einen Längenansatz der Kegelmantellinien erfasst wird. Hierfür wird das Verhältnis der Länge der Mantellinie der überlappenden Kegel zur Länge der Mantellinie mit ungestörten Ausbruchkegeln gebildet.

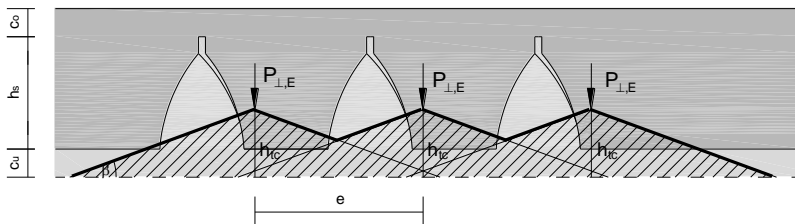


Abb. 5-9: Mantellinie von überlappenden Ausbruchkegeln

Der Modifikationsfaktor lässt sich damit in folgender Weise ausdrücken:

$$k_e = \begin{cases} \frac{1}{n} + \frac{(n-1)}{n} \cdot \frac{e/2}{h_{tc}} \cdot \tan(\beta) & \text{für } n = \text{begrenzte Anzahl an Scharen} \\ \frac{e/2}{h_{tc}} \cdot \tan(\beta) & \text{für } n \rightarrow \infty \end{cases} \quad (5-20)$$

für $e \leq 2 \cdot \frac{h_{tc}}{\tan(\beta)}$

Mit dem Ausbruchwinkel des Kreiskegels von $\beta = 20^\circ$ ergibt sich k_e zu

$$k_e = \begin{cases} \frac{1}{n} + \frac{(n-1)}{n} \cdot \frac{e/2}{h_{tc}} \cdot 0,364 & \text{für } n = \text{begrenzte Anzahl an Scharen} \\ \frac{e/2}{h_{tc}} \cdot 0,364 & \text{für } n \rightarrow \infty \end{cases} \quad (5-21)$$

für $e \leq 5,5 \cdot h_{tc}$

mit $e = d + b_s$ Abstand der Schare

In den Push-out-Versuchen mit Pry-out-Versagen zeigten sich neben den Ausbruchkegeln auch Verformungen der Stahlschare bis hin zu Anrissen im jeweils untersten Schar. Diese beeinflussen die Traglasten nachteilig, indem sie zusätzliche

Beanspruchungen auf die Ausbruchkegel hervorrufen. Die Verformungen waren in Versuch F-5 mit Stahlblech der Dicke 3 mm aufgrund der höheren Scharsteifigkeit deutlich geringer. Daher wurde ein blechdickenabhängiger Modifikationsfaktor zur Berücksichtigung der Scharverformungen eingeführt:

$$k_t = 2 - \frac{2}{t_s} \quad (5-22)$$

mit t_s Blechdicke der Schare in mm

Abb. 5-10 zeigt den Vergleich der experimentellen Ausbruchlasten mit den Werten, welche mittels des vorgestellten Bemessungsansatzes sowie den Mittelwerten der Betonfestigkeit errechnet wurden.

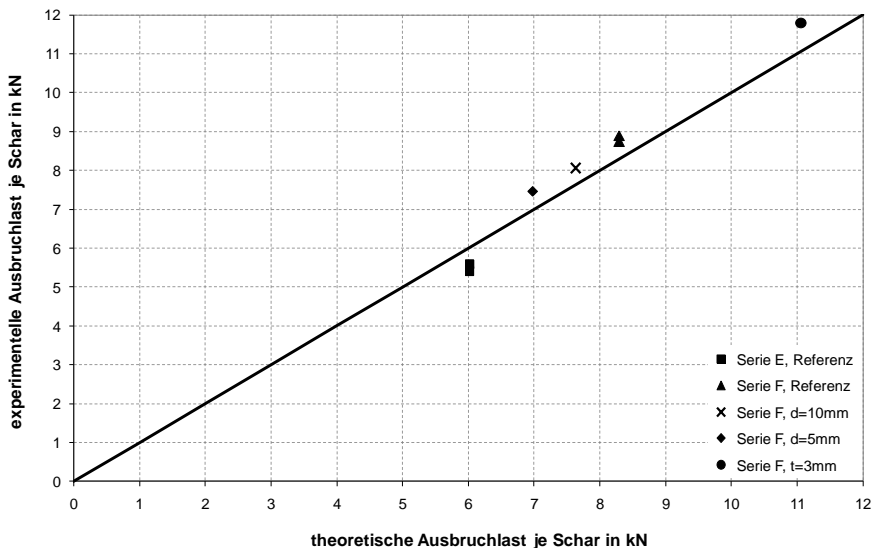


Abb. 5-10: Korrelation der experimentellen zu den theoretischen Ausbruchlasten

Die angeordnete Querbewehrung in den Versuchen wurde im Bemessungsansatz nicht berücksichtigt, da diese außerhalb des untersten Ausbruchkegels positioniert war und damit keine tragfähigkeitssteigernden Auswirkungen zur Folge hatte. Für Bewehrung, welche innerhalb des Einflussbereichs verlegt wird, ist eine Steigerung der Dübeltraglast aufgrund der erhöhten Umschnürungswirkung des Betons zu erwarten. Mögliche Ansätze hierfür können *Zapfe 2001* und *Heinemeyer 2011* entnommen werden.

5.2 Stahlversagen

Aus der Analyse der Push-out-Versuche ergab sich zunächst die Erkenntnis, dass bei Stahlversagen durch das Abscheren der Stahlschare Traglasten erzielt wurden, welche die vom reinen Scharquerschnitt übertragbaren Lasten auf Schub unter Ansatz der technischen Festigkeiten signifikant überschritten. Ein Tastversuch mit

fehlender Betondeckung zeigte zudem, dass die Laststeigerungen nicht allein auf die Effekte von Reibmechanismen zurückgeführt werden können. Aufgrund der Volumenkonstanz des Stahlblechs unter plastischen Verformungen kann für die Ermittlung der Tragfähigkeit des Stahlquerschnitts die wahre Festigkeit anstelle der technischen Festigkeit angesetzt werden. Mittels der numerischen Untersuchungen konnte die Annahme bestätigt werden, dass der Scharquerschnitt maßgeblich auf Schub beansprucht wird. Die Übertragung von Reibkräften vom Betongurt in das Stahlblech kann lediglich durch Druck auf die seitlichen Stegflächen erfolgen, da die Oberkante des Blechs wegen des Abhebens der Betongurte im Push-out-Versuch keine Kontaktpressungen aufweisen kann. Damit sind die Reibkräfte unabhängig von der Blechdicke und nur gebunden an die Höhe der übertragenen Längsschubkraft. Zur Einleitung der vollen Reibkräfte in das Blech wird nur eine Betondeckung c_u von 3 mm benötigt (vgl. Tab. 4-3). Unter Berücksichtigung der beschriebenen Ergebnisse stellt sich ein additiver Bemessungsansatz für die Berechnung der Traglast eines Stahlschars als geeignet dar. Dieser setzt sich aus einem Anteil der reinen Tragfähigkeit des Scharquerschnitts sowie einem von dieser Größe abhängigen Anteil aus Reibeffekten zusammen. Die vorgeschlagene Formel für Stahlversagen lautet:

$$P_s = \frac{k_w \cdot f_u}{\sqrt{3}} \cdot b_s \cdot t_s \cdot (1 + \mu \cdot 0,5) \quad (5-23)$$

mit f_u	technische Zugfestigkeit des Schars
k_w	Erhöhungsfaktor zur Bestimmung der wahren Zugfestigkeit des Schars
b_s	Breite Stahlschar
t_s	Blechdicke Stahlschar
μ	Reibbeiwert zwischen Stahl und Beton

Wenn keine Kenntnisse über die wahre Zugfestigkeit bzw. die Bruchdehnung des verwendeten Stahlblechs vorliegen, kann von einer Mindestbruchdehnung von 15% ausgegangen und damit der Erhöhungsfaktor auf der sicheren Seite liegend wie folgt angenommen werden (vgl. Gl. (4-2)):

$$k_w = 1,15 \quad (5-24)$$

Bei fehlenden Angaben zum Reibkoeffizienten sowie zur Oberflächenbeschaffenheit des Blechs in der Verbundfuge (unbehandelt, geölt, vorbehandelt ...) kann hierfür von einem Wert von $\mu = 0,3$ ausgegangen werden.

Der Bemessungsansatz gilt für die Randbedingungen, die in den Push-out-Versuchen geprüft wurden. Der Reibanteil darf nur angesetzt werden, wenn eine Betondeckung c_u von mindestens 3 mm vorliegt.

Die Auswertung der Bemessungsformel mit den Mittelwerten der Materialeigenschaften der Versuche ist in Abb. 5-11 dargestellt.

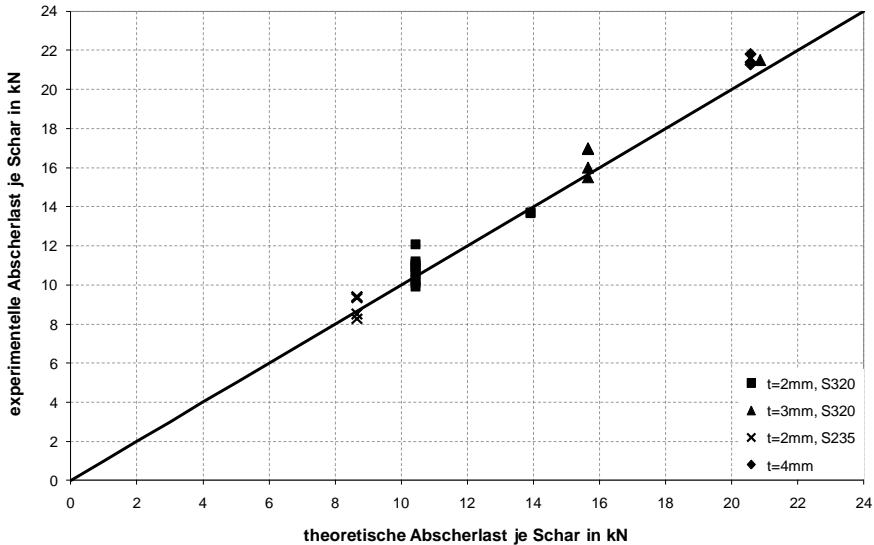


Abb. 5-11: Korrelation der experimentellen zu den theoretischen Traglasten für Stahlversagen

5.3 Statistische Auswertung nach DIN EN 1990 Anhang D

Die Verfahrensweise zur statistischen Kalibrierung eines Widerstandsmodells mittels experimenteller Daten ist in *DIN EN 1990 2010* Anhang D geregelt. Aufbauend auf Versuchen und/oder theoretischen Überlegungen muss zunächst ein Bemessungsmodell entwickelt werden. Dieses wird mittels einer statistischen Analyse der Versuchserkenntnisse überprüft und dergestalt angepasst, dass eine hinreichende Korrelation zwischen theoretischen und experimentellen Werten besteht. Für die Versagensarten Stahlversagen und Pry-out werden die Bemessungsansätze auf Grundlage von 30 bzw. 8 entsprechenden Push-out-Versuchen modifiziert. Die Versagensform Splitting sollte durch die Anordnung einer Querbewehrung verhindert werden und bedarf daher keiner statistischen Betrachtung. Im Folgenden wird die standardisierte Vorgehensweise nach *DIN EN 1990 2010* Anhang D schrittweise erläutert.

Den ersten Schritt bildet die Entwicklung von Bemessungsmodellen, welche alle Basisvariablen beinhalten, die Einfluss auf die Traglast nehmen. Durch das Einsetzen der gemessenen Werte in die theoretische Widerstandsfunktion r_t werden die theoretischen Werte r_{ti} ermittelt und können in einem Diagramm im Vergleich mit den experimentellen Werten r_{ei} aufgetragen werden (vgl. Abb. 5-10, Abb. 5-11).

Im zweiten Schritt wird die Mittelwertkorrektur b , basierend auf dem Minimum der Abweichungsquadratrate, abgeschätzt. Schritt 3 umfasst den Berechnungsablauf zur Schätzung des Variationskoeffizienten der Streugröße δ . In Schritt 4 wird eine Verträglichkeitsprüfung gefordert, durch die die Wirtschaftlichkeit der Widerstandsfunktionen sichergestellt werden soll. Hierzu wird die Streuung der Werte r_{ti} , r_{ei} überprüft. Diese sind hier für beide Versagensarten so gering, dass keine Maßnahmen zur Verbesserung der Bemessungsmodelle getroffen werden müssen.

Im anschließenden Schritt 5 müssen die Variationskoeffizienten V_{x_i} der Basisvariablen bestimmt werden. Diese basieren auf Vorinformationen oder stellen sichere Schätzwerte dar. Der Variationskoeffizient der Stahlzugfestigkeit wird nach *Probabilistic MC 2001* zu

$$V_{f_{u,s}} = 0,04 \quad (5-25)$$

und der Variationskoeffizient der Betonzugfestigkeit gemäß *Andres 2004* zu

$$V_{f_{ct,s}} = 0,182 \quad (5-26)$$

angesetzt. Die Zahlenwerte der verbleibenden Variationskoeffizienten wurden konservativ abgeschätzt.

Die charakteristischen sowie die Bemessungswerte der Widerstandsmodelle werden in Schritt 6 berechnet. Mittels der partiellen Ableitungen der jeweiligen Widerstandsfunktion nach den Basisvariablen wird deren Variationskoeffizient ermittelt. Da die Anzahl der Versuche weniger als 100 beträgt, wird die Verteilung Δ für die statistischen Unsicherheiten über die Wichtungsfaktoren α_δ für das Widerstandsmodell sowie α_{rt} für die Basisvariablen berücksichtigt. Der charakteristische Wert r_k ergibt sich mittels der Fraktilefaktoren k_η und k_∞ , der Bemessungswert r_d mittels $k_{d,n}$ und $k_{d,\infty}$. Aus dem Verhältnis von charakteristischem Wert zu Bemessungswert resultiert schließlich der Teilsicherheitsbeiwert γ_m .

Im anschließenden Schritt 7 erfolgt die Anpassung der Bemessungsmodelle auf den Einsatz von charakteristischen Werten für die Materialfestigkeiten. Hierfür wird nach *Roik 1988* die charakteristische Stahlzugfestigkeit mit der Beziehung

$$f_{uk} = (1 - 1,64 \cdot V_{f_{u,s}}) \cdot f_u = 0,9344 \cdot f_u \quad (5-27)$$

sowie nach *DIN EN 1992-1-1 2011* die charakteristische Betonzugfestigkeit mit

$$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ct} \quad (5-28)$$

angesetzt. Schließlich wird noch die Umrechnung auf den für Verbundmittel üblichen Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_v = 1,25$ vollzogen, so dass im letzten Schritt 8 die Bemessungsgleichungen angegeben werden können.

Die beschriebene standardisierte Vorgehensweise zur Bestimmung des Widerstandsmodells nach *DIN EN 1990 2010* Anhang D mit den Ergebnissen der Auswertung für die Versagensarten Stahlversagen und Pry-out ist in Tab. 5-1 dargestellt.

Vorgehensweise	Auswertung	
	Stahlversagen	Pry-out
1) Entwicklung eines Bemessungsmodells $r_t = g_{rt}(X)$	Stahlversagen: $r_{t,s} = \frac{k_w \cdot f_{tu}}{\sqrt{3}} \cdot b_s \cdot t_s \cdot (1 + \mu \cdot 0,5)$ Pry-out: $r_{t,pr} = 33 \cdot h_{tc}^2 \cdot f_{ct} \cdot k_e \cdot k_t$	
2) Schätzung der Mittelwertkorrektur $b = \frac{\sum r_{e_i} \cdot r_i}{\sum r_i^2}$	$b_s = 1,027$	$b_{pr} = 1,033$
3) Schätzung der Variationskoeffizienten der Streugröße δ $\delta_i = \frac{r_{e_i}}{b \cdot r_i}$ $\Delta_i = \ln(\delta_i)$ $\bar{\Delta} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \Delta_i$ $s_{\Delta}^2 = \frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^n (\Delta_i - \bar{\Delta})^2$ $V_{\delta} = \sqrt{\exp(s_{\Delta}^2) - 1}$	$\bar{\Delta}_s = 2,84e^{-4}$ $s_{\Delta,s}^2 = 6,96e^{-3}$ $V_{\delta,s} = 0,0836$	$\bar{\Delta}_{pr} = -0,0237$ $s_{\Delta,pr}^2 = 5,93e^{-3}$ $V_{\delta,pr} = 0,0771$
4) Verträglichkeitsprüfung		
5) Bestimmung der Variationskoeffizienten der Basisvariablen	$V_{b_{s,s}} = 0,02$ $V_{t_{s,s}} = 0,02$ $V_{f_{u,s}} = 0,04$ $V_{\mu,s} = 0,2$	$V_{k_{e,pr}} = 0,02$ $V_{k_{t,pr}} = 0,02$ $V_{h_{tc,pr}} = 0,10$ $V_{f_{ct,pr}} = 0,182$
6) Bestimmung des charakteristischen und des Bemessungswertes der Widerstandsfunktion $V_{rt} = \frac{1}{g_{rt}^2(X_m)} \times \sum_{i=1}^j \left(\frac{\partial g_{rt}}{\partial X_i} \times \sigma_i \right)^2$ $V_r^2 = V_{\delta}^2 + V_{rt}^2$ $Q_{rt} = \sqrt{\ln(V_{rt}^2 + 1)}$ $Q_{\delta} = \sqrt{\ln(V_{\delta}^2 + 1)}$ $Q = \sqrt{\ln(V_r^2 + 1)}$ $\alpha_{rt} = \frac{Q_{rt}}{Q}$ $\alpha_{\delta} = \frac{Q_{\delta}}{Q}$ $r_k = b \cdot g_{rt}(X_m) \cdot \exp(-k_{d,\infty} \cdot \alpha_{rt} \cdot Q_{rt} - k_n \cdot \alpha_{\delta} \cdot Q_{\delta} - 0,5 \cdot Q^2)$ $r_d = b \cdot g_{rt}(X_m) \cdot \exp(-k_{d,\infty} \cdot \alpha_{rt} \cdot Q_{rt} - k_{d,n} \cdot \alpha_{\delta} \cdot Q_{\delta} - 0,5 \cdot Q^2)$ $k_{\infty}, k_n, k_{d,\infty}, k_{d,n}$ nach DIN EN 1990 Tab. D.1 / D.2 $\gamma_m = \frac{r_k}{r_d}$	$V_{rt,s} = 0,0608$ $V_{rt,pr} = 0,1034$ $Q_{rt,s} = 0,0608$ $Q_{rt,pr} = 0,1031$ $\alpha_{rt,s} = 0,5896$ $\alpha_{rt,pr} = 0,5892$ $n = 30$ $k_{30} = 1,73$ $k_{d,30} = 3,44$ $\gamma_{m,s} = 1,180$	$V_{rt,pr} = 0,2719$ $V_{rt,pr} = 0,2826$ $Q_{rt,pr} = 0,2671$ $Q_{rt,pr} = 0,2772$ $\alpha_{rt,pr} = 0,9634$ $\alpha_{rt,pr} = 0,2778$ $n = 8$ $k_8 = 2,00$ $k_{d,8} = 5,07$ $\gamma_{m,pr} = 1,531$
7) Anpassung des Bemessungsmodells $k_c = \frac{r_{ck}}{r_k}$ $\gamma_m^* = k_c \cdot \gamma_m$ $f_u \leftrightarrow f_{uk}$ $f_{ct} \leftrightarrow f_{ctk}$ $k^* = \frac{\gamma_v}{\gamma_m^*}$ $\gamma_m^* \leftrightarrow \gamma_v$	$k_{c,s} = 0,9344$ $\gamma_{m,s}^* = 1,103$ $\gamma_{v,s} = 1,25$ $k_s^* = 1,134$	$k_{c,pr} = 0,70$ $\gamma_{m,pr}^* = 1,072$ $\gamma_{v,pr} = 1,25$ $k_{pr}^* = 1,166$
8) Bemessungsgleichung $P_d = k^* \cdot r_k \cdot \frac{1}{\gamma_v}$	Stahlversagen: $P_{s,d} = 0,97 \cdot \frac{k_w \cdot f_{uk}}{\sqrt{3}} \cdot b_s \cdot t_s \cdot (1 + \mu \cdot 0,5) \cdot \frac{1}{\gamma_v}$ Pry-out: $P_{pr,d} = 24,03 \cdot h_{tc}^2 \cdot f_{ctk} \cdot k_e \cdot k_t \cdot \frac{1}{\gamma_v}$	

Tab. 5-1: Vorgehensweise der statistischen Bestimmung eines Widerstandsmodells

Zudem wurde eine Sensitivitätsanalyse der statistischen Berechnungen durchgeführt, um den Einfluss der Variationskoeffizienten der Basisvariablen auf den

Teilsicherheitsbeiwert γ_m zu untersuchen. Tab. 5-2 zeigt die Ergebnisse für das Bemessungsmodell für Stahlversagen.

Variante	Variationskoeffizienten der Basisvariablen				$\gamma_{m,s}$
	b_s	t_s	f_u	μ	
1	0,02	0,02	0,04	0,20	1,180
2	0,01	0,02	0,04	0,20	1,178
3	0,02	0,01	0,04	0,20	1,178
4	0,02	0,02	0,10	0,20	1,232
5	0,02	0,02	0,04	0,30	1,191

Tab. 5-2: Sensitivitätsanalyse der statistischen Auswertung für Stahlversagen

Die Auswirkungen der Streuungen der Basisvariablen b_s , t_s und μ sind als vernachlässigbar einzustufen, so dass die angesetzten Variationskoeffizienten der Variante 1 herangezogen werden können. Den bedeutendsten Einflussfaktor auf den Teilsicherheitsbeiwert stellt der Variationskoeffizient der Stahlzugfestigkeit dar, der jedoch durch eine Vielzahl an Versuchen in der Literatur hinreichend belegt ist und mit 4% angenommen werden kann.

In Tab. 5-3 sind die Resultate für die Versagensart Pry-out aufgelistet.

Variante	Variationskoeffizienten der Basisvariablen				$\gamma_{m,pr}$
	k_e	k_t	h_{tc}	f_{ct}	
1	0,02	0,02	0,10	0,182	1,531
2	0,01	0,02	0,10	0,182	1,530
3	0,02	0,01	0,10	0,182	1,530
4	0,02	0,02	0,05	0,182	1,427
5	0,02	0,02	0,10	0,10	1,452

Tab. 5-3: Sensitivitätsanalyse der statistischen Auswertung für Pry-out-Versagen

Die geometrischen Größen k_e und k_t zeigen nur geringen Einfluss auf den Teilsicherheitsbeiwert. Die Kegelhöhe h_{tc} wirkt sich dagegen stärker aus, so dass ihr Variationskoeffizient mit einem Wert von 10% angenommen wird. Den signifikantesten Effekt erzielt hier jedoch die Betonzugfestigkeit, deren Variationskoeffizient zu 18,2% angesetzt wird, welcher sich mittels *Andres 2004* nachvollziehen lässt.

5.4 Zusammenfassung des Bemessungskonzepts

Auf Basis der 38 durchgeführten Push-out-Versuche, den Erkenntnissen aus der numerischen Simulation sowie theoretischen Überlegungen und statistischen Betrachtungen wurde ein Bemessungskonzept für die beiden aufgetretenen Versagensarten des Betongurts, Splitting (Längsrissebildung) und Pry-out (Betonausbruch), sowie das Stahlversagen (Abscheren) der Schare entwickelt.

Die Bemessungsansätze für das Verbundmittel der Stahlschare sind nur im Rahmen der experimentell geprüften Geometrien und Materialeigenschaften gültig. Insbesondere das Pry-out-Versagen ist nur für normalfeste Betongurte anwendbar.

Die Querbewehrung zur Verhinderung des Splitting ist mittig zwischen den Scharen auf halber Scharhöhe anzuordnen, da hier die größten Querkzugspannungen auftreten. Der Reibungsanteil bei Stahlversagen darf nur bei einer Mindestbetondeckung c_u von 3 mm angesetzt werden. Eine Übersicht des Bemessungskonzepts mit den zugehörigen Bezeichnungen ist in Tab. 5-4 dargestellt.

Bemessungskonzept für das Verbundmittel Stahlschar		
Stahlversagen	$P_{s,d} = 0,97 \cdot \frac{k_w \cdot f_{uk}}{\sqrt{3}} \cdot b_s \cdot t_s \cdot (1 + \mu \cdot 0,5) \cdot \frac{1}{\gamma_{v,s}}$ mit $k_w = 1,15$ $\mu = 0,3$ bei fehlenden genaueren Angaben	$\gamma_{v,s} = 1,25$
Pry-out (Betonausbruch)	$P_{pr,d} = 24,03 \cdot h_{tc}^2 \cdot f_{ctk} \cdot k_e \cdot k_t \cdot \frac{1}{\gamma_{v,pr}}$ mit $h_{tc} = 0,35 \cdot h_s + c_u$ $k_e = \begin{cases} \frac{1}{n} + \frac{(n-1)}{n} \cdot \frac{e/2}{h_{tc}} \cdot 0,364 & \text{für } n = \text{begrenzt} \\ \frac{e/2}{h_{tc}} \cdot 0,364 & \text{für } n \rightarrow \infty \end{cases}$ $\text{für } e \leq 5,5 \cdot h_{tc}$ $k_t = 2 - \frac{2}{t_s}$ gültig für normalfesten Beton C20/25	$\gamma_{v,pr} = 1,25$
Splitting (Längsrissebildung)	$\text{erf. } A_{sq} = \frac{0,3 \cdot P \cdot \left(1 - \frac{t_s}{e}\right)}{f_{sd}}$ gültig für normalfesten Beton und UHPC	
Bezeichnungen	A_{sp} querzugwirksame Betonfläche (in Abhängigkeit von I_e) b_s Breite Stahlschar c_u untere Betondeckung e Abstand der Schare f_{ctk} charakteristische Zugfestigkeit des Betons f_{uk} charakteristische technische Zugfestigkeit des Schar f_{sd} Bemessungswert der Streckgrenze der Bewehrung h_s Höhe des Stahlschar k_w Erhöhungsfaktor zur Bestimmung der wahren Zugfestigkeit t_s Blechdicke Stahlschar μ Reibbeiwert zwischen Stahl und Beton	

Tab. 5-4: Zusammenfassung des Bemessungskonzepts für das Verbundmittel Stahlschar

6 Zugtragverhalten und Verhalten im Verbundträger

6.1 Pull-out-Versuche

6.1.1 Versuchskörpergeometrie und Herstellung

Die sogenannten Pull-out-Versuche bzw. Ausziehversuche dienen der Ermittlung bzw. Überprüfung der Tragfähigkeit der Stahlschare für Zugbeanspruchungen in Richtung der Scharhöhe. Eine derartige Belastung des Verbundmittels kann beispielsweise am Rand von großen Stegöffnungen (Kohlmeier 2008) oder bei einem Einsatz der Schare als Lasteinleitungskomponente bei Anschlüssen von Stahl an Betonbauteilen auftreten (vgl. Mangerig 2011). Zu diesem Zweck wurde ein Versuchskörper konzipiert, bei dem ein Stahlblech mit einem bzw. mehreren Scharen versehen und mittig in eine Betonplatte einbetoniert wurde.

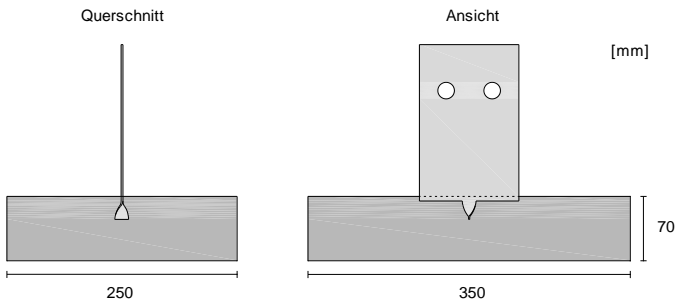


Abb. 6-1: Querschnitt und Ansicht eines Pull-out-Versuchskörpers

Die Betonplatte besaß Abmessungen von 350 mm x 250 mm (Länge x Breite) und eine Plattendicke von 70 mm. Die Betonplatte wurde mit einer deutlich höheren Dicke versehen als die Betongurte der Push-out-Versuche, um ein Biegeversagen der Platte im Versuch wirksam auszuschließen.

Für die Herstellung der Versuchskörper wurden Schalungen mit Bügeln gefertigt, an denen die Stahlbleche mit den Scharen befestigt wurden. Die Schalungen wurden mit Beton befüllt und auf einem Rütteltisch verdichtet. Zusätzlich wurden auch Probekörper zur Bestimmung der Festbetoneigenschaften hergestellt.



Abb. 6-2: Schalung eines Pull-out-Versuchskörpers

6.1.2 Versuchsparameter und Versuchsdurchführung

Es wurden zwei Serien der Pull-out-Versuche mit insgesamt 14 Versuchskörpern durchgeführt, um den Einfluss verschiedener Parameter zu prüfen. Die Referenzkonfiguration wurde in Anlehnung an den Push-out-Versuch gewählt: Das Stahlblech besaß eine Dicke von 2 mm und die Güte S320 und war mit einem Schar der Abmessung 15 mm x 20 mm (Breite x Höhe) versehen. Die obere Betondeckung betrug 5 mm analog zur Geometrie der Push-out-Körper. Die Festigkeitseigenschaften der verwendeten Stahlbleche können Tab. 6-1 entnommen werden.

Stahlgüte	Blechedicke t [mm]	Versuche	mittlere Streck- grenze f_y [N/mm ²]	mittlere Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]
S320	2	AZ-1 bis AZ-7, AZ-9 bis AZ-10, BZ-1 bis BZ-4	378	429
S320	3	AZ-8	387	444

Tab. 6-1: Mittlere Festigkeitseigenschaften der Stahlbleche für die Pull-out-Versuchsserien

Als Referenzbeton kam die in Kap. 3.1.1 beschriebene UHPC-Mischung mit 1,5Vol% Fasern und 2 mm Größtkorn zum Einsatz. Die Festbetoneigenschaften der Pull-out-Versuchsserien sind in Tab. 6-2 zusammengefasst.

Versuchs- serie	Beton	Druckfestigkeit Würfel [N/mm ²]	E-Modul Zylinder [N/mm ²]	Druckfestigkeit Zylinder [N/mm ²]	Biegezug- festigkeit [N/mm ²]
AZ	UHPC	126,0	-	-	12,3
AZ	normalfester Beton	31,5	20700	25,2	6,1
BZ	UHPC	130,7	-	-	11,7

Tab. 6-2: Festbetoneigenschaften der Pull-out-Versuchsserien

In der ersten Versuchsserie AZ wurden einzelne Schare auf ihre Tragfähigkeit getestet, in der zweiten Serie BZ wurden die Bleche mit je drei Scharen versehen, um die Effekte einer gegenseitigen Beeinflussung zu untersuchen.

Versuch	Geometrie Schar b_s/h_s [mm]	Abstand Schare d [mm]	Blech- dicke t_s [mm]	Beton- deckung c_o [mm]	Beton	Beschreibung
AZ-1	15/20	-	2	5	UHPC	Referenz
AZ-2	15/20	-	2	5	UHPC	Referenz
AZ-3	15/20	-	2	5	UHPC	Referenz
AZ-4	15/20	-	2	10	UHPC	höhere Betondeckung
AZ-5	20/20	-	2	5	UHPC	breiteres Schar
AZ-6	15/15	-	2	5	UHPC	niedrigeres Schar
AZ-7	15/25	-	2	5	UHPC	höheres Schar

AZ-8	15/20	-	3	5	UHPC	höhere Blechdicke
AZ-9	15/20	-	2	5	NB	normalfester Beton
AZ-10	15/20	-	2	5	NB	normalfester Beton
BZ-1	15/20	22,5	2	5	UHPC	größere Abstände
BZ-2	15/20	15	2	5	UHPC	Referenzabstände
BZ-3	15/20	10	2	5	UHPC	geringere Abstände
BZ-4	15/20	5	2	5	UHPC	geringere Abstände

Tab. 6-3: Versuchsparameter der Pull-out-Serien AZ und BZ

In Tab. 6-3 sind die Parameter der beiden Versuchsserien der Pull-out-Versuche aufgeführt. Da in allen Versuchen Stahlblech der Güte S320 zum Einsatz kam, ist dieser Parameter nicht gesondert aufgeführt.

In den Pull-out-Versuchen wurde sowohl die aufgebrachte Last als auch die Verschiebung zwischen Betonplatte und Stahlblech mittels zweier Wegaufnehmer gemessen. Der Versuchskörper wurde mit einer Haltekonstruktion aus umlaufenden Stahlblechen gegen den Spannboden gespannt und die Last über eine Bolzenverbindung in das Stahlblech eingebracht. Die Abstände der Halterungen zum Stahlblech wurden mit 65 mm so gewählt, dass sich ein Betonausbruchkegel ungehindert einstellen konnte, jedoch kein Biegeversagen der Platte auftrat. Die Geschwindigkeit des weggeregelten hydraulischen Zylinders betrug analog zu den Push-out-Versuchen 0,3 mm/min.

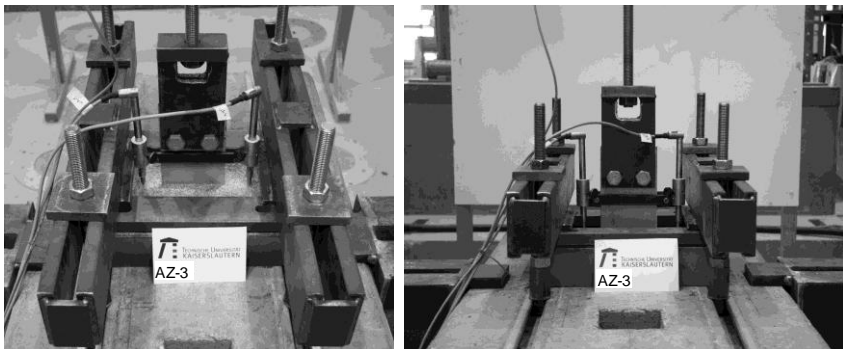


Abb. 6-3: Versuchsaufbau Pull-out-Versuch

6.1.3 Versuchsergebnisse

6.1.3.1 Beobachtungen

Das Versagen in den Pull-out-Versuchen trat mit Ausnahme von Versuch BZ-1 durch ein Ausbrechen des Betons um die Verbundmittel herum auf. Die Abmessungen der Ausbruchkörper waren dabei sehr großen Streuungen unterworfen. In Abb. 6-4 sind beispielhaft die Bruchbilder von zwei Pull-out-Körpern dargestellt.

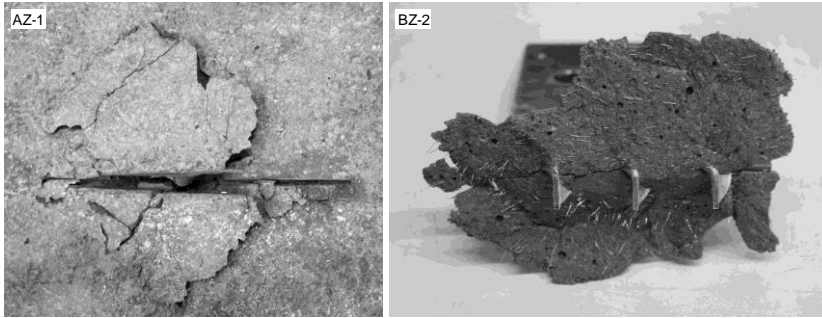


Abb. 6-4: Betonausbrüche in Pull-out-Versuchen mit UHPC

Ein merklicher Unterschied im Versagensbild zwischen den Versuchen mit UHPC und normalfestem Beton konnte nicht festgestellt werden. Hier bildeten sich ebenfalls kegelartige Ausbrüche an der Oberseite des Betonkörpers.

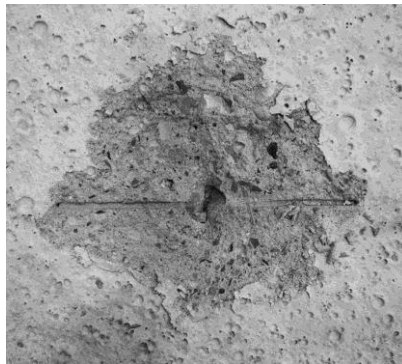


Abb. 6-5: Betonausbruch in Pull-out-Versuch mit normalfestem Beton

Versuch BZ-1 zeigte zusätzlich zu einem Betonausbruch geringen Ausmaßes ein Geradeziehen der Schare. Die Verbundmittel wurden im Pull-out-Versuch derartig beansprucht, dass die Vorverdrehung nach Versuchsende weitgehend rückgängig gemacht worden war.

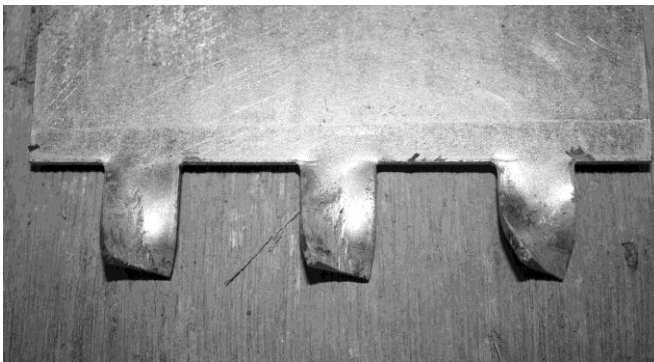


Abb. 6-6: geradegezogene Schare in Pull-out-Versuch BZ-1

6.1.3.2 Lasten und Verformungen

Die erzielten Auszuglasten sind in Tab. 6-4 aufgelistet. Hierfür wurden die Gesamtlasten der Versuchsserie BZ durch die Anzahl der Schare dividiert.

Versuch	Geometrie Schar b_s/h_s [mm]	Abstand Schare d [mm]	Blechdicke t_s [mm]	Betondeckung c_o [mm]	Beton	Last/Schar $P_{\text{pull-out}}$ [kN]
AZ-1	15/20	-	2	5	UHPC	10,27
AZ-2	15/20	-	2	5	UHPC	9,56
AZ-3	15/15	-	2	5	UHPC	10,82
AZ-4	15/20	-	2	10	UHPC	11,49
AZ-5	20/20	-	2	5	UHPC	11,07
AZ-6	15/15	-	2	5	UHPC	10,70
AZ-7	15/25	-	2	5	UHPC	9,79
AZ-8	15/20	-	3	5	UHPC	10,79
AZ-9	15/20	-	2	5	NB	3,48
AZ-10	15/20	-	2	5	NB	4,18
BZ-1	15/20	22,5	2	5	UHPC	10,17
BZ-2	15/20	15	2	5	UHPC	9,36
BZ-3	15/20	10	2	5	UHPC	8,40
BZ-4	15/20	5	2	5	UHPC	9,16

Tab. 6-4: Versuchslasten der Pull-out-Serien AZ und BZ

Der Mittelwert der Versuche mit Referenzkonfiguration betrug 10,22 kN. Die Lasten für die geprüften Parameter wiesen uneinheitliche Streuungen um diesen Bezugswert auf. Die prozentualen Abweichungen sind in Tab. 6-5 aufgeführt.

Versuch	Beschreibung	Last/Schar $P_{\text{pull-out}}$ [kN]	Abweichung zur Referenzkonfiguration [%]
AZ-4	höhere Betondeckung	11,49	+12,5
AZ-5	breiteres Schar	11,07	+8
AZ-6	niedrigeres Schar	10,70	+5
AZ-7	höheres Schar	9,79	-4
AZ-8	höhere Blechdicke	10,79	+6
AZ-9	Normalbeton	3,48	-66
AZ-10	Normalbeton	4,18	-59
BZ-1	größere Abstände	10,17	-0,5
BZ-2	Referenzabstände	9,36	-8
BZ-3	geringere Abstände	8,40	-18
BZ-4	geringere Abstände	9,16	-10

Tab. 6-5: Vergleich der Auszuglasten je Schar in Bezug auf die Referenzkonfiguration

Der Mittelwert der beiden angebrachten Wegaufnehmer sowie die Messwerte der Kraftmessdose wurden dazu genutzt, die Last-Verformungs-Diagramme der Pull-out-Versuche darzustellen.

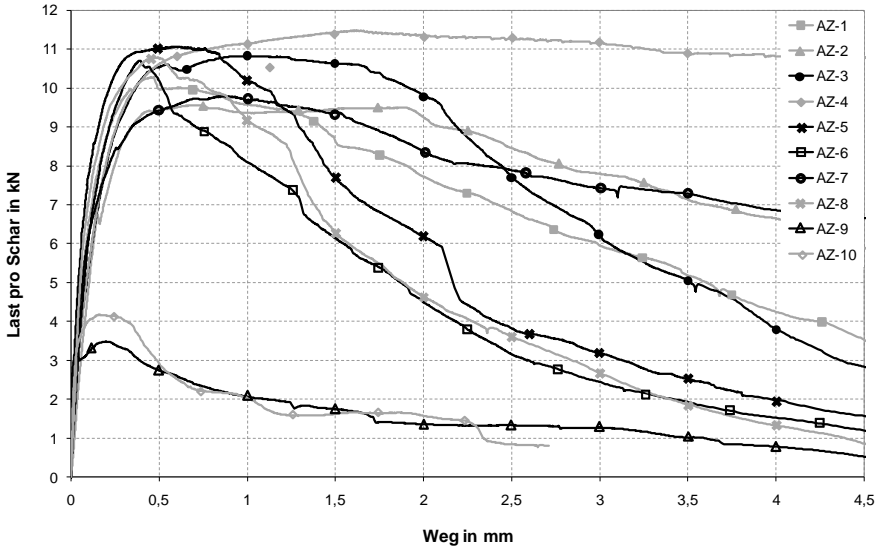


Abb. 6-7: Last-Weg-Diagramme der Pull-out-Versuchsserie AZ

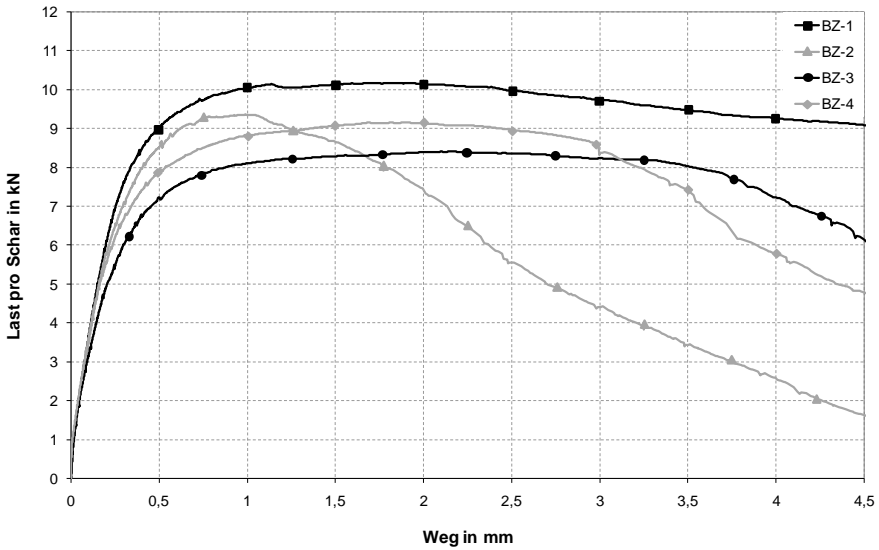


Abb. 6-8: Last-Weg-Diagramme der Pull-out-Versuchsserie BZ

6.1.3.3 Interpretation der Versuchsergebnisse

Aus den geringen Abhebemaßen der Push-out-Versuche ließ sich bereits ableiten, dass das Verbundmittel Stahlschar eine hohe Tragfähigkeit für Zugbeanspruchungen besitzt. Dies zeigte sich auch in den Pull-out-Versuchen und bestätigt die Annahme einer ausreichenden Verankerung der Verbundmittel im Betongurt. Tab. 6-6 stellt die

erreichten Lasten der Versuche mit UHPC in Bezug auf die entsprechenden Längsschubkräfte der Push-out-Versuche (Versagen durch Abscheren der Schare) dar. Die Auszuglasten liegen hierbei für eine Blechdicke von 2 mm im Bereich von 78% bis 97% der Push-out-Lasten. Bei einer Blechdicke von 3 mm wurden 66% erreicht.

Versuch	Beschreibung	Last/Schar $P_{\text{pull-out}}$ [kN]	$P_{\text{pull-out}}/P_{\text{push-out}}$ [%]
AZ-1 bis AZ-3	Referenz	10,22	97
AZ-5	breiteres Schar	11,07	81
AZ-6	niedrigeres Schar	10,70	95
AZ-8	höhere Blechdicke	10,79	66
BZ-2	Referenzabstände	9,36	89
BZ-3	geringere Abstände	8,40	78
BZ-4	geringere Abstände	9,16	89

Tab. 6-6: Vergleich der Auszuglasten je Schar in Bezug auf die entsprechende Konfiguration der Push-out-Versuche

Aus den Ergebnissen der Pull-out-Versuche lässt sich erkennen, dass eine deutlich höhere Streuung der Traglasten im Vergleich zu den Push-out-Versuchen auftrat. Dies wird zum Einen auf die unterschiedlichen Biegezugfestigkeiten der beiden Pull-out-Versuchsserien zurückgeführt, zum Anderen auf den Herstellungsprozess. Durch die liegende Betonage sind die Schare nahe der Oberfläche der Betonkörper positioniert, wo die Randeinflüsse Auswirkungen auf die Biegezugfestigkeiten zur Folge haben und zu hohen lokalen Streuungen im Bereich der Verbundmittel führen. Darüber hinaus überlagern sich die Beanspruchungen aus der Zugbeanspruchung mit Biegezugspannungen, welche aus der Lagerung des Versuchskörpers entstehen. Daher lässt sich für die geprüften geometrischen Parameter der Serie AZ keine mechanisch eindeutig beschreibbare Auswirkung auf die Auszuglasten erkennen. Eine Abminderung der Lasten durch die Anordnung von mehreren Scharen nebeneinander deutet sich jedoch an und ist durch die Überlappung der Ausbruchkörper bedingt. Da es sich bei den beobachteten Bruchbildern des Betons um Zugversagen handelt, ist eine lineare Abhängigkeit der Traglast von der Betonzugfestigkeit anzusetzen.

Für eine weitergehende Beschreibung des Zugtragverhaltens der Stahlschare sind weitere experimentelle Untersuchungen vonnöten. Hierzu wird vorgeschlagen, den Versuchskörper bzw. den Versuchsaufbau zu überarbeiten. Es wird empfohlen, mehrere Versuchskörper je Parameter zu prüfen und mehrere Verbundmittel im Pull-out-Körper anzuordnen, um lokale Streuungen auszugleichen. Daneben sollte eine flächige Lagerung des Versuchskörpers realisiert werden, um den Einfluss von Biegeeffekten der Betonplatte zu reduzieren, bzw. die Dicke der Betonplatte noch weiter erhöht werden.

6.2 Trägerversuche

6.2.1 Versuchskörpergeometrie und Herstellung

In sechs großmaßstäblichen Biegeträgerversuchen sollte die Anwendbarkeit und Leistungsfähigkeit der neuen Verbundmittel überprüft und bewertet werden. Hierfür wurden sechs Verbundträger mit verschiedenen Parameterkonstellationen hergestellt und im Vierpunkt-Biegeversuch getestet. Die Gesamtlänge eines Trägers wurde auf 2 m festgelegt. Der Überstand wurde zu 75 mm gewählt, so dass daraus eine Stützweite der Verbundträger von 1,85 m resultierte. Die Höhe des Stahlprofils von etwa 200 mm ergab sich aus der Absicht, eine derartige Konstruktion als Dachelement einzusetzen, und stellt ausreichend Raum für den Einbau konventioneller Wärmedämmsysteme zur Verfügung. Die Betongurtdicke betrug 30 mm analog zu den Push-out-Versuchen. Die Breite des Druckgurtes wurde über die effektive Breite nach *DIN EN 1994-1-1 2006* gewählt:

$$b_{\text{eff}} = 2 \cdot \frac{L_e}{8} = 2 \cdot \frac{1,85}{8} = 0,46 \text{ m} \quad (6-1)$$

mit b_{eff} effektive Breite

L_e äquivalente Stützweite (Abstand der Momentennullpunkte)

In den Versuchen wurde eine Gurtbreite von 0,50 m ausgeführt. Aufgrund der hohen Schlankheit des Stahlprofils bei den verwendeten geringen Blechdicken musste ein Ausbeulen des Steges verhindert werden. Hierfür wurde eine Profilierung des Steges vorgesehen, welche eine effektive Maßnahme zur Steigerung des Beulwiderstandes darstellt. Zusätzlich wurden an den Lasteinleitungspunkten sowie an den Auflagern Steifen vorgesehen. Zur Aufnahme der Zugkräfte aus der Biegetragwirkung wurde als Unterflansch ein Rechteckrohr 50 mm x 30 mm x 2 mm (Breite x Höhe x Blechdicke) angeschweißt. Der typische Querschnitt der Verbundträgerversuche ist in Abb. 6-9 dargestellt.

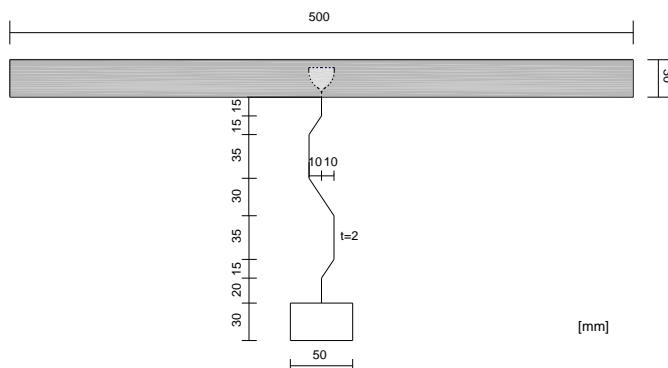


Abb. 6-9: Querschnitt eines Verbundträgers

Träger T-3 wurde mit geradem Stahlsteg angefertigt, da eine Profilierung des 4 mm dicken Blechs mit der universitären Ausstattung nicht realisiert werden konnte. Zur Verringerung der Beulgefahr wurden hier zusätzliche Steifen angeordnet.

Die Herstellung der Träger erfolgte um 180° zur Einbaurichtung verdreht. Hierfür wurde das Stahlprofil bereits in der Schalung positioniert und anschließend der Betongurt betoniert. Je Träger wurden in regelmäßigen Abständen fünf Querbewehrungsstäbe aus Edelstahl mit einem Durchmesser von 6 mm verlegt, um für den Fall eines Versagens durch Längsaufspalten des Betongurts ausreichend Duktilität zu gewährleisten.



Abb. 6-10: Schalung eines Verbundträgers

6.2.2 Versuchparameter und Versuchsdurchführung

In den Verbundträgerversuchen wurden verschiedene Verdübelungsgrade geprüft. Als Referenzkonfiguration diente ein vollverdübelter Verbundträger mit Scharen der Abmessungen 15 mm x 20 mm (Breite x Höhe) aus einem Stahlblech der Güte S235 mit 2 mm Blechdicke. Da zum Zeitpunkt der Herstellung der Träger weder Materialeigenschaften der eingesetzten Werkstoffe noch die Ergebnisse der zugehörigen Push-out-Versuche (Serie E) vorlagen, wurden hierfür Annahmen getroffen, um eine Vordimensionierung durchzuführen. Der Abstand der Lasteinleitung zum Auflager wurde zu 675 mm festgelegt, woraus sich ein Abstand der beiden Lasteinleitungspunkte von 500 mm ergab.

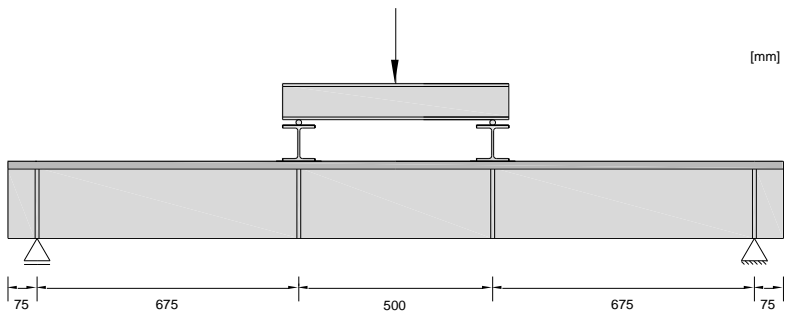


Abb. 6-11: Versuchsaufbau und Abmessungen der Trägerversuche

Für eine vollständige Verdübelung wurde der Zwischenabstand der Schare zu 15 mm gewählt. Dies wurde in der Referenzkonfiguration ausgeführt, von der zwei Versuchskörper hergestellt wurden. Daneben wurden zwei Versuchskörper mit höheren lichten Abständen der Schare von 30 mm bzw. 70 mm versehen, um geringere Verdübelungsgrade und damit abweichende Last-Verformungs-Charakteristika zu erzeugen. In einem Träger wurde ein Stahlprofil der Blechdicke 4 mm eingesetzt und ein weiterer Versuchsträger war mit einem Betongurt aus normalfestem Beton versehen. Zeichnungen der Verbundträger mit den jeweiligen Eigenschaften können Anhang A-3: Ergebnisse der Trägerversuche entnommen werden. Die verschiedenen Parameter der Verbundträgerversuche sind in Tab. 6-7 aufgeführt.

Versuch	Geometrie Schar b_s/h_s [mm]	Abstand Schare d [mm]	Stahlgüte	Blechdicke t_s [mm]	Beton	Beschreibung
T-1	15/20	15	S235	2	UHPC	Referenz
T-2	15/20	15	S235	2	UHPC	Referenz
T-3	15/20	15	S235	4	UHPC	höhere Blechdicke
T-4	15/20	30	S235	2	UHPC	Verdübelungsgrad 72%
T-5	15/20	70	S235	2	UHPC	Verdübelungsgrad 38%
T-6	15/20	15	S235	2	NB	normalfester Beton, Verdübelungsgrad 67%

Tab. 6-7: Versuchsparameter der Verbundträgerversuche

Mit den Versuchsträgern wurden Probekörper zur Bestimmung der Festbetoneigenschaften hergestellt, identisch gelagert und zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung geprüft.

Versuchs-serie	Beton	Druckfestigkeit Würfel [N/mm ²]	E-Modul Zylinder [N/mm ²]	Druckfestigkeit Zylinder [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]
T	UHPC	138,8	38000	128,0	16,1
T	normalfester Beton	29,0	18800	23,9	4,5

Tab. 6-8: Mittlere Festbetoneigenschaften der Trägerversuche

Tab. 6-9 enthält die Festigkeitseigenschaften der verwendeten Stahlbleche für die Trägerversuche.

Stahlgüte	Blechdicke t [mm]	Versuche	mittlere Streckgrenze f_y [N/mm ²]	mittlere Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]
S235	2	T-1, T-2, T-4 bis T-6	225	314
S235	4	T-3	316	405
S235	2	T-1 bis T-6 (Rohrquerschnitt)	372	392

Tab. 6-9: Mittlere Festigkeitseigenschaften der Stahlbleche für die Trägerversuche

Die Versuchsträger wurden über zwei HEM100-Stahlträger belastet, welche für eine gleichmäßige Lastverteilung auf Elastomerstreifen gelagert waren. Die aufgebrauchte Last wurde mittels einer Kraftmessdose aufgezeichnet. Zur Messung verschiedener Verformungen der Träger wurden induktive Wegaufnehmer eingesetzt. Die Durchbiegung wurde beidseitig in Trägermitte sowie an den Stellen der Lasteinleitung aufgenommen. Daneben wurde sowohl der Endschlupf als auch der Schlupf an verschiedenen Positionen bis zur Lasteinleitung an beiden Seiten der Verbundträger gemessen. Zusätzlich waren in Feldmitte insgesamt je sechs Dehnmessstreifen über die Höhe des Querschnitts angebracht, um die auftretenden Dehnungen ermitteln zu können. In Abb. 6-13 ist die Anordnung der Messtechnik eines Verbundträgerversuchs skizziert.

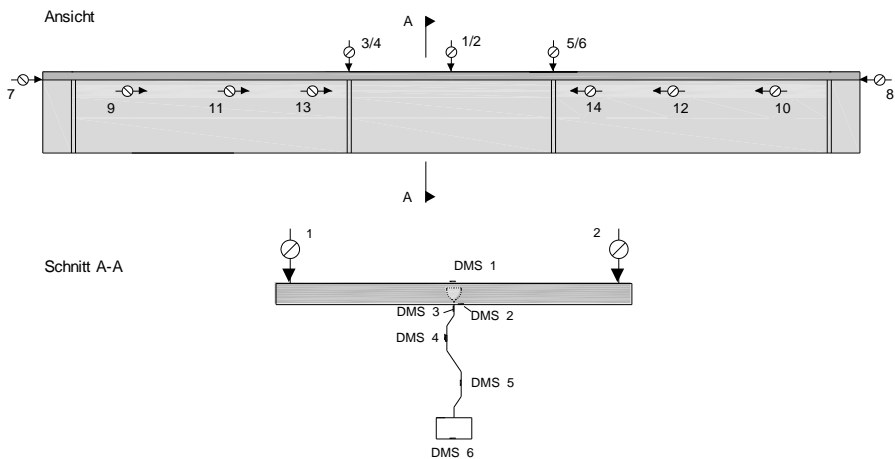


Abb. 6-12: Messtechnik eines Verbundträgerversuchs

Die Belastung wurde weggeregelt mit einer Geschwindigkeit von 0,5 mm/min aufgebracht. In Lastschritten von jeweils 5 kN wurden die Versuche angehalten, um das Auftreten von Rissen im Verbundträger zu dokumentieren. Abb. 6-13 zeigt den realisierten Versuchsaufbau mit angebrachter Messtechnik in der Prüfhalle.

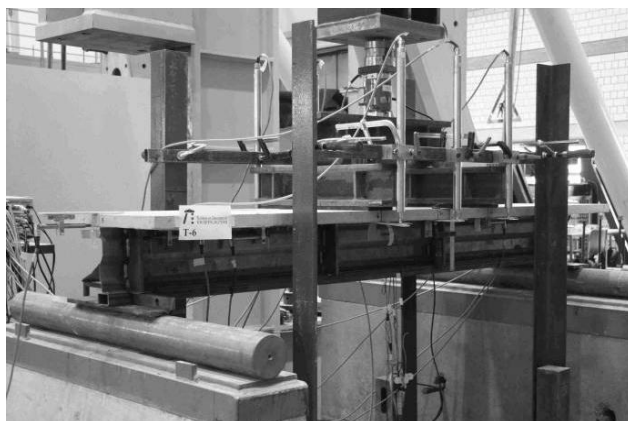


Abb. 6-13: Versuchsaufbau Verbundträgerversuch

6.2.3 Versuchsergebnisse

6.2.3.1 Beobachtungen

Alle Trägerversuche mit Ausnahme des vorzeitig abgebrochenen Versuchs T-2 wiesen bei Versuchsende Merkmale für Biegeversagen auf. Bei diesen handelte es sich im Wesentlichen um das Auftreten von Biegerissen in den Betongurten unterhalb der Lasteinleitungsträger.

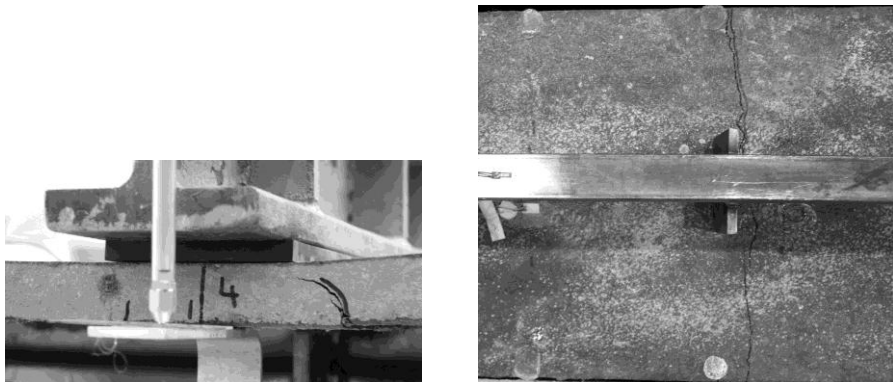


Abb. 6-14: Biegerissbildung an der Lasteinleitung in Ansicht und Untersicht

Der vollverdübelt Referenzversuch T-1 bildete bei Erreichen der Höchstlast Biegerisse an den Stellen der Lasteinleitung aus und erreichte eine hohe Durchbiegung, weshalb der Versuch vor dem endgültigen Versagen bei 53 mm Mittendurchbiegung beendet wurde. Der zweite Referenzversuch T-2 zeigte einen sehr ähnlichen Verlauf, musste aber aufgrund einer starken Schrägstellung des Trägers, welche aus einer vorhandenen Imperfektion aus der Betonage resultierte, vorzeitig gestoppt werden. Da sich jedoch im Versuchsverlauf abzeichnete, dass die maximal aufgebrachte Last nahezu der maximal erreichbaren Last entsprach, wird dieser Wert zur Auswertung herangezogen. Bei Versuch T-3 mit dem Stahlsteg der Dicke 4 mm trat kurz vor Erreichen der Traglast zunächst ein Längsriss über dem Steg auf, dessen Ursprung an der Lasteinleitung lag.

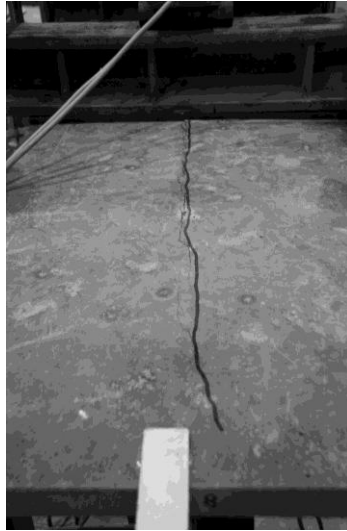


Abb. 6-15: Längsrissbildung Versuch T-3 in der Draufsicht

Im Anschluss entwickelten sich zusätzliche Biegerisse unter den Lasteinleitungsträgern und die Last begann allmählich abzufallen. In den Versuchsträgern T-4 und T-5 wurden zwar aufgrund der geringeren Verdübelungsgrade höhere Schlupfwerte gemessen, jedoch fand auch hier bei Erreichen der Höchstlasten eine Biegerissbildung statt. In Träger T-6 mit Betongurt aus normalfestem Beton bildete sich bei 46% der Maximallast ein Längsriss an der Lasteinleitung, welcher sich mit zunehmender Last über die gesamte Trägerlänge vergrößerte. Im Bereich des maximalen Moments entstand ein zusätzlicher paralleler Riss.

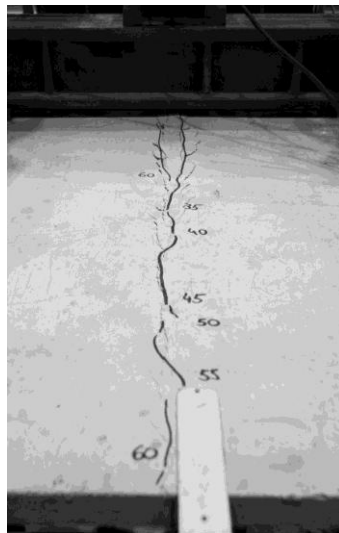


Abb. 6-16: Längsrissbildung Versuch T-6 in der Draufsicht

Der Versuch wurde nach Überschreiten der Höchstlast beendet, da ein vertikaler Versatz der Betongurthälften von etwa 3 mm vorlag und offensichtlich die Tragfähigkeit der Querbewehrung überschritten war.

Nach Beendigung der Versuche wurden die Versuchskörper entlang der Stahlstege aufgesägt, um den Verformungszustand der Schare zu untersuchen. In den vollverdübelteten Trägern konnten ebenso keine sichtbaren Deformationen der Schare festgestellt werden wie in Träger T-6 mit Betongurt aus normalfestem Beton.



Abb. 6-17: Sägeschnitt Versuch T-2 mit unverformten Scharen

Die teilverdübelteten Träger wiesen auf je einer Trägerseite starke Verformungen mit Rissen in den Stahlscharen bzw. vollständig abgescherte Schare auf.

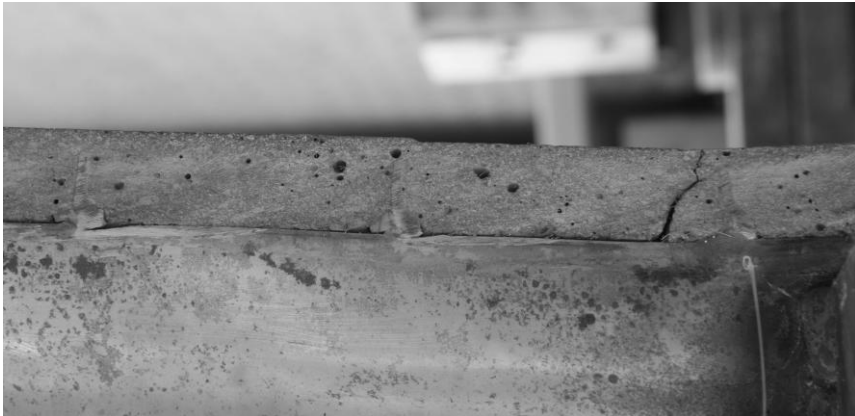


Abb. 6-18: Sägeschnitt Versuch T-5 mit verformten Scharen und Rissbildung

6.2.3.2 Lasten und Verformungen

Die aus den Verbundträgerversuchen ermittelten Last-Durchbiegungs-Kurven sind im nachfolgenden Diagramm dargestellt.

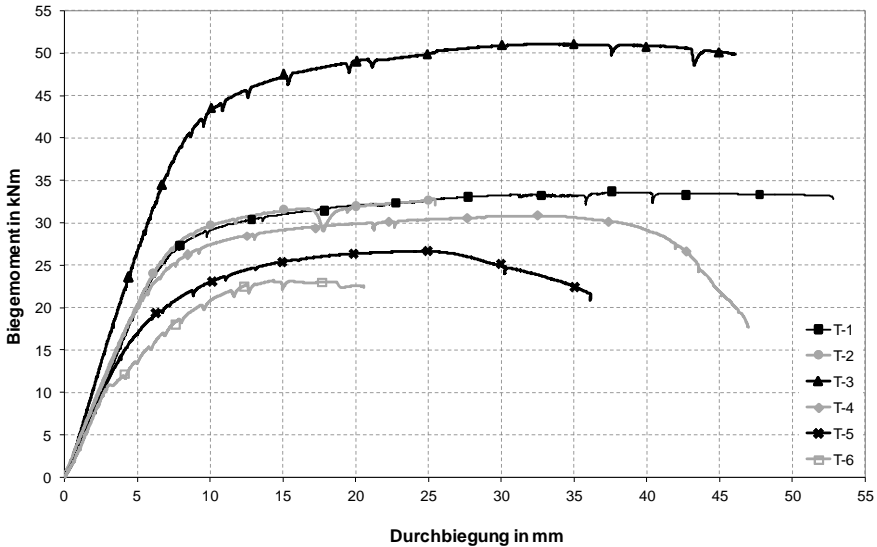


Abb. 6-19: Last-Mittendurchbiegungs-Diagramme der Trägerversuche

Die erzielten Lasten bzw. Momente der Verbundträger sind in Tab. 6-10 aufgeführt. Hierin ist die Eigenlast der Lasteinleitungsstruktur sowie des Verbundträgers selbst enthalten, da die Träger unter den Bedingungen für Eigengewichtverbund hergestellt wurden. Eine Bewertung der Traglasten wird in Kap. 6.2.3.3 vorgenommen.

Versuch	Traglast F_{Test} [kN]	Tragmoment M_{Test} [kNm]	Versagensbild
T-1	101,4	34,2	Biegerisse an Lasteinleitung
T-2	99,2	33,5	Schrägstellung des Trägers (vorzeitiger Abbruch), keine Biegerisse
T-3	153,5	51,8	Längsriss über Steg, Biegerisse an Lasteinleitung
T-4	93,3	31,5	Biegeriss an Lasteinleitung
T-5	81,1	27,4	Biegerisse an Lasteinleitung
T-6	70,7	23,9	Längsriss über Steg, Biegerisse an Lasteinleitung

Tab. 6-10: Versuchslasten der Verbundträgerversuche

Die aufgetretenen Dehnungen in Feldmitte wurden mittels Dehnungsmessstreifen an sechs Positionen über den Trägerquerschnitt gemessen. Die erzielten Werte des Trägers T-1 sind in der folgenden Abbildung als Dehnungsprofile über die Querschnittshöhe für verschiedene Laststufen dargestellt. Bei einigen Dehnungsmessstreifen waren bei Dehnungswerten, die deutlich oberhalb der Fließdehnung lagen, aufgrund des Erreichens der Messobergrenze Ausfälle zu verzeichnen.

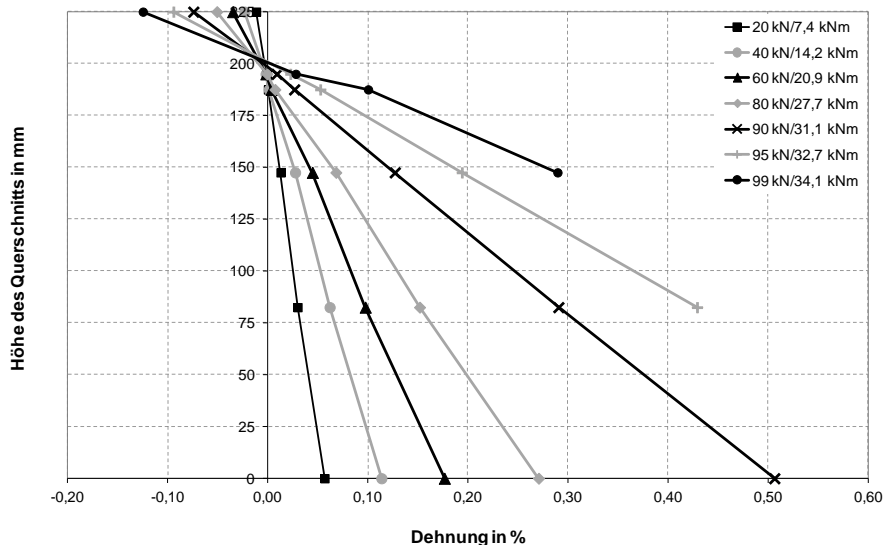


Abb. 6-20: Dehnungsverlauf Träger T-1

Die Dehnungen zeigen einen kontinuierlichen Verlauf über die Querschnittshöhe und bestätigen damit die Annahme der vollen Verdübelung des Trägers.

Der Schlupf wurde an mehreren Stellen über die Lasteinleitungslänge verteilt aufgezeichnet. Die folgenden beiden Abbildungen zeigen exemplarisch den Schlupfverlauf der Trägerversuche über die Trägergesamtlänge für zwei verschiedene Laststufen. Die Schlupfwerte der beiden Trägerhälften wichen zum Teil insbesondere bei hohen Belastungen voneinander ab, was sich auch in den Sägeschnitten der entsprechenden Versuchskörper an einer starken Verformung der Schare in einer Trägerhälfte im Vergleich zur anderen Hälfte erkennen ließ.

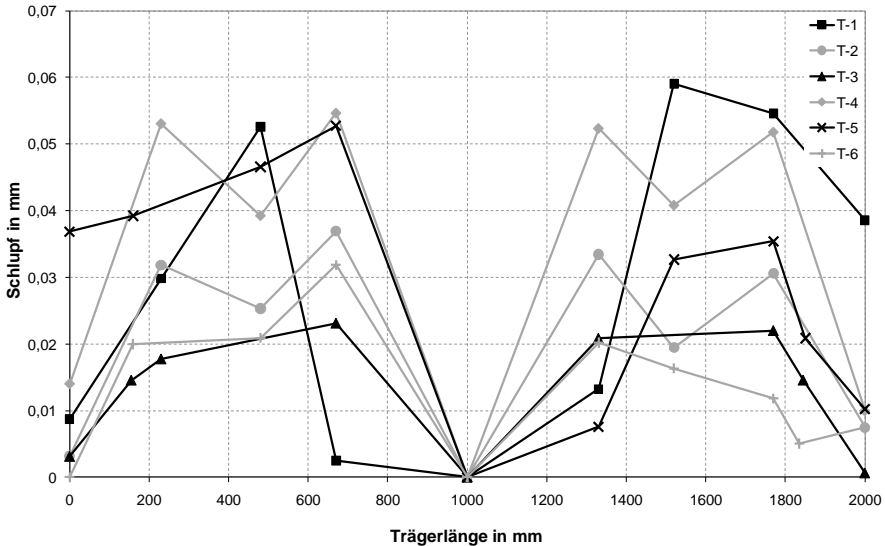


Abb. 6-21: Schlupfverlauf der Trägerversuche bei einer Last von 20 kN (bzw. 7,4 kNm)

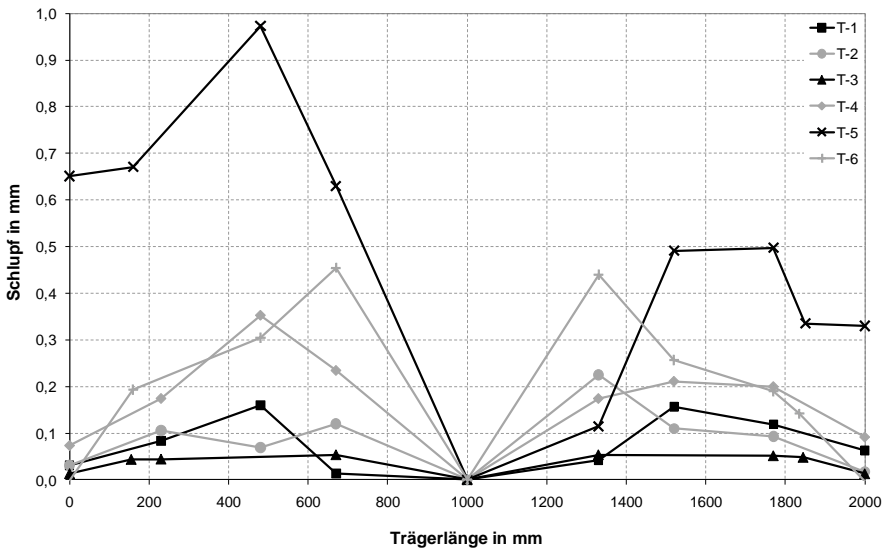


Abb. 6-22: Schlupfverlauf der Trägerversuche bei einer Last von 60 kN (bzw. 20,9 kNm)

Die ausführlichen Versuchsergebnisse der einzelnen Trägerversuche sind in Anhang A-3: Ergebnisse der Trägerversuche ausführlich dokumentiert.

6.2.3.3 Interpretation der Versuchsergebnisse

Zur Ermittlung der vorliegenden Verdübelungsgrade wurden die mittleren Schartraglasten aus der zugehörigen Push-out-Versuchsserie E zugrunde gelegt. Die

plastische Normalkraft des Stahlprofils ergab sich unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Querschnitte und Stahlgüten zu

$$N_{pl,a} = A_{Steg} \cdot f_{y,Steg} + A_{Rohr} \cdot f_{y,Rohr} \quad (6-2)$$

mit A_{Steg} Querschnittsfläche des Stegs

$f_{y,Steg}$ Streckgrenze des Stegs

A_{Rohr} Querschnittsfläche des Rohrs

$f_{y,Rohr}$ Streckgrenze des Rohrs

Aus den plastischen Normalkräften sowie der jeweiligen Anzahl von Scharen innerhalb der Lasteinleitungslänge wurde der vorliegende Verdübelungsgrad ermittelt.

$$\eta = \frac{P_{Schar}}{N_{pl,a}} \cdot n_{vorh} \quad (6-3)$$

mit P_{Schar} Last je Schar aus Versuchen

n_{vorh} vorhandene Anzahl von Scharen innerhalb der Lasteinleitungslänge

Für eine Bewertung der erzielten Traglasten bzw. Biegemomente der Trägerversuche wurden diese den theoretisch berechneten Tragfähigkeiten gegenübergestellt. Bei der Berechnung des theoretisch aufnehmbaren Biegemoments konnte der Einfluss der Querkraft vernachlässigt werden, da der hierfür nach *DIN EN 1994-1-1 2006* geforderte Querkraftausnutzungsgrad

$$\frac{V}{V_{pl,a}} \leq 0,5 \quad (6-4)$$

für jeden Trägerversuch eingehalten war. Es wird angenommen, dass sich in dem filigranen obergurtlosen Verbundträger eine vollplastische Spannungsverteilung einstellen kann. Für eine vollständige Verdübelung ergibt sich daher die vollplastische Momententragfähigkeit aus der Summe der plastischen Normalkräfte der Einzelquerschnitte multipliziert mit dem zugehörigen Hebelarm zur plastischen Nulllinie. Die Lage der plastischen Nulllinie wird aus der Summe der inneren Normalkräfte gewonnen, welche Null betragen muss. Das Vorgehen bei teilweiser Verdübelung gestaltet sich ähnlich, mit dem Unterschied, dass in diesem Fall zwei plastische Nulllinien vorliegen. Deren Lagen ergeben sich zum Einen aus dem vorhandenen Verdübelungsgrad sowie wiederum aus der Summe der inneren Normalkräfte (*Hanswille 2010*). Die aus den Mittelwerten der Push-out-Versuche errechneten Verdübelungsgrade und die daraus unter Ansatz der mittleren Festigkeiten von Stahlblech und Beton ermittelten plastischen Momententragfähigkeiten sind in Tab. 6-11 zusammen mit den in den Trägerversuchen erreichten Biegemomenten aufgelistet.

Versuch	Verdübelungs- grad in %	maximales Moment im Versuch M_{Test} [kNm]	theoretisch aufnehmbares Moment M_{pl} [kNm]	Abweichung in %
T-1	100	34,2	30,1	+13,6
T-2	100	33,5	30,1	+11,3
T-3	100	51,8	49,3	+5,1
T-4	72	31,5	29,2	+7,9
T-5	38	27,4	21,6	+26,9
T-6	67	23,9	27,9	-14,3

Tab. 6-11: Vergleich der experimentellen und auf Grundlage der zugehörigen Push-out-Versuche berechneten aufnehmbaren Biegemomente der Trägerversuche

Es stellte sich heraus, dass die in den Versuchen T-1 bis T-5 erreichten Tragfähigkeiten die berechneten Werte erreichten bzw. überschritten. Dies ist zurückzuführen auf eine zusätzliche Übertragung von Reibkräften im Träger im Vergleich zu den Push-out-Versuchen. Aufgrund der fehlenden Abhebung des Betongurts vom Steg können in einem Verbundträger zusätzliche Kräfte übertragen werden. Darüber hinaus enthält die theoretische Momententragfähigkeit keine Effekte aus Verfestigung des Stahls. Versuch T-6 jedoch unterschritt die theoretisch mögliche Tragfähigkeit um 14%. Die Ursache hierfür ist im geringen Querbewehrungsgrad zu suchen, welcher nicht ausreichend war, um die entstehenden Querkzugkräfte nach dem Längsaufreißen des Betongurts aufzunehmen.

Zur Überprüfung der Anwendbarkeit des Bemessungskonzepts für die Längsschubtragfähigkeit wurden die Traglasten der Schare in den Trägerversuchen nach Tab. 5-4 unter Ansatz der Mittelwerte der Festigkeitskenngrößen ermittelt und daraus der vorhandene Verdübelungsgrad und die theoretische Momententragfähigkeit berechnet. Für den Träger T-6 wurde hierbei der Modifikationsfaktor k_e für eine unbegrenzte Anzahl benachbarter Schare angenommen. Die Ergebnisse der Berechnungen sind in Tab. 6-12 aufgeführt.

Versuch	Verdübelungs- grad in %	maximales Moment im Versuch M_{Test} [kNm]	theoretisch aufnehmbares Moment M_{pl} [kNm]	Abweichung in %
T-1	100	34,2	30,1	+13,6
T-2	100	33,5	30,1	+11,3
T-3	100	51,8	49,3	+5,1
T-4	67	31,5	28,3	+11,3
T-5	36	27,4	20,7	+32,4
T-6	54	23,9	21,9	+9,1

Tab. 6-12: Vergleich der experimentellen und auf Grundlage des Bemessungskonzepts berechneten Tragfähigkeiten der Trägerversuche

Erwartungsgemäß wurden die auf diese Weise ermittelten Tragfähigkeiten in den Versuchen erreicht. Ein Vergleich unter Ansatz von charakteristischen Festigkeiten konnte aufgrund fehlender Werte hierfür nicht angestellt werden. Jedoch ist aufgrund der Ergebnisse mit Mittelwerten davon auszugehen, dass die Momententragfähigkeiten noch deutlicher auf der sicheren Seite liegen. Aus den erzielten Traglasten lässt sich schlussfolgern, dass die Bemessung der Längsschubtragfähigkeit der filigranen Verbundträger mit geringen Spannweiten nach der Teilverbundtheorie mit den Scharlasten aus den Push-out-Versuchen bzw. nach dem entwickelten Bemessungskonzept auf der sicheren Seite liegend angewendet werden kann.

Die Dehnungsmessungen zeigen, dass die Stahlprofile der vollverdübelteten Träger T-1 bis T-3 bei Erreichen der Höchstlast in Feldmitte zu mindestens 90% durchplastiziert waren.

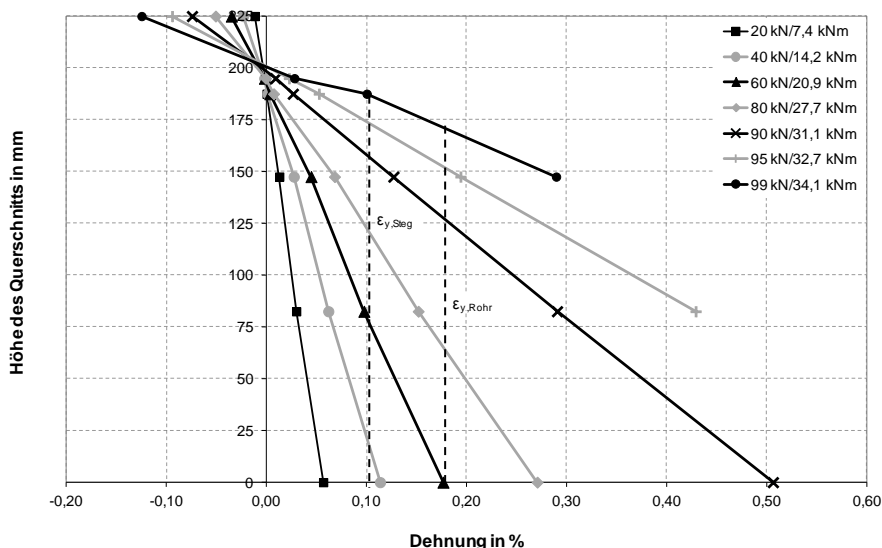


Abb. 6-23: Dehnungsverlauf Träger T-1 mit eingetragenen Fließdehnungen

Diese Ergebnisse stützen die Annahme, dass die Tragfähigkeit der filigranen Verbundträger mit vollplastischer Spannungsverteilung berechnet werden kann, da dieser Zustand in den Versuchsträgern nahezu erreicht wurde. Dies deckt sich mit den Untersuchungen aus *Heinemeyer 2011*, die ebenfalls bestätigten, dass für obergurtlose Verbundträger mit UHPC-Gurt eine plastische Bemessung mit Spannungsblöcken möglich ist.

Aus den Schlupfmessungen wurde ersichtlich, dass die Annahme eines zur Querkraft affinen Schlupfverlaufs im elastischen Bereich nur für geringe Lasten annähernd eingehalten war. Mit zunehmender Beanspruchung, insbesondere mit Beginn des Plastizierens des Stahlquerschnitts, bildeten sich die sogenannten "Schubbuckel" im Bereich der Lasteinleitung. Die beiden gleichartigen Träger T-1 und T-2 mit voller Verdübelung erreichten ähnliche Schlupfwerte, wie in Abb. 6-24 dargestellt ist.

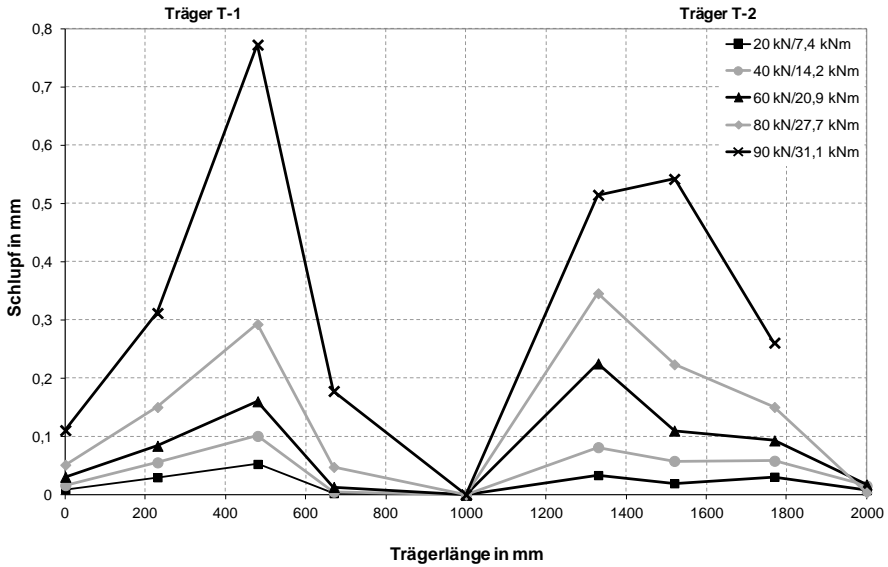


Abb. 6-24: Vergleich der Schlupfverläufe von T-1 und T-2

Die teilverdübeltel Träger wiesen erwartungsgemäß deutlich höhere Schlupfwerte bei gleicher Belastung im Vergleich zu den vollverdübeltel Trägern auf. Dies ist in Abb. 6-25 erkennbar, in der die Schlupfverläufe eines voll- und eines teilverdübeltel Versuchs für die gleichen Laststufen gegenübergestellt sind.

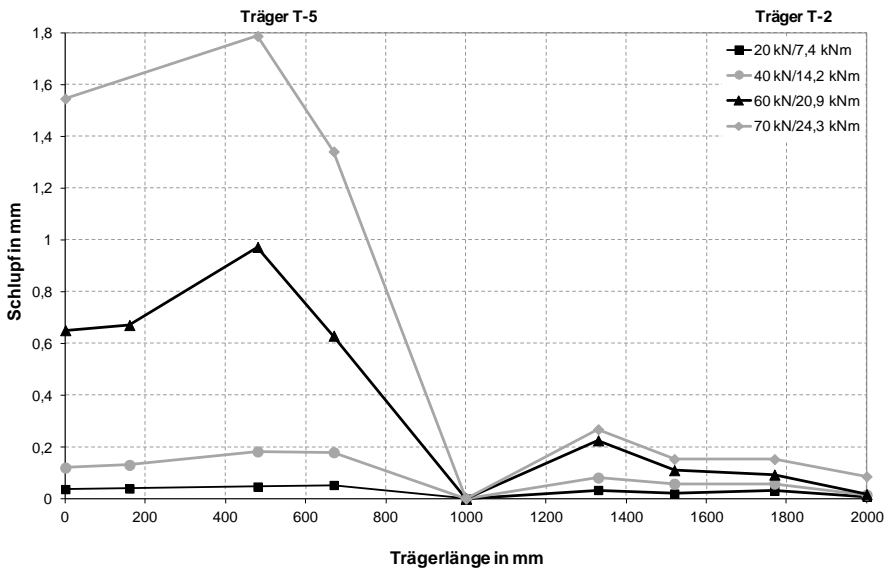


Abb. 6-25: Vergleich der Schlupfverläufe von T-5 und T-2

Für eine Beurteilung der Verformungen in der Verbundfuge der Träger wurde der jeweils maximale Schlupfwert herangezogen, welcher bei Erreichen des (theoretisch

ermittelten) plastischen Moments gemessen wurde. Versuch T-6 wurde nicht berücksichtigt, da hier die plastische Momententragsfähigkeit nicht erreicht wurde. Die erzielten Relativverformungen sind in Tab. 6-13 aufgelistet.

Versuch	theoretisch aufnehmbares Moment M_{pl} [kNm]	zugehöriger Schlupf [mm]
T-1	30,1	0,51
T-2	30,1	0,43
T-3	49,3	0,37
T-4	29,2	1,44
T-5	21,6	1,08

Tab. 6-13: Gemessener Schlupf bei Erreichen des plastischen Moments

Bei Eintragung der Schlupfwerte in die Last-Schlupf-Beziehungen der zugehörigen Push-out-Versuche lässt sich erkennen, dass die Verbundmittel noch signifikante Verformbarkeitsreserven bis zum Versagen aufweisen.

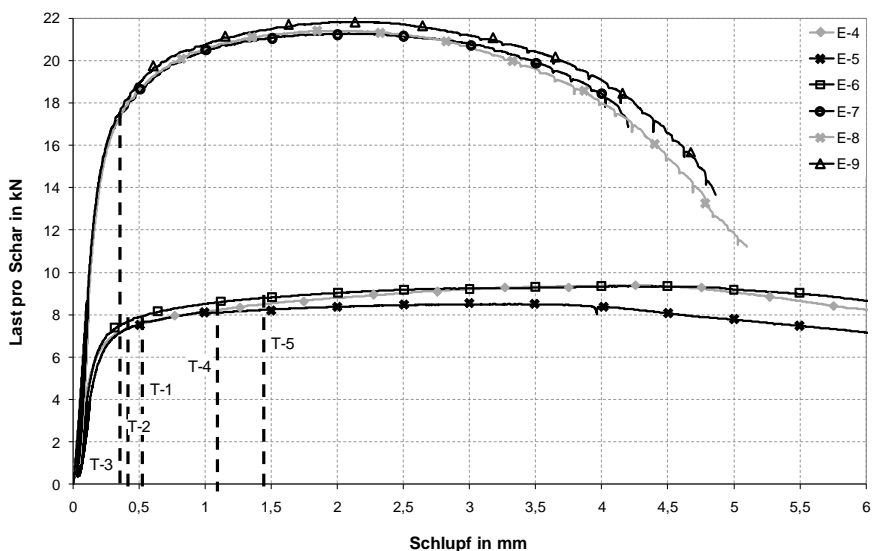


Abb. 6-26: Trägerschlupf in Bezug zur Last-Schlupf-Charakteristik der Push-out-Versuche

Dies deutet darauf hin, dass auch bei einem Einsatz der Schare in Verbundträgern mit größerer Spannweite die erforderliche Duktilität der Verbundmittel gewährleistet ist. Möglicherweise ist jedoch der Mindestverdübelungsgrad zu überprüfen und an die Schareigenschaften anzupassen. Hierzu sind weitere Untersuchungen experimenteller und theoretischer Art vonnöten.

7 Zusammenfassung und Ausblick

In der vorliegenden Arbeit wurde das neuartige Verbundmittel der "Stahlschare" auf seine Leistungsfähigkeit untersucht. Stahlschare können aufgrund ihrer möglichen geringen Abmessungen idealerweise in filigranen Verbundkonstruktionen mit dünnen Betongurten aus UHPC eingesetzt werden. Die Längsschubtragfähigkeiten der Schare wurden in Push-out-Versuchen mit verschiedenen Parametervariationen ermittelt. Es stellte sich heraus, dass die Formgebung der Verbundmittel einen hohen Widerstand gegen das Versagenskriterium des Betonausbruchs bewirkte, so dass mit den eingesetzten Stahlblechen in UHPC lediglich ein Spalten des Betongurts mit abschließendem Abscheren der Schare erzielt werden konnte. Maßgebend wurde hier stets das Stahlversagen, welches aus Gründen der Verformungsfähigkeit als Versagensart ohnehin zu bevorzugen ist. Auch hierbei ergaben sich Traglasten, welche deutlich über dem reinen Widerstand des Schargrundquerschnitts lagen. Die Versagensart des Betonausbruchs konnte mittels Versuchskörpern mit Betongurten aus normalfestem Beton mit entsprechend geringerer Zugfestigkeit beobachtet und analysiert werden.

Im Vorfeld wurde zum einen der Herstellprozess der Schare, zum anderen Reibeffekte zwischen Stahlsteg und Betongurt als Einflussfaktoren auf das Tragverhalten in Betracht gezogen. Daher wurde der Verdrehvorgang mittels optischer Dehnungsmessungen sowie numerischen Simulationen untersucht, um Erkenntnisse zu den Vordehnungen der Schare zu erhalten und diese für die Anpassung der Materialeigenschaften in den FE-Modellen nutzen zu können. Es zeigte sich, dass die Vordehnungen im Fußbereich negative Auswirkungen auf die Verformungsfähigkeit der Verbundmittel bei Längsschub aufgrund der reduzierten Bruchdehnung zur Folge haben. Zur Quantifizierung der Einflüsse aus Reibung wurden Versuche zur Bestimmung des Reibungskoeffizienten zwischen Stahlblech und Beton durchgeführt. Der ermittelte Wert diente der Kalibrierung des Bemessungsmodells sowie der Erstellung der FE-Simulationen.

In den numerischen Untersuchungen wurde als Grundlage für die Modellierung der Push-out-Versuche zunächst der Verdrehvorgang der Schare abgebildet und die aufgetretenen Dehnungen verifiziert. Die Berechnungen zur Verbundmittelbeanspruchung auf Längsschub zeigten gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen und lieferten darüber hinaus relevante Hinweise zur Modellfindung für das Bemessungskonzept.

Der Schwerpunkt dieser Arbeit lag in der Entwicklung eines Bemessungskonzepts für die Stahlschare. Es wurden die drei Versagenskriterien Längsrisbildung (Splitting), Betonausbruch (Pry-out) und Stahlversagen identifiziert und beschrieben. Das Aufspalten des Betongurts stellt eine spröde Versagensart dar, bei der sich nach Erreichen der Risslast der Riss sehr schnell weiter öffnet und die Traglast stark abfällt. Da ein derartiges Verhalten unbedingt vermieden werden muss, ist eine entsprechend dimensionierte Querbewehrung zwischen den Scharen in halber Scharhöhe anzuordnen. Die Grundlage hierfür bildet ein Fachwerkmodell für die Lastausbreitung in Betongurtebene. Das zweite Versagenskriterium für Beton stellt das Auftreten schollenartiger Ausbruchkörper im Bereich der Verbundmittel dar, welches bislang nur für Betongurte aus normalfestem Beton maßgebend wurde. Für

den Bemessungsansatz wurde hierbei ein gerader Kreiskegel unter Zugbeanspruchung angenommen, an dessen Spitze die Längsschubkraft unter einem Winkel angreift. Der Einfluss der Überschneidung benachbarter Ausbruchkegel sowie der Stahlverformungen wird über Modifikationsfaktoren berücksichtigt. Die Versagensart Stahlversagen äußert sich in einem Abscheren des Schars am Schargrund und kann als reines Schubversagen unter Vernachlässigung von Biegeeffekten betrachtet werden. Die Tragfähigkeit des Schargrundquerschnitts kann mit der wahren Zugfestigkeit des Stahls berechnet werden. Zusätzlich wird bei einer Betondeckung von mindestens 3 mm eine signifikante Kraft über Reibmechanismen zwischen den Seiten des Stahlblechs im Fußbereich der Schare und dem Betongurt übertragen. Im Bemessungsmodell werden die beiden Anteile additiv zusammengefasst. Schließlich wurden die Widerstandsmodelle für Betonausbruch und Stahlversagen noch statistisch ausgewertet, um die Streuungen der Basisvariablen zu erfassen sowie eine Umrechnung auf charakteristische Festigkeitskenngrößen und den für Verbundmittel gebräuchlichen Teilsicherheitsbeiwert von 1,25 zu vollziehen.

Zudem wurden ergänzende experimentelle Untersuchungen durchgeführt, um weiterführende Aspekte des Tragverhaltens der Schare zu beleuchten. Die Tragfähigkeiten für Zugbeanspruchungen wurden in Pull-out-Versuchen geprüft und zeigten aufgrund der räumlichen Verdrehung hohe Werte, wie die geringen Abhebemaße aus den Push-out-Versuchen bereits andeuteten. Großmaßstäbliche Trägerversuche unter Anordnung von Stahlscharen mit verschiedenen Verdübelungsgraden zeigten die Einsatzfähigkeit der Verbundmittel. Die gemessenen Schlupfwerte lassen darauf schließen, dass die Verformungsfähigkeit der Schare ausreicht, um die volle plastische Momententragfähigkeit auch bei Verbundträgern größerer Stützweiten erreichen zu können. Die Annahme einer Bemessung mit vollplastischer Spannungsverteilung konnte bestätigt werden.

Anhand der durchgeführten Arbeiten konnten wichtige Schlussfolgerungen für zukünftige Untersuchungen an den Stahlscharen und die Weiterentwicklung der filigranen Verbundbauweise gewonnen werden:

- Das Auftreten von Stahlversagen bei Anordnung der Schare in UHPC-Gurten weist auf die vorhandenen Tragreserven des Werkstoffs Beton hin. Für eine Optimierung der möglichen Querschnitte sollte ein Einsatz von höherfesten Stahlblechen bzw. höheren Blechdicken vorgesehen werden, um ein Pry-out-Versagen für UHPC zu erzielen.
- Aufgrund der für eine wirtschaftliche Anwendung nötigen Verformungsfähigkeit der Verbundmittel ist nach den bisherigen Ergebnissen anzustreben, dass das Abscheren der Schare bemessungsmaßgebend wird. Jedoch sollte die Bemessungslast für die Versagensart des Betonausbruchs für eine optimale Querschnittsausnutzung nur geringfügig darüber liegen.
- Für eine Überprüfung und Erweiterung des vorgestellten Bemessungskonzepts für Längsschub sollte das Spektrum der untersuchten Parameter erweitert werden, insbesondere für Betonversagen. Eine Variierung der Betondeckung zur Absicherung der ansetzbaren Kegelhöhe sowie veränderliche Abstände und

Blechdicken für die Bewertung der entwickelten Modifikationsfaktoren stellen hierbei wichtige Aspekte dar.

- Für künftige Anwendungen von Stahlscharen werden folgende Empfehlungen für Materialwahl und Geometrie vorgeschlagen:
Das verwendete Stahlblech sollte eine möglichst hohe Bruchdehnung sowie Zugfestigkeit aufweisen. Für den Beton spielt eine hohe Druckfestigkeit nur eine untergeordnete Rolle, da diese relativ gering ausgenutzt wird. Es ist jedoch ein möglichst duktiler Nachbruchverhalten anzustreben.
- Die Kaltverfestigung und Reduzierung der möglichen Dehnung bis zum Bruch, die durch den Verdrehungsprozess der Schare entstehen, implizieren eine mangelnde Eignung des Verbundmittels für Ermüdungsbeanspruchungen. Das Einsatzgebiet der Schare sollte auf vorwiegend ruhend belastete Konstruktionen beschränkt bleiben.
- Die Versuche zur Ermittlung der Tragfähigkeiten für Zugbeanspruchungen wiesen hohe Streuungen auf und sollten in ihrem Umfang deutlich erweitert werden, Zudem erscheint eine Überarbeitung des Versuchsaufbaus zweckdienlich, um gesicherte Erkenntnisse zum Versagensmechanismus zu erhalten.
- In den großmaßstäblichen Trägerversuchen konnte das Zutreffen der vollplastischen Querschnittsbemessung gezeigt werden. Der auftretende Schlupf der teilverdübelt Trägervarianten legen eine ausreichende Verformungsfähigkeit der Verbundfuge nahe. Hierzu sollten weitere experimentelle Untersuchungen mit höheren Spannweiten durchgeführt werden, um die praktische Anwendbarkeit der Stahlschare sicherzustellen. Gegebenenfalls sind Einschränkungen für den auszuführenden Mindestverdübungsgrad vorzuschlagen. Zudem muss stets das Stabilitätsversagen des Stahlstegs beachtet und durch geeignete Maßnahmen wie eine Profilierung verhindert werden.
- Das Anordnen von Querbewehrung ist bisher aus sicherheitstheoretischen Gesichtspunkten vorgesehen. Umfangreiche weiterführende Untersuchungen können es unter zu definierenden Rahmenbedingungen ermöglichen, in gewissen Fällen auf Stabbewehrung zu verzichten und lediglich den Faseranteils des UHPC für die Ausführbarkeit von Bauteilen zu nutzen.

Besonderer Dank gilt der Deutschen Forschungsgemeinschaft DFG, welche durch ihre Förderung des Projekts Schn 771/5-1 im Rahmen des Schwerpunktprogramms SPP 1182 die Forschungsarbeiten zum Verbundmittel Stahlschare ermöglicht hat.

Literatur

- Abramski 2010** Abramski, M.; Friedrich, T.; Kurz, W.; Schnell, J.: Tragwirkung von Betondübeln für Sandwich-Verbunddecken mit großen Stegöffnungen. Stahlbau, Ernst und Sohn Verlag, 2010, S. 248-258
- Abschlussbericht Schn 771/5-1 2013** Wiese, S.; Schnell, J.; Kurz, W.: Filigraner Verbundbau unter Einsatz von UHPC und miniaturisiertem Verbundmittel. Abschlussbericht DFG SPP 1182, Projekt Schn 771/5-1, Veröffentlichung voraussichtlich Mitte 2013
- Andrä 1985** Andrä, H.-P.: Neuartige Verbundmittel für den Anschluß von Ortbetonplatten an Stahlträger. Beton- und Stahlbetonbau, Ernst und Sohn Verlag, 1985, S. 325-328
- Andres 2004** Andres, M.: Zum Stabilitätsnachweis von Schalenträgwerken aus Hochleistungsbeton. Dissertation, Bergische Universität Wuppertal, 2004
- ANSYS 2007** ANSYS Manual Release 11, 2007
- Berthelley 2011** Berthelley, J.; Lorenc, W.; Mensinger, M.; Rauscher, S.; Seidl, G.: Zum Tragverhalten von Verbunddübeln – Teil 1: Tragverhalten unter statischer Belastung. Stahlbau, Ernst und Sohn Verlag, 2011, S. 172-184
- Bode 1987a** Bode, H.; Schanzenbach, J.: Untersuchung eines neuartigen Stahlverbundträgers mit geschweißtem T-förmigem Stahlträger und mit Stegaussparungen als Verbundmittel. Versuchsbericht 1/87, Technische Universität Kaiserslautern, 1987
- Bode 1987b** Bode, H.; Schanzenbach, J.: Untersuchung eines neuartigen Stahlverbundträgers mit geschweißtem T-förmigem Stahlträger und mit Stegaussparungen als Verbundmittel. Versuchsbericht 3/87, Technische Universität Kaiserslautern, 1987
- Bode 1988** Bode, H.; Künzel, R.: Scherversuche zum Tragverhalten eines neuartigen Stahlverbundträgers mit schwalbenschwanzförmigen Stegaussparungen als Verbundmittel. Untersuchungsbericht 2/88, Technische Universität Kaiserslautern, 1988
- Curbach 2007** Curbach, M.; Speck, K.: Versuchstechnische Ermittlung und mathematische Beschreibung der mehraxialen Festigkeit von Ultra-Hochfestem Beton (UHPC) - Zweiaxiale Druckfestigkeit. Teilprojekt Cu 37/6-1 zum DFG-Schwerpunktprogramm SPP 1182 „Nachhaltig Bauen mit UHPC“. TU Dresden, 2007
- Curbach 2009** Curbach, M.; Speck, K.: Versuchstechnische Ermittlung und mathematische Beschreibung der mehraxialen Festigkeit von Ultra-Hochfestem Beton (UHPC) - Dreiaxiale Druckfestigkeit. Teilprojekt Cu 37/6-2 zum DFG-Schwerpunktprogramm SPP 1182 „Nachhaltig Bauen mit UHPC“. TU Dresden, 2009

- Speck 2010** Speck, K.; Curbach, M.: Ein einheitliches dreiaxiales Bruchkriterium für alle Betone. Beton- und Stahlbetonbau, Ernst und Sohn Verlag, 2010, S. 233-243
- DAfStb 561 2008** Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Heft 561 – Sachstandsbericht Ultrahochfester Beton. 1. Auflage. Beuth Verlag, 2008
- DIBt 1991** Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-26.1-23: Perfobondleiste. Deutsches Institut für Bautechnik Berlin, 1991
- DIBt 2000** Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-26.4-39: Kombi-Verdübelung. Deutsches Institut für Bautechnik Berlin, 2000
- DIN 1045 1988** Deutsches Institut für Normung e.V.: Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung. Beuth Verlag, 1988
- DIN 1045-1 2008** Deutsches Institut für Normung e.V.: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Beuth Verlag, 2008
- DIN 18800-5 2007** Deutsches Institut für Normung e.V.: Stahlbauten– Teil 5: Verbundtragwerke aus Stahl und Beton - Bemessung und Konstruktion. Beuth Verlag, 2007
- DIN EN 196-1 2005** Deutsches Institut für Normung e.V.: Prüfverfahren für Zement– Teil 1: Bestimmung der Festigkeit. Beuth Verlag, 2005
- DIN EN 1990 2010** Deutsches Institut für Normung e.V.: Grundlagen der Tragwerksplanung. Beuth Verlag, 2010
- DIN EN 1992-1-1 2011** Deutsches Institut für Normung e.V.: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Beuth Verlag, 2011
- DIN EN 1994-1-1 2006** Deutsches Institut für Normung e.V.: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau. Beuth Verlag, 2006
- DIN EN 10002-1 2001** Deutsches Institut für Normung e.V.: Metallische Werkstoffe – Zugversuch – Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur, Deutsche Fassung EN 10002-1: 2001. Beuth Verlag, 2001
- DIN EN 10346 2009** Deutsches Institut für Normung e.V.: Kontinuierlich schmelztauchveredelte Flacherzeugnisse aus Stahl – Technische Lieferbedingungen, Deutsche Fassung EN 10346: 2009. Beuth Verlag, 2009
- DIN EN 12390-3 2009** Deutsches Institut für Normung e.V.: Prüfung von Festbeton – Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern. Beuth Verlag, 2009
- Eligehausen 2000** Eligehausen, R.; Mallee, R.: Befestigungstechnik im Beton- und Mauerwerksbau. Ernst und Sohn Verlag, 2000
- Feldmann 2007** Feldmann, M.; Hegger, J.; Hechler, O.; Rauscher, S.: Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundmitteln

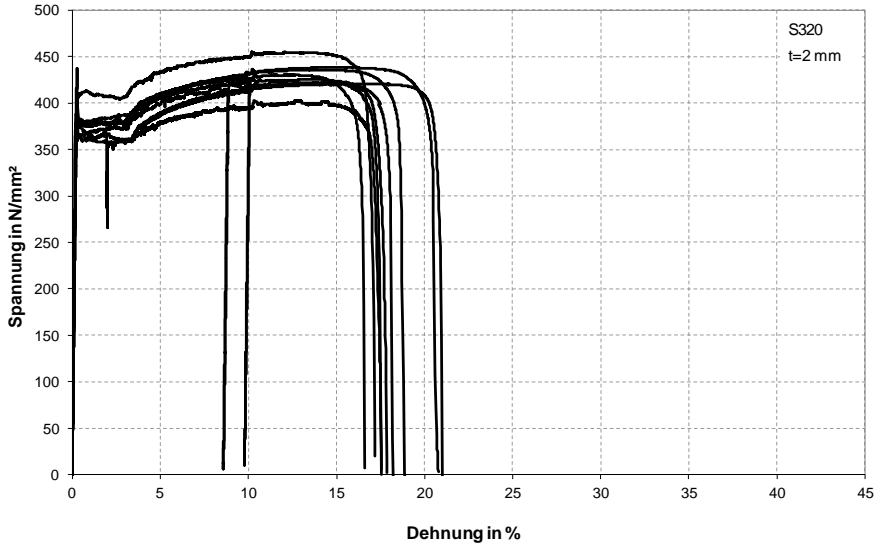
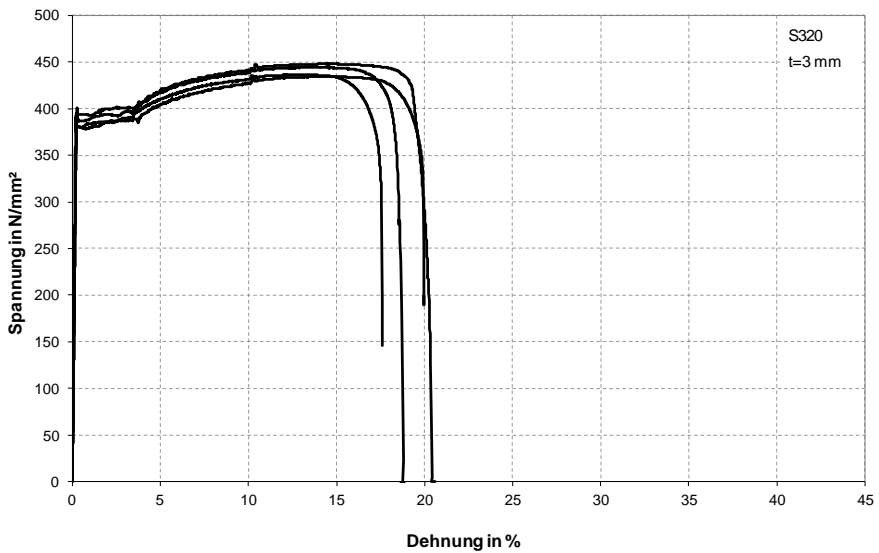
- unter ruhender und nicht ruhender Belastung bei Verwendung hochfester Werkstoffe. Bericht P621 zum AiF-Forschungsprojekt 13867 N. RWTH Aachen, 2007
- Fink 2007** Fink, J.; Petraschek, T.: Tragmodelle zur Bestimmung der Längsschubtragfähigkeit. Stahlbau, Ernst und Sohn Verlag, 2007, S. 761-770
- Gündel 2009** Gündel, M.; Dürr, A.; Hauke, B.; Hechler, O.: Zur Bemessung von Lochleisten als duktile Verbundmittel in Verbundträgern aus höherfesten Materialien. Stahlbau, Ernst und Sohn Verlag, 2009, S. 916-924
- Hanswille 2010** Hanswille, G.; Schäfer, M.; Bergmann, M.: Stahlbaunormen - Verbundtragwerke aus Stahl und Beton, Bemessung und Konstruktion – Kommentar zu DIN 18800-5, Stahlbaukalender 2010. Ernst und Sohn Verlag, 2010
- Hauke 2005** Hauke, B.: Shear connectors for composite members of high strength materials. Eurosteel 2005
- Hauke 2007** Hauke, B.: Aperture plates as ductile shear connectors for high performance composite members. Symposium on Connections between steel and concrete, Stuttgart 2007
- Hegger 2003** Hegger, J.; Döinghaus, P.; Sedlacek, G.; Trumpf, H.: Untersuchungen zur Duktilität der Verbundmittel bei Anwendung von hochfestem Stahl und hochfestem Beton. Bericht P486 zum AiF-Forschungsprojekt 12124 N. RWTH Aachen, 2003
- Hegger/Tue 2007** Hegger, J.; Tue, N.V.; Rauscher, S.; Küchler, M.: Zur Wirkungsweise von Verbundmitteln in Verbundkonstruktionen aus ultrahochfestem Beton. Teilprojekt 2637/9-1 zum DFG-Schwerpunktprogramm SPP 1182 „Nachhaltig Bauen mit UHPC“. RWTH Aachen, 2007
- Hegger/Tue 2009** Hegger, J.; Tue, N.V.; Rauscher, S.; Küchler, M.: Zur Wirkungsweise von Verbundmitteln in Verbundkonstruktionen aus ultrahochfestem Beton. Teilprojekt 2637/9-2 zum DFG-Schwerpunktprogramm SPP 1182 „Nachhaltig Bauen mit UHPC“. RWTH Aachen, 2009
- Heinemeyer 2011** Heinemeyer, S.: Zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern aus ultrahochfestem Beton mit Verbundleisten. Dissertation, RWTH Aachen, 2011
- Kohlmeyer 2008** Kohlmeyer, C.: Beitrag zum Tragverhalten von Verbundträgern im Bereich von großen Stegöffnungen unter besonderer Berücksichtigung der Querkrafttragfähigkeit des Stahlbetongurtes. Dissertation, TU Kaiserslautern, 2008
- Kurz 2011** Kurz, W.; Schnell, J.; Wiese, S.; Gajda, J.: Novel shear connectors in micro-composite structures. Eurosteel 2011
- Leonhardt 1986** Leonhardt, F.; Mönnig, E.: Vorlesungen über Massivbau, zweiter Teil. 3. Auflage, Springer Verlag, 1986

- Leonhardt 1987** Leonhardt, F.; Andrä, W., Andrä, H.-P.: Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit. Beton-und Stahlbetonbau, Ernst und Sohn Verlag, 1987, S. 325-331
- Lieberum 1987** Lieberum, K.-H.: Das Tragverhalten von Beton bei extremer Teilflächenbelastung. Dissertation, TU Darmstadt, 1987
- Mangerig 2011** Mangerig, I.; Burger, S.; Wagner, R.; Wurzer, O.; Zapfe, C.: Zum Einsatz von Betondübeln im Verbundbau (Teil1). Stahlbau, Ernst und Sohn Verlag, 2011, S. 885-893
- Model Code 1990** Comité Euro-Internationale du Béton: CEB-FIP Model Code 1990 – Design Code. Thomas Telford Services Ltd., 1990
- Ottosen 1977** Ottosen, N.S.: A failure criterion for concrete. Journal of Engineering Mechanics Division ASCE, Vol. 103, EM 4, 1977
- Petraschek 2008** Petraschek, T.: Modelle zur Vorhersage des Tragvermögens eines Kronendübel als alternativer Schubverbinder. Dissertation, Technische Universität Wien, 2008
- Preco-Beam 2010** Mangerig, I.; Seidl, G.; et al.: Preco-Beam – Prefabricated Enduring Composite Beams based on Innovative Shear Transmission. Abschlussbericht RFSR-CT-2006-00030, 2010
- Probabilistic MC 2001** Joint Committee on Structural Safety: Probabilistic Model Code – Part 3: Resistance Models. 2001
- Reitz 2003** Reitz, D.: Grundlagen zur Bemessung der Perfobondleiste als duktilen Verbundmittel. Dissertation, TU Darmstadt, 2003
- Richard 1995** Richard, P.; Cheyrezy, M.: Composition of Reactive Powder Concretes. Cement and Concrete Research, Vol. 25, No. 7, 1995
- RiLi Stahlverbund 1981** Richtlinien für Stahlverbundträger: Richtlinie für die Bemessung und Ausführung von Stahlverbundträgern. 1981
- Roik 1988** Roik, K.; Hanswille, G.; Cunze-O.Lanna, A.: Hintergrundbericht zu Eurocode 4 – Abschnitt 6.3.2: Bolzendübel (unveröffentlicht). Ruhr-Universität Bochum, 1988
- Rösler 2008** Rösler, J.; Harders, H.; Bäker, M.: Mechanisches Verhalten der Werkstoffe. 3. Auflage, Vieweg und Teubner Verlag, 2008
- SPP 1182** DFG-Schwerpunktprogramm SPP 1182 „Nachhaltig Bauen mit UHPC“. www.spp1182.de
- Stelzer 2008** Stelzer, G.; Renz, R.: Berührungslose optische und thermische Messverfahren und deren Anwendung bei der Untersuchung von Werkstoffen und Bauteilen aus Kunststoff. DVM-Tagung, Berlin, 2008
- Schneider 2010** Schneider Bautabellen für Ingenieure. 19. Auflage, Werner Verlag, 2010

- Seidl 2009** Seidl, G.: Verhalten und Tragfähigkeit von Verbunddübeln in Stahlbetonverbundträgern. Dissertation, Technische Universität Breslau, Polen, 2009
- Wagner 2011** Wagner, R.: Untersuchungen zum Verbundverhalten von Betondübeln in vorwiegend ruhend und nicht ruhend beanspruchten Konstruktionen. Stahlbau, Ernst und Sohn Verlag, 2011, S. 250-255
- Wiese 2011** Wiese, S.; Schnell, J.; Kurz, W.: Innovative Verbundmittel in Ultrahochleistungsbeton. Beton-und Stahlbetonbau, Ernst und Sohn Verlag, 2011, S. 694-699
- Zapfe 2001** Zapfe, C.: Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit Betondübeln zur Übertragung der Längsschubkräfte. Dissertation, Universität der Bundeswehr München, 2001
- Wurzer 1997** Wurzer, O.: Zur Tragfähigkeit von Betondübeln. Dissertation, Universität der Bundeswehr München, 1997

Anhang A-1: Spannungs-Dehnungs-Verläufe der Stahlbleche

Technische Spannungs-Dehnungs-Diagramme der verwendeten Stahlbleche

Abb. A-1.1: Spannungs-Dehnungs-Diagramme des Stahlblechs S320, $t=2\text{ mm}$ Abb. A-1.2: Spannungs-Dehnungs-Diagramme des Stahlblechs S320, $t=3\text{ mm}$

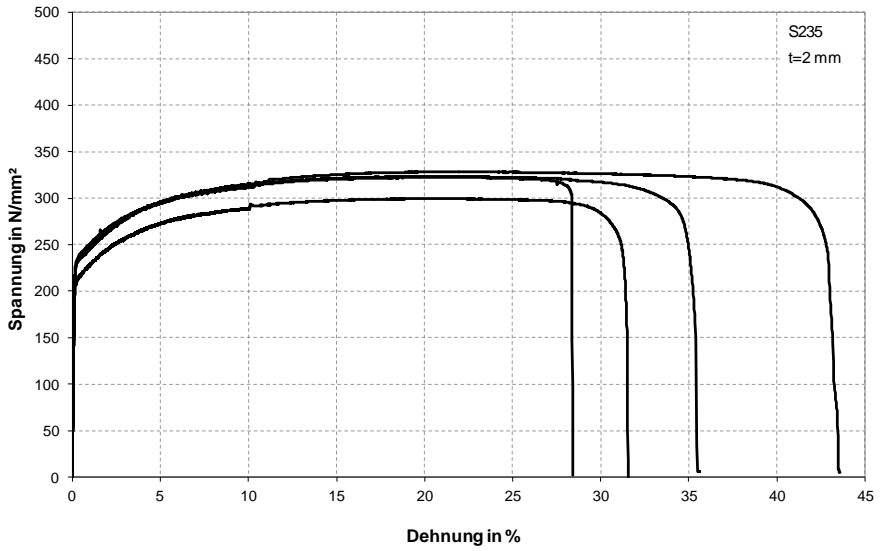


Abb. A-1.3: Spannungs-Dehnungs-Diagramme des Stahlblechs S235, t=2 mm

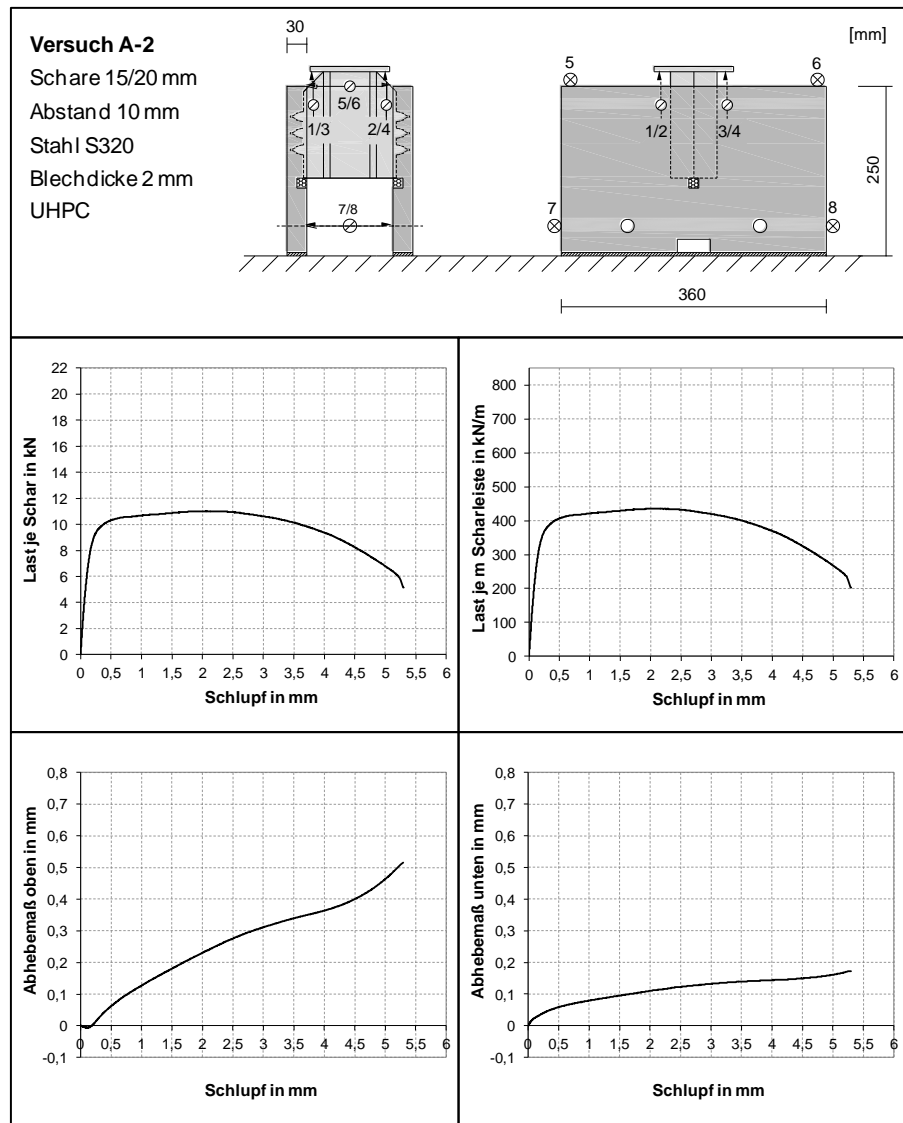


Abb. A-2.2: Versuchsergebnisse des Push-out-Versuchs A-2

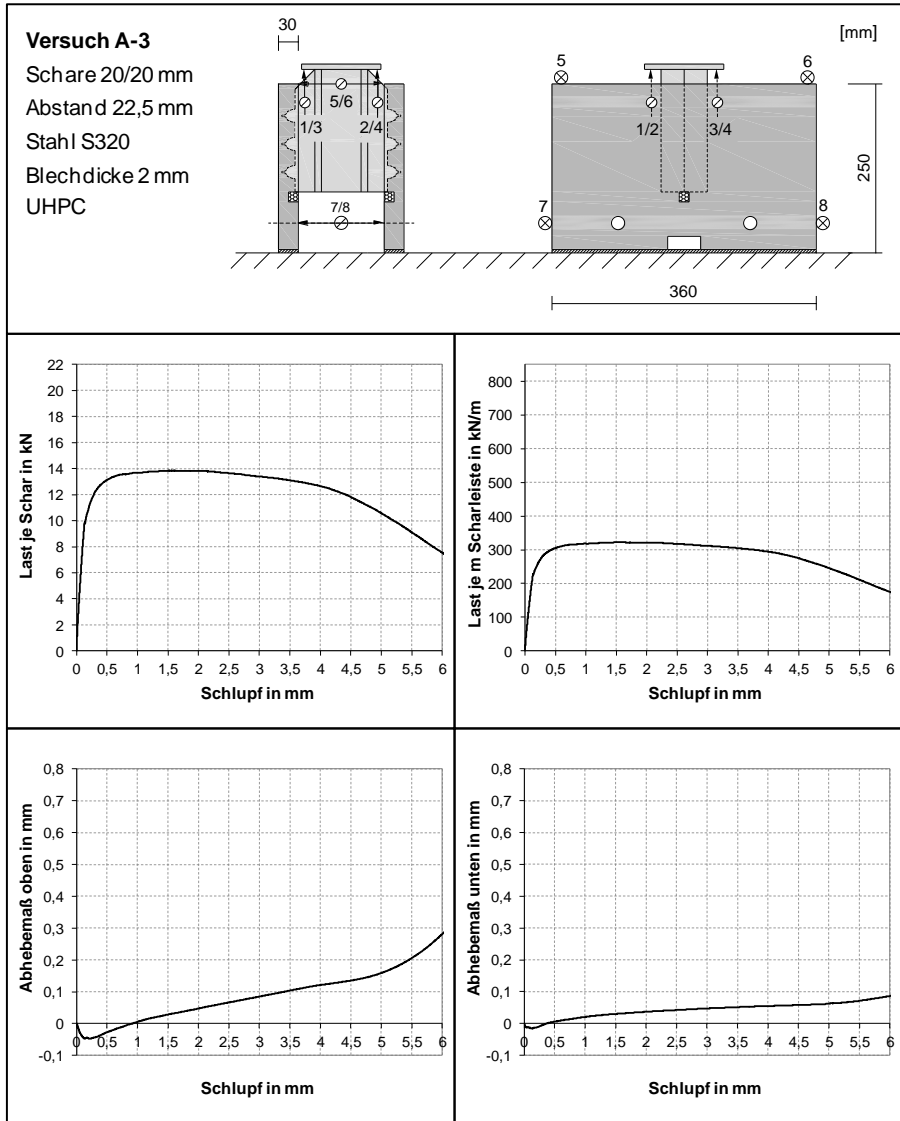


Abb. A-2.3: Versuchsergebnisse des Push-out-Versuchs A-3

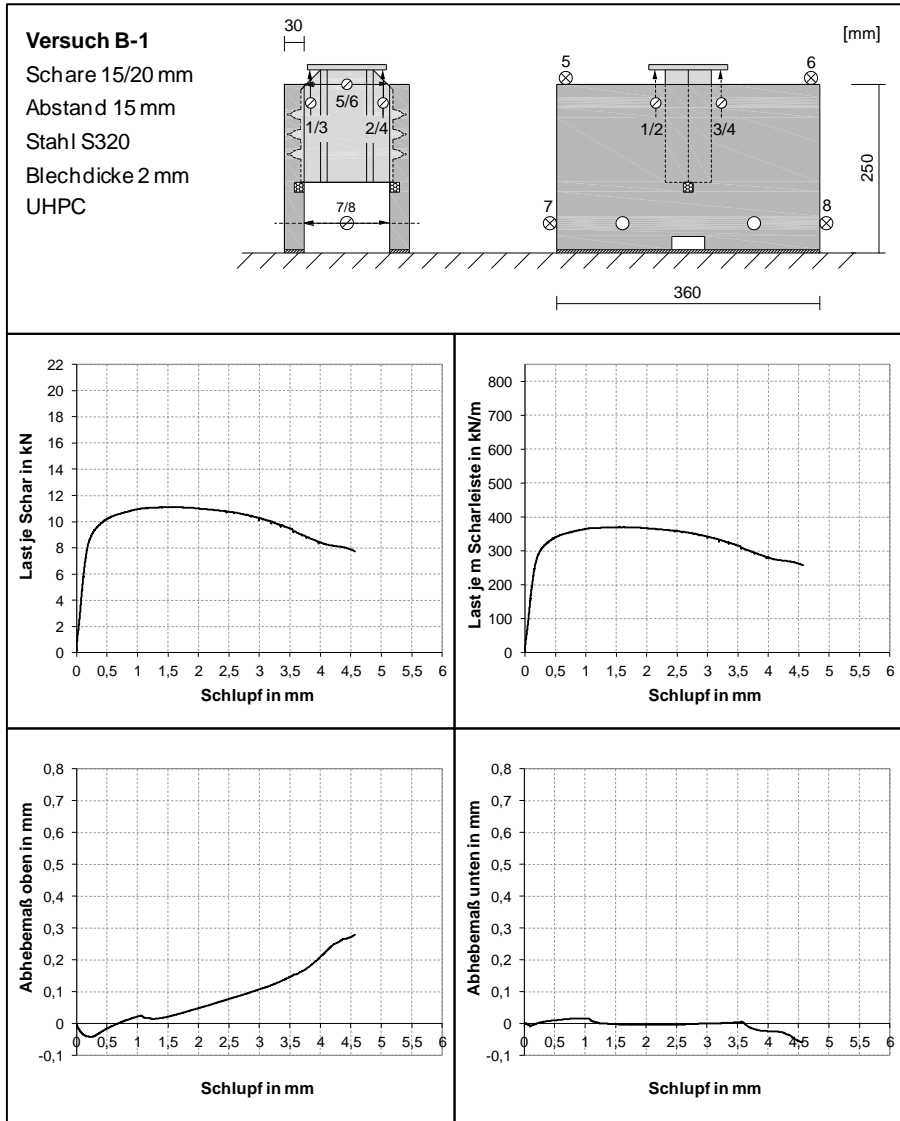


Abb. A-2.4: Versuchsergebnisse des Push-out-Versuchs B-1

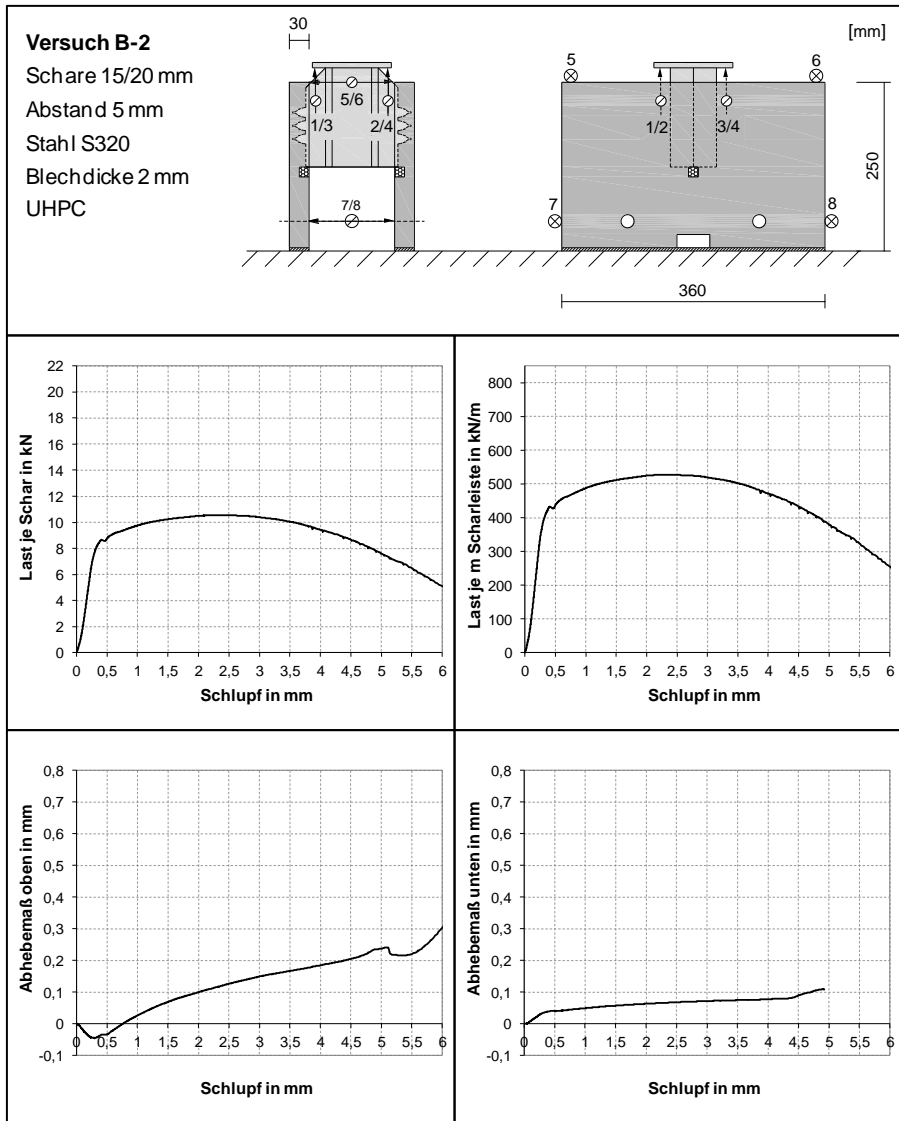


Abb. A-2.5: Versuchsergebnisse des Push-out-Versuchs B-2

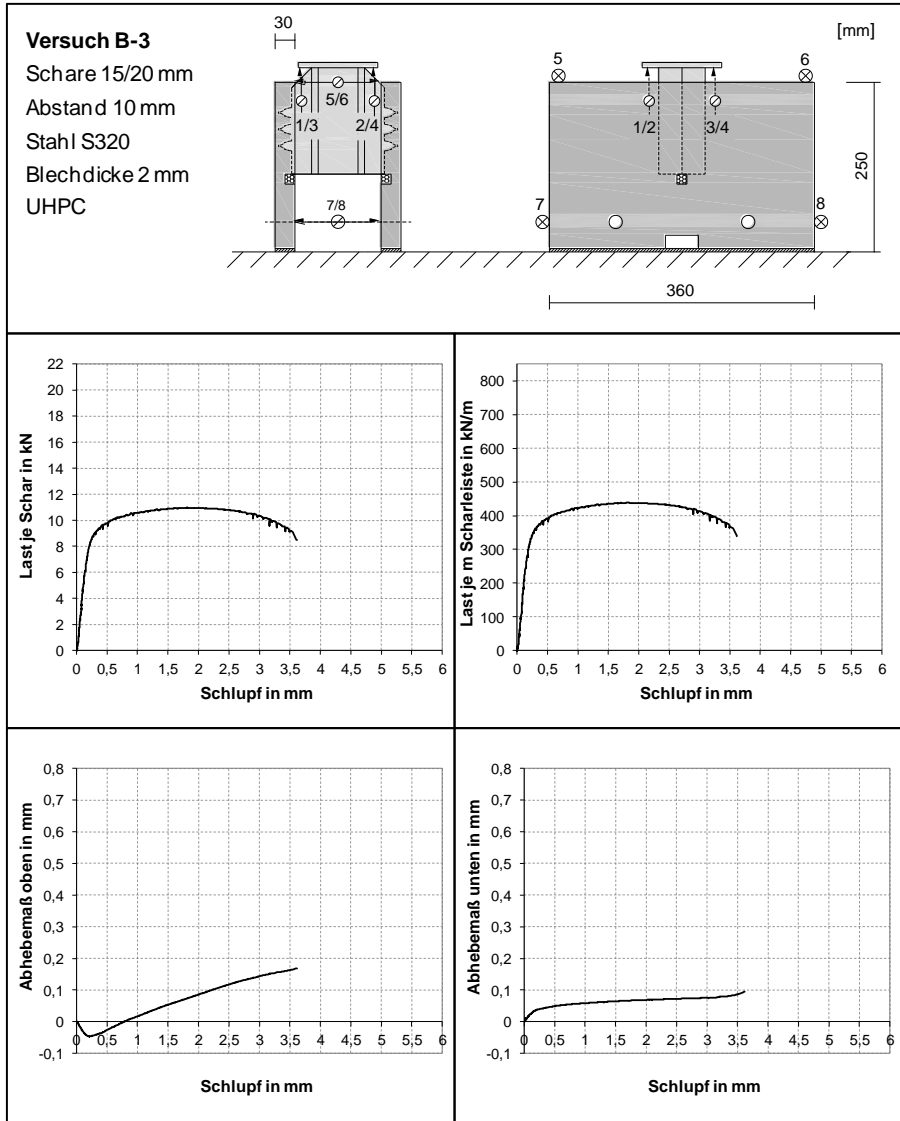


Abb. A-2.6: Versuchsergebnisse des Push-out-Versuchs B-3

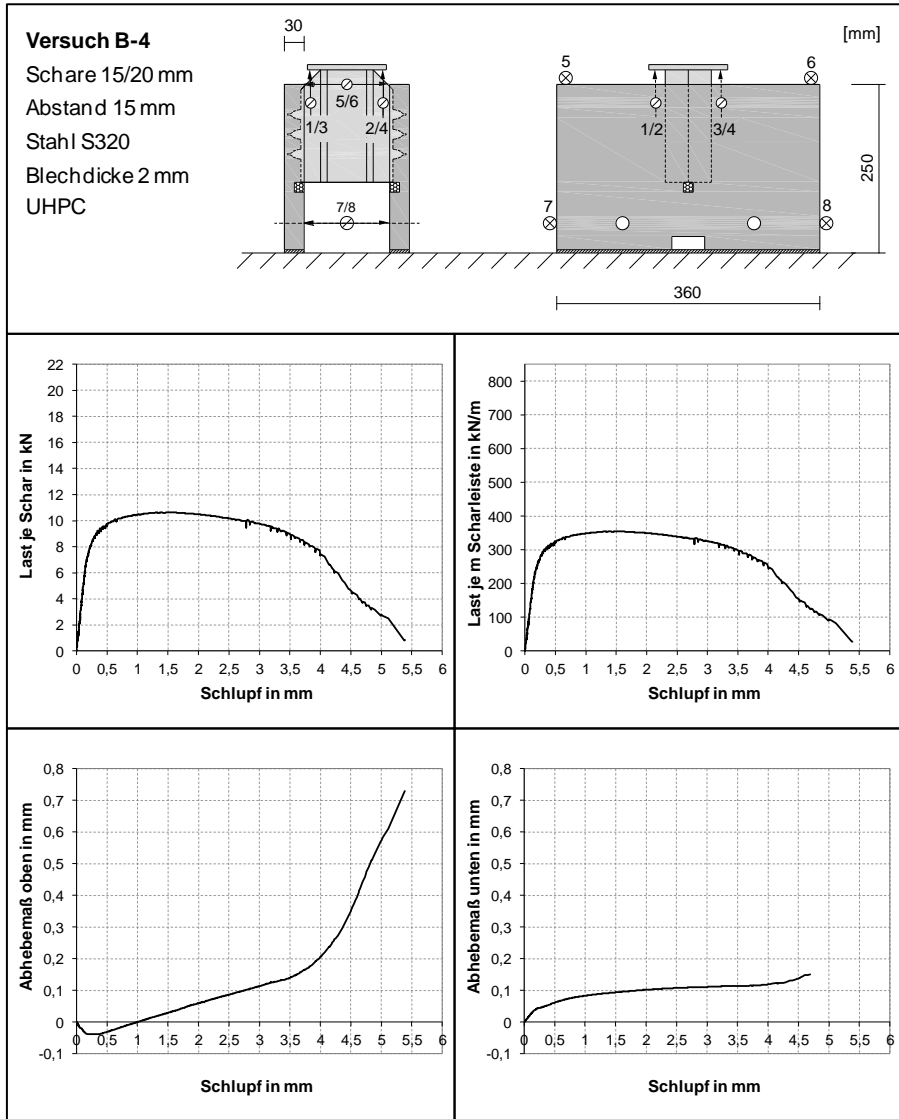


Abb. A-2.7: Versuchsergebnisse des Push-out-Versuchs B-4

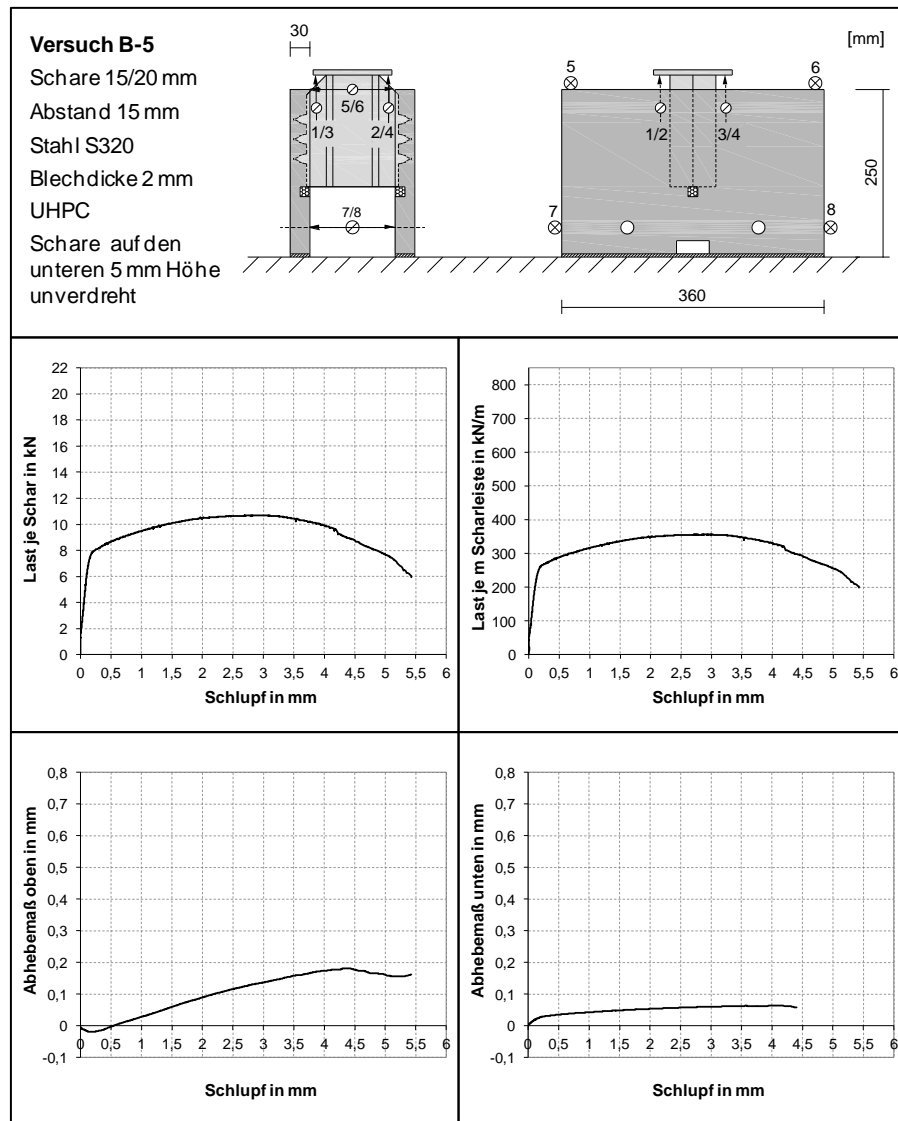


Abb. A-2.8: Versuchsergebnisse des Push-out-Versuchs B-5

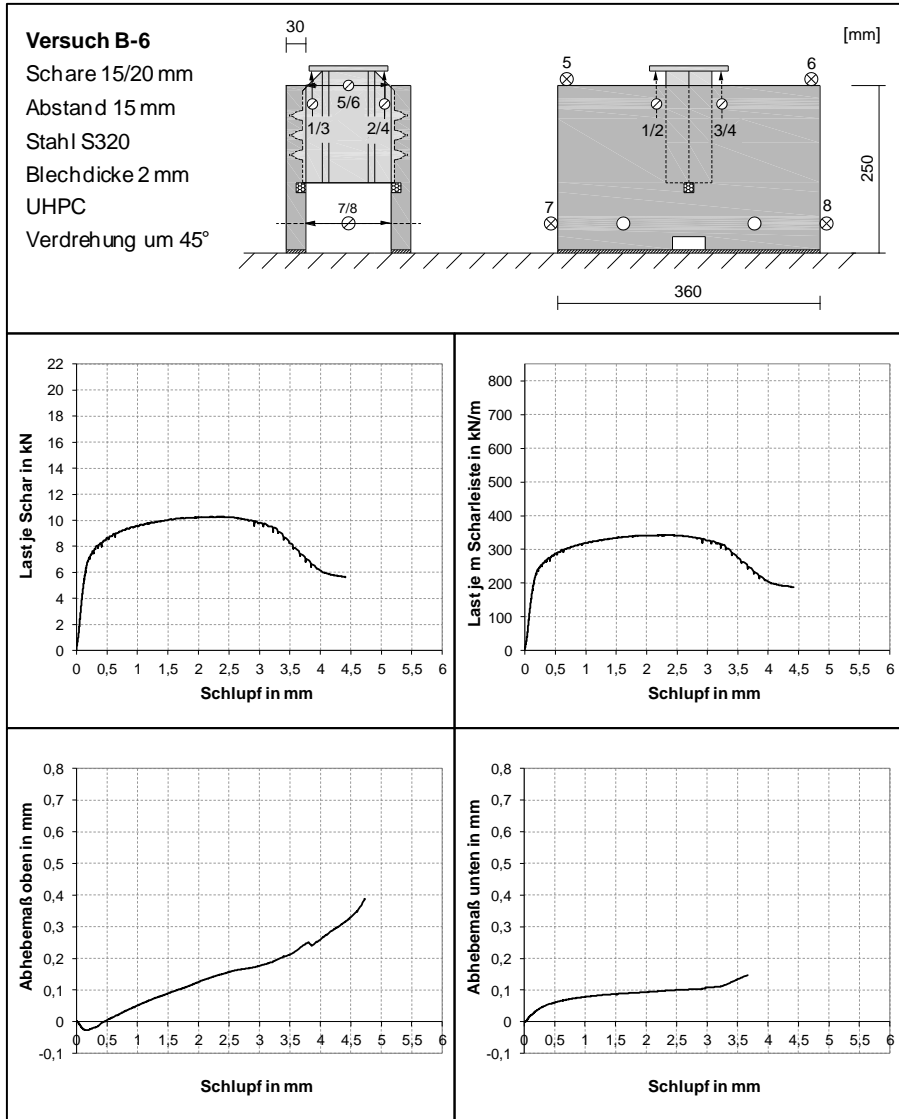


Abb. A-2.9: Versuchsergebnisse des Push-out-Versuchs B-6

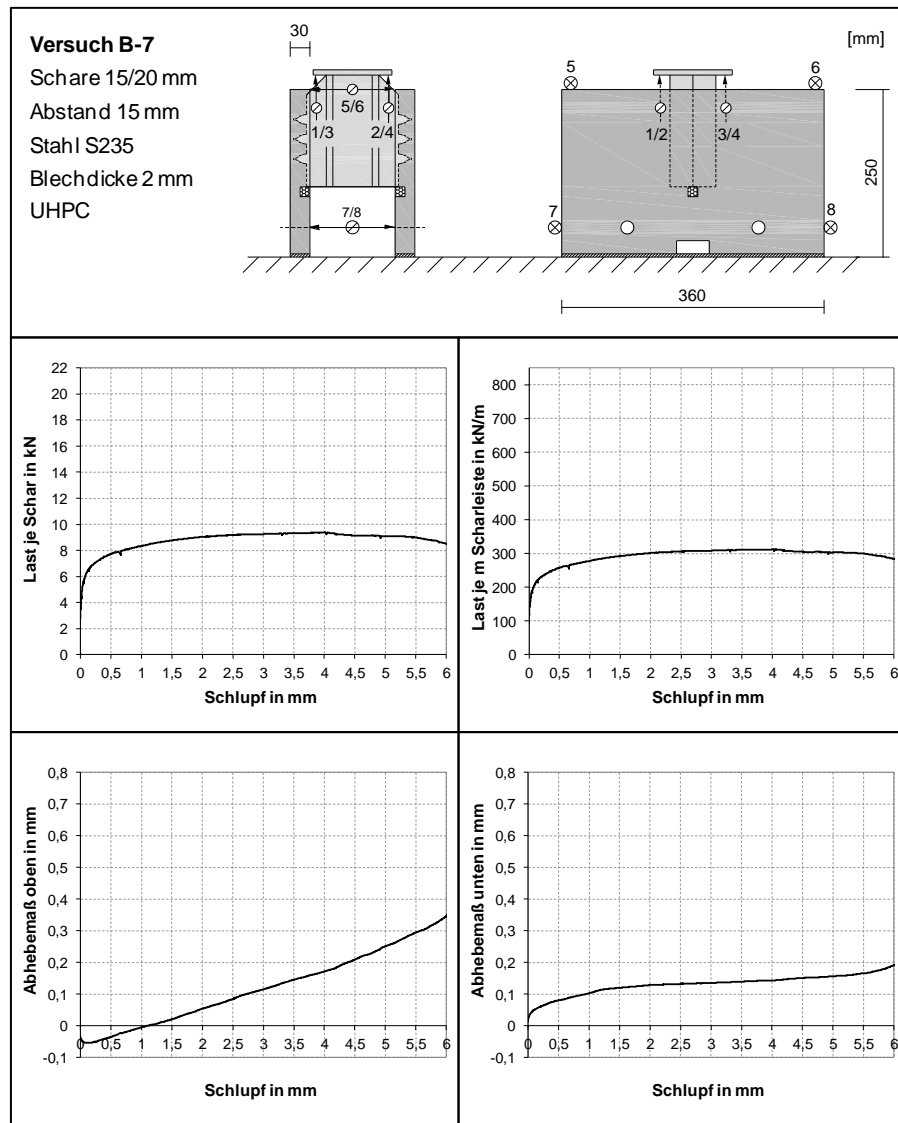


Abb. A-2.10: Versuchsergebnisse des Push-out-Versuchs B-7

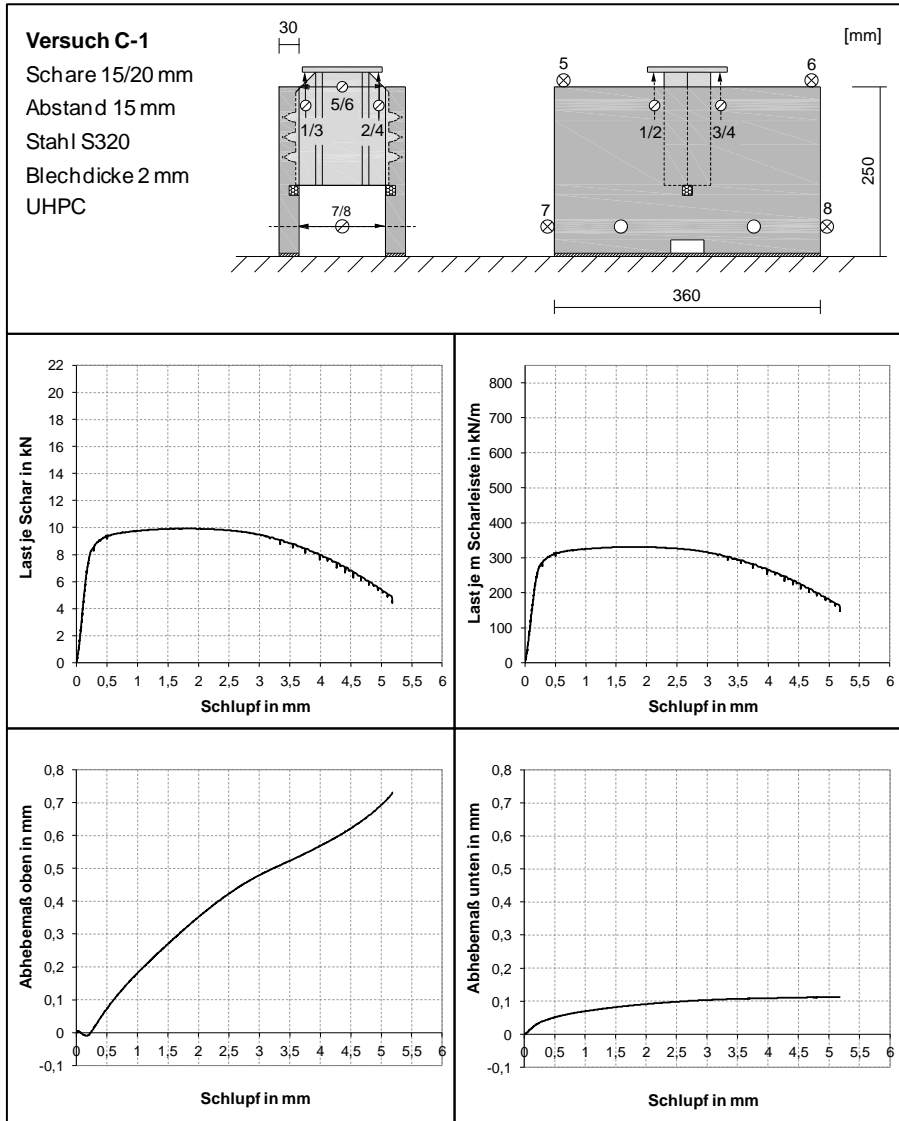


Abb. A-2.11: Versuchsergebnisse des Push-out-Versuchs C-1

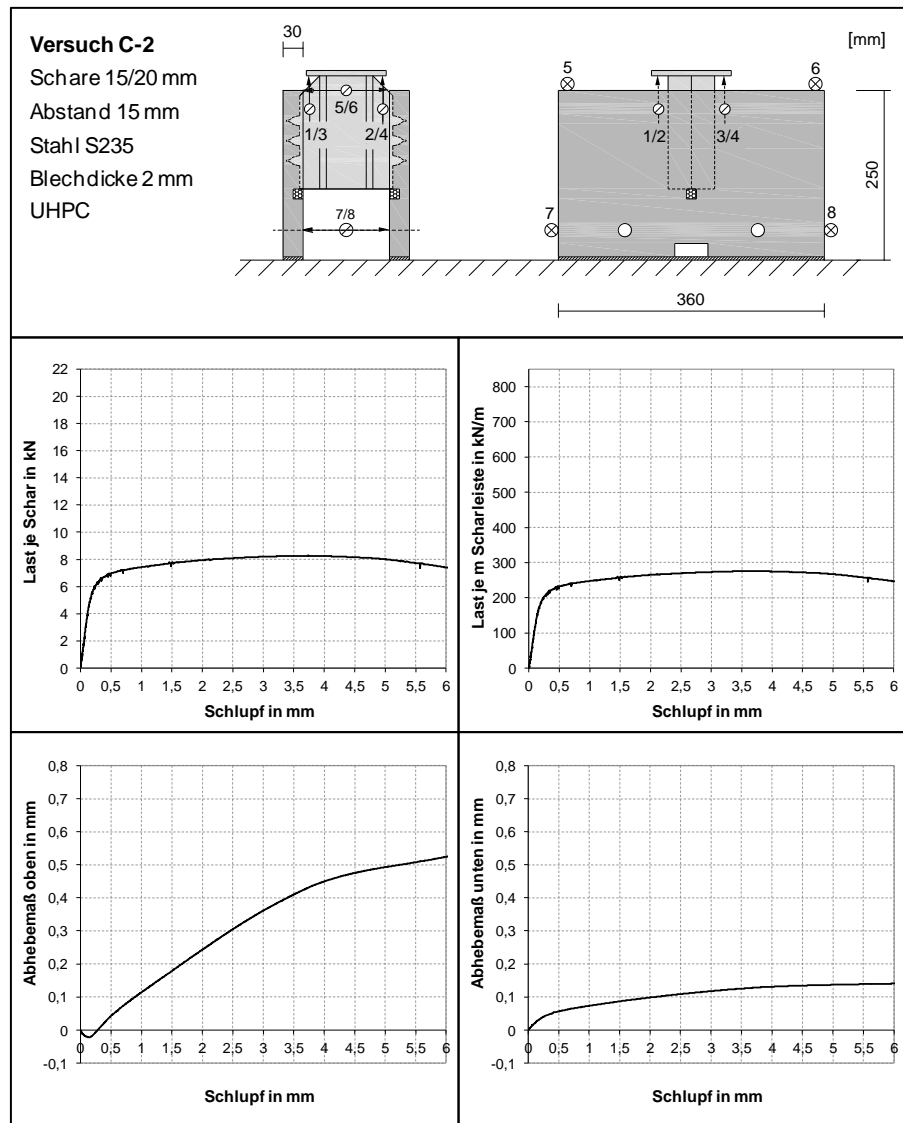


Abb. A-2.12: Versuchsergebnisse des Push-out-Versuchs C-2

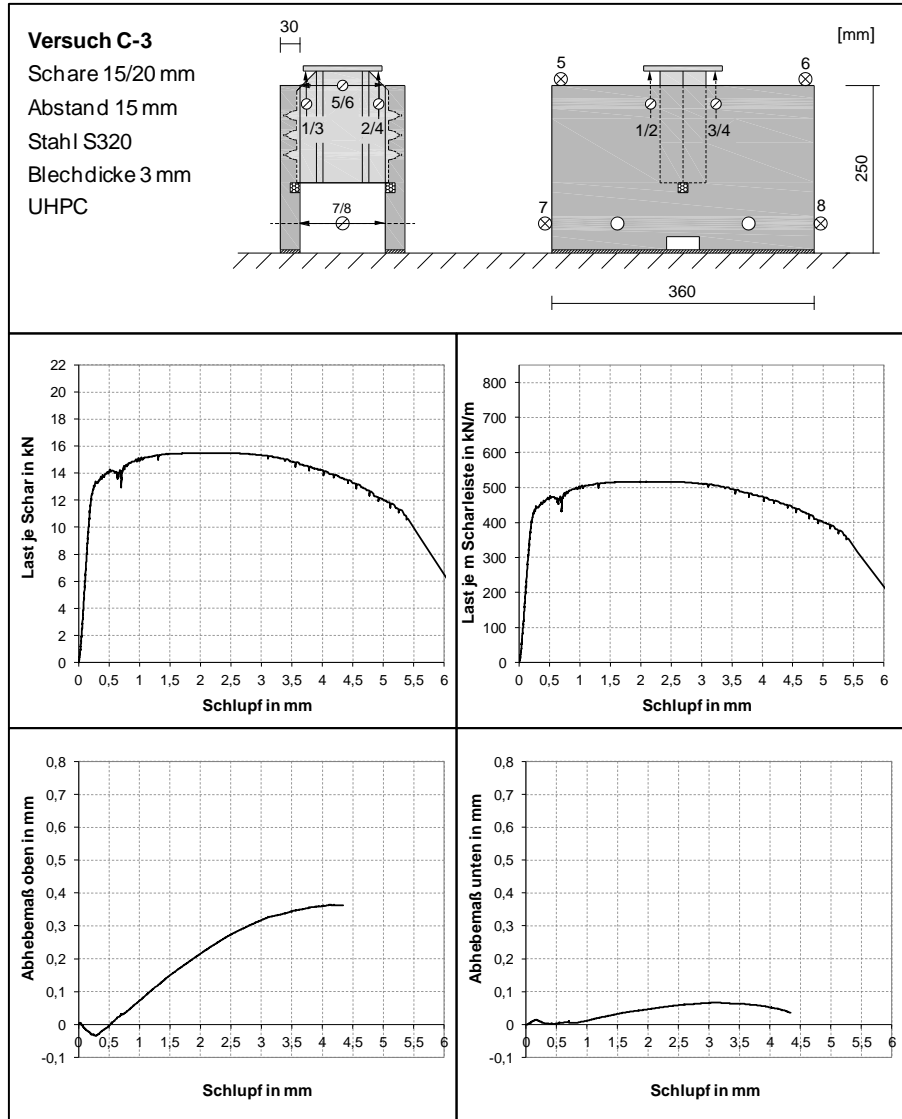


Abb. A-2.13: Versuchsergebnisse des Push-out-Versuchs C-3

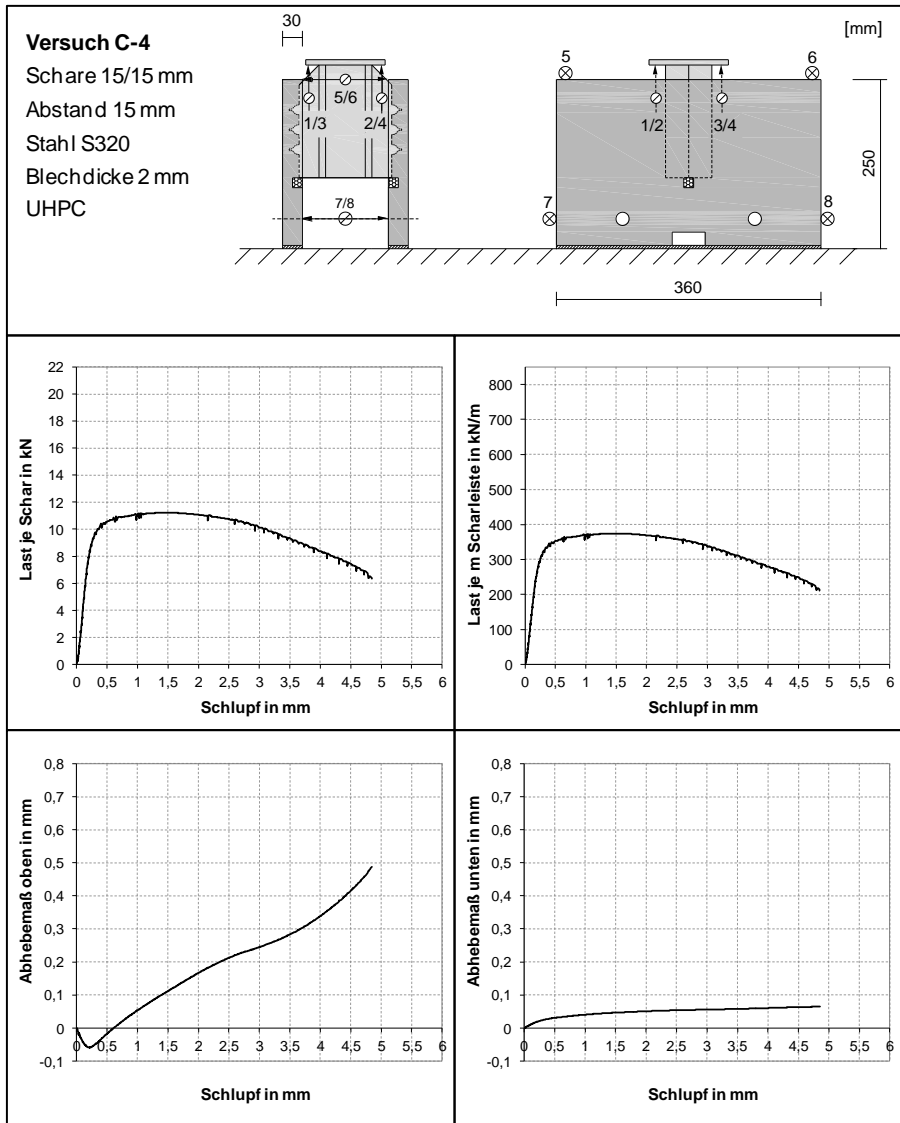


Abb. A-2.14: Versuchsergebnisse des Push-out-Versuchs C-4

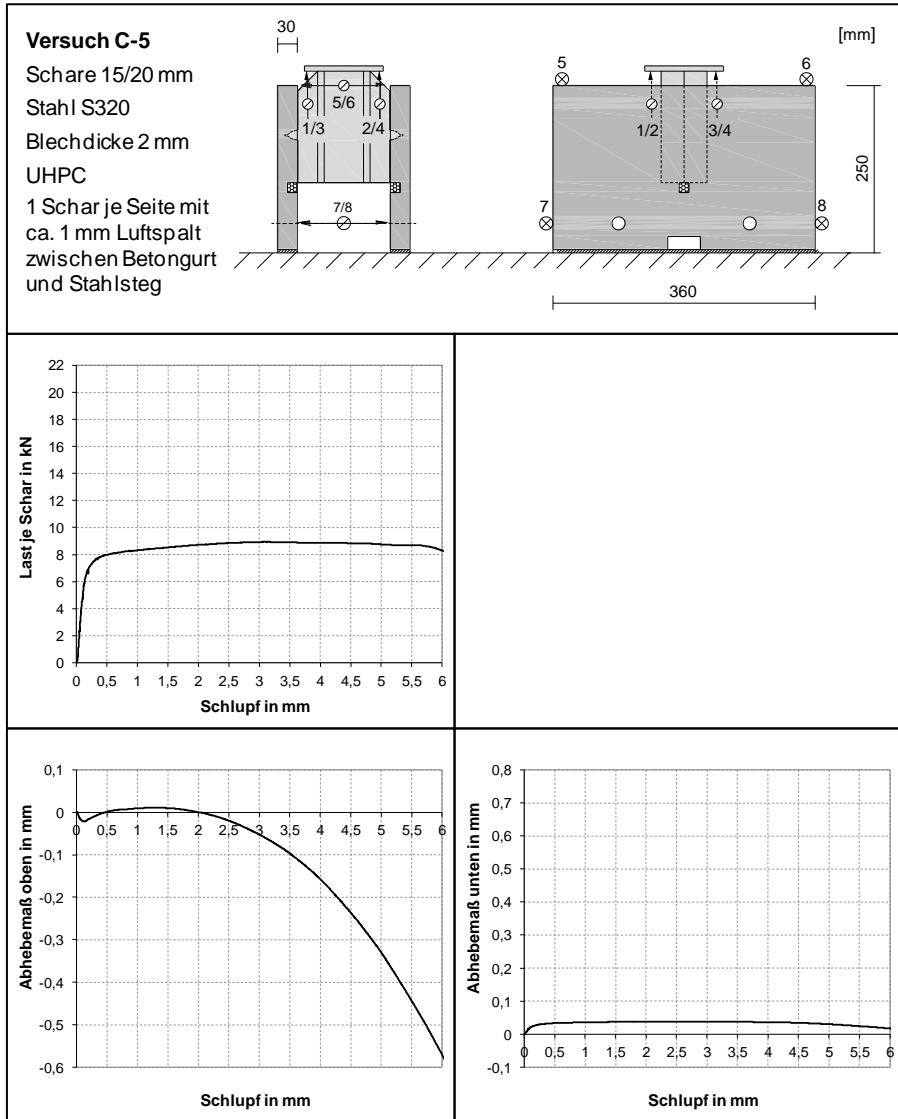


Abb. A-2.15: Versuchsergebnisse des Push-out-Versuchs C-5

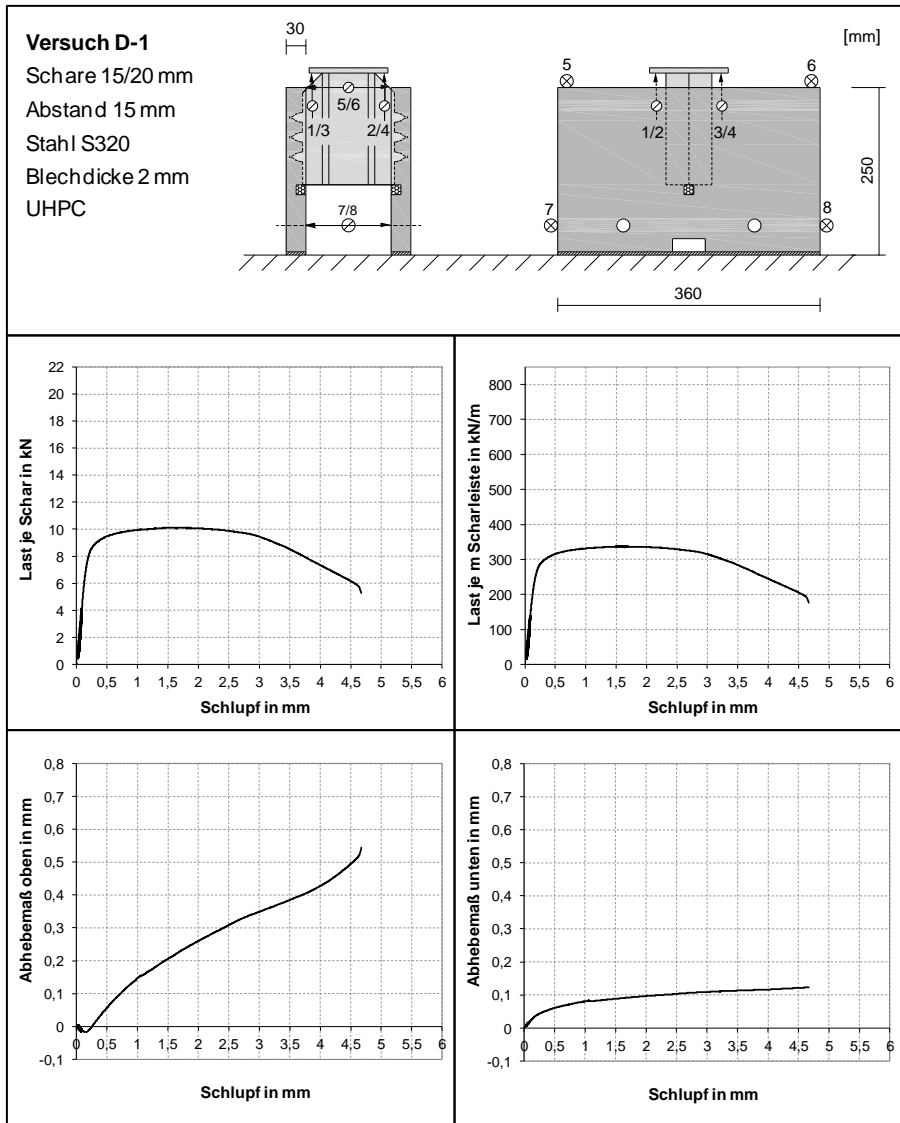


Abb. A-2.16: Versuchsergebnisse des Push-out-Versuchs D-1

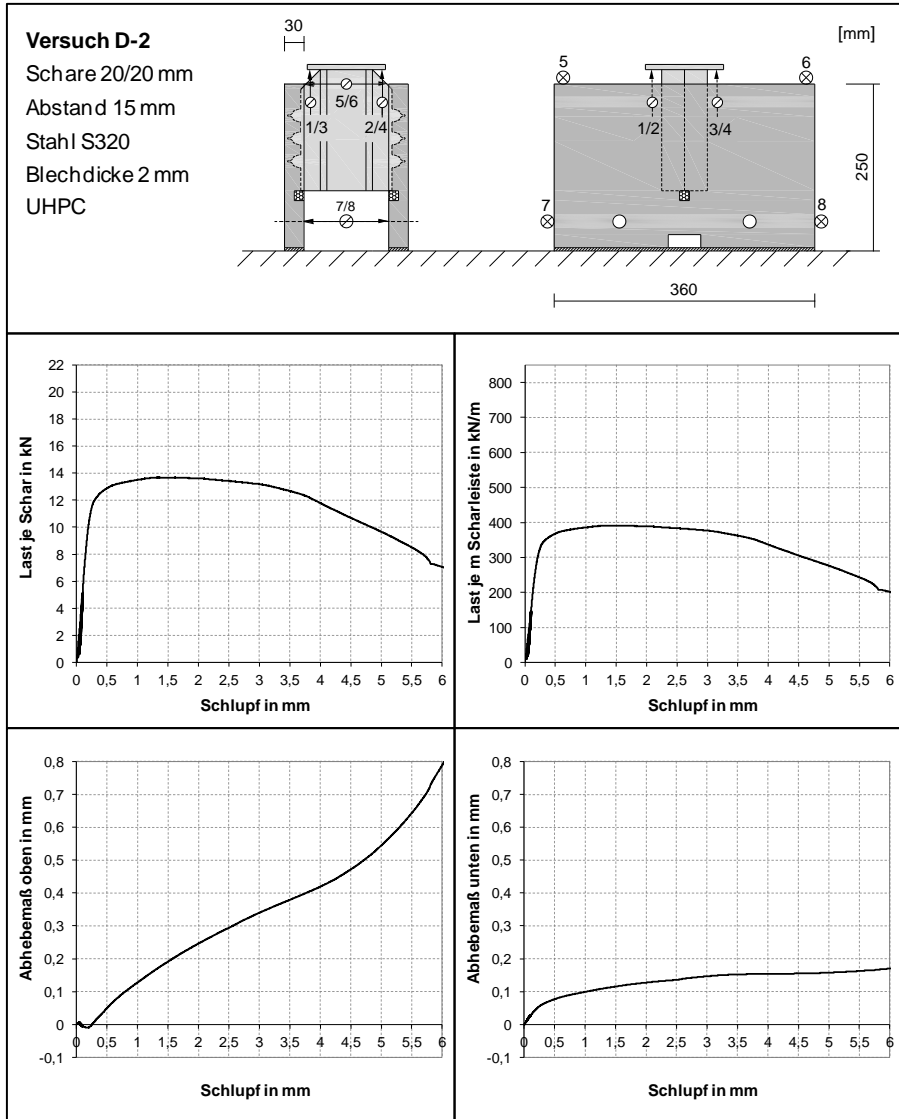


Abb. A-2.17: Versuchsergebnisse des Push-out-Versuchs D-2

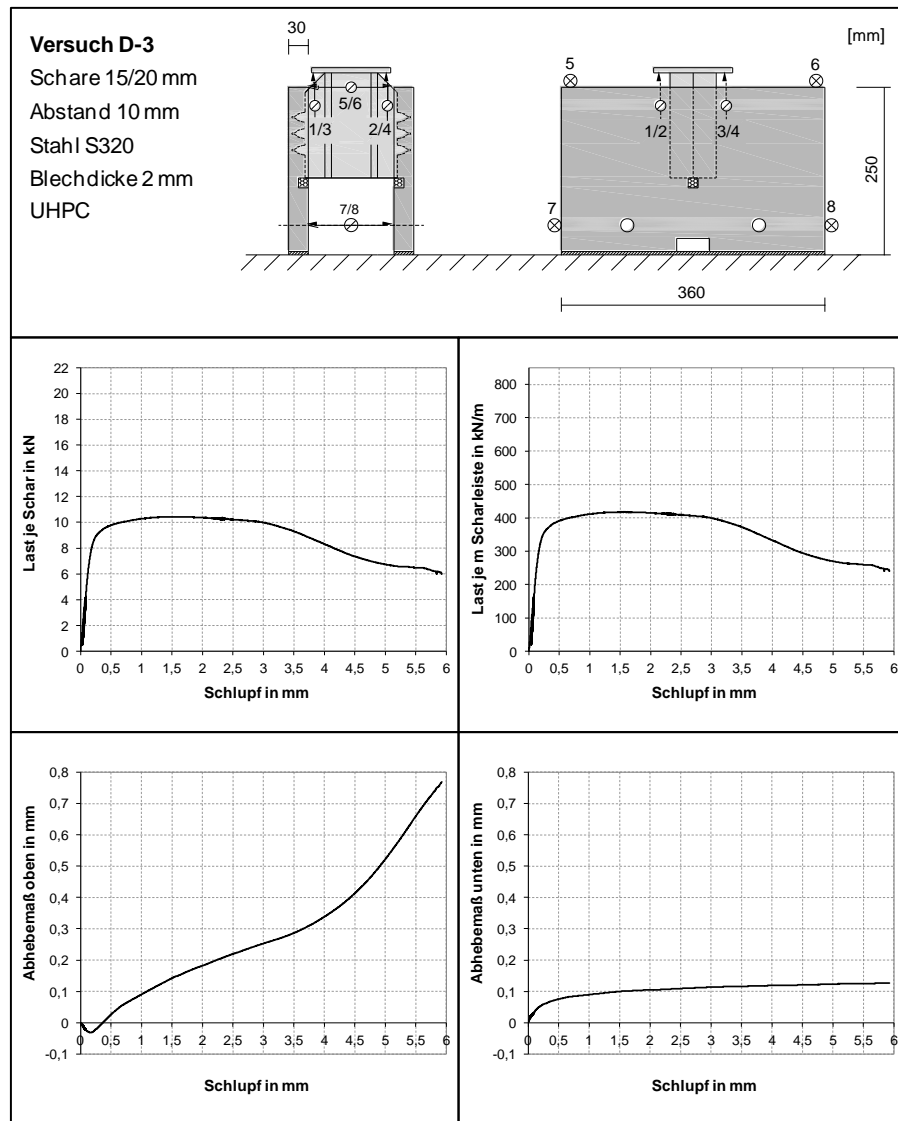


Abb. A-2.18: Versuchsergebnisse des Push-out-Versuchs D-3

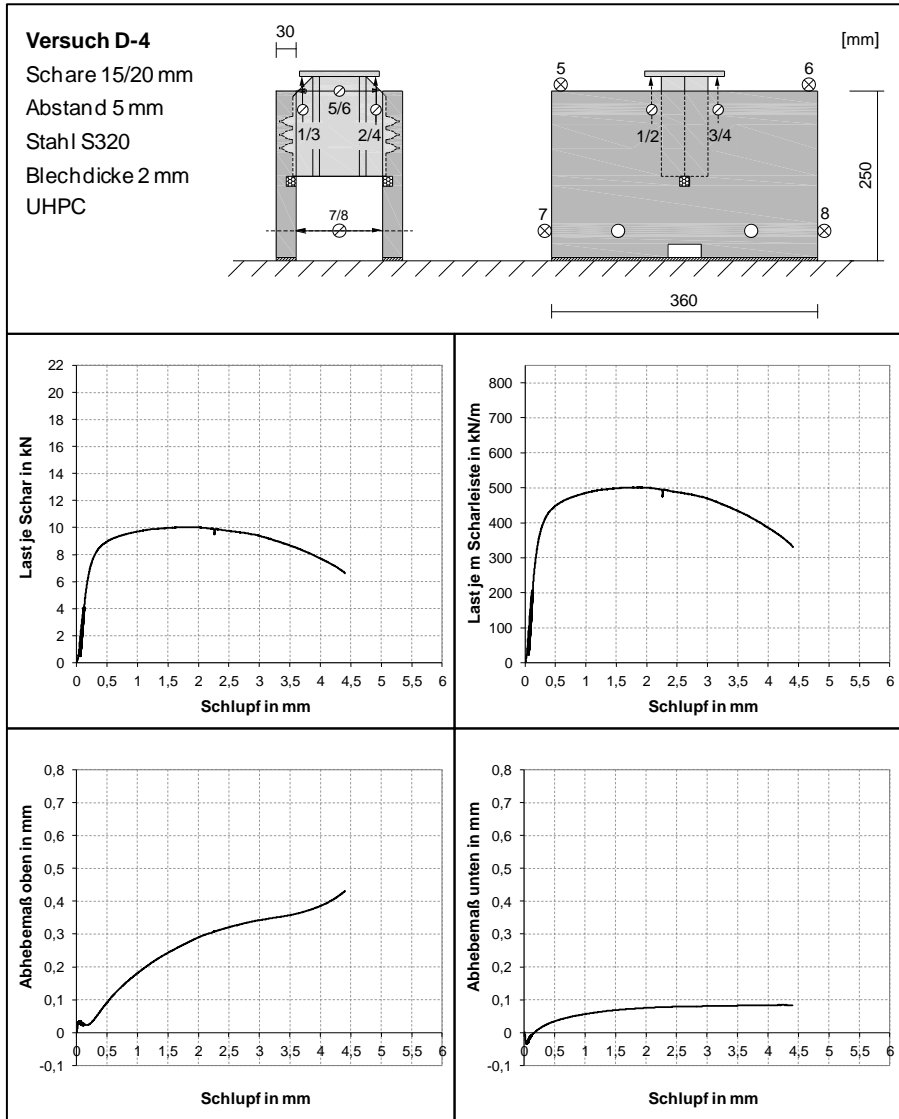


Abb. A-2.19: Versuchsergebnisse des Push-out-Versuchs D-4

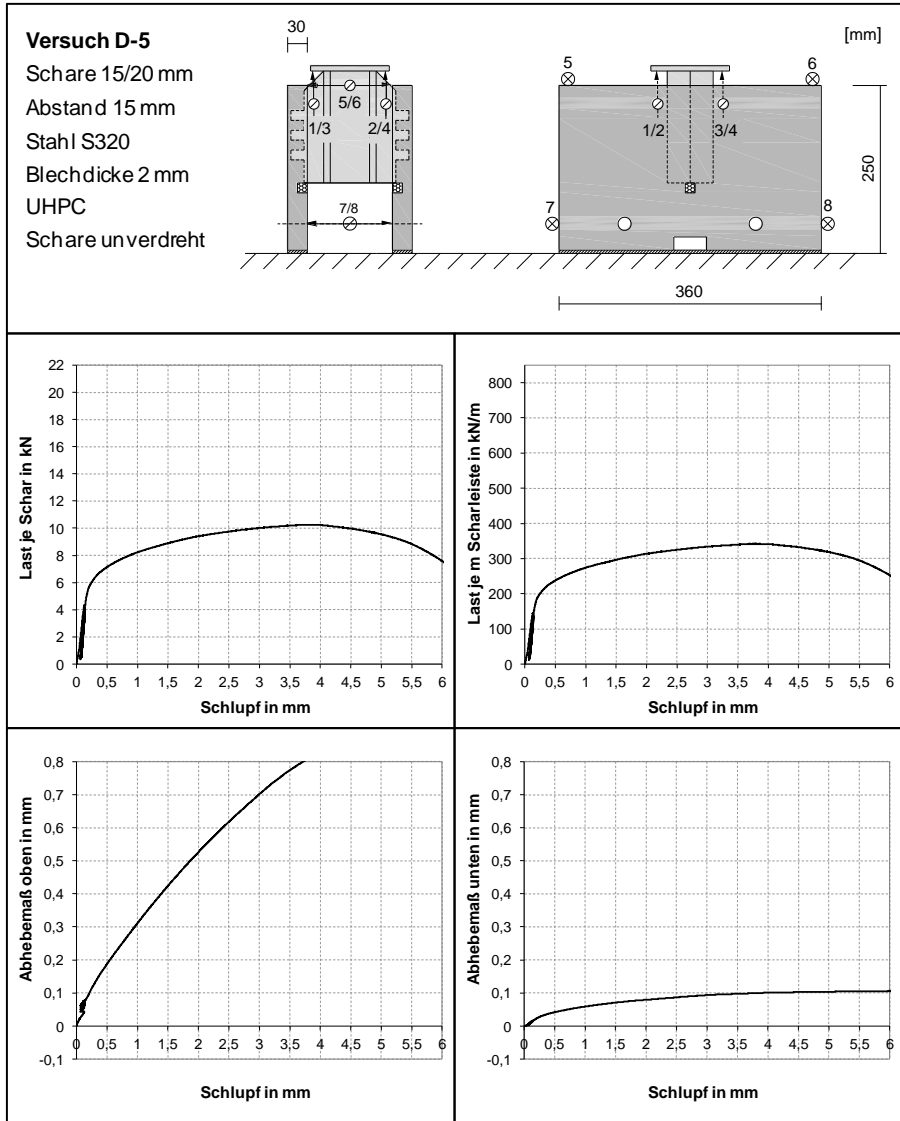


Abb. A-2.20: Versuchsergebnisse des Push-out-Versuchs D-5

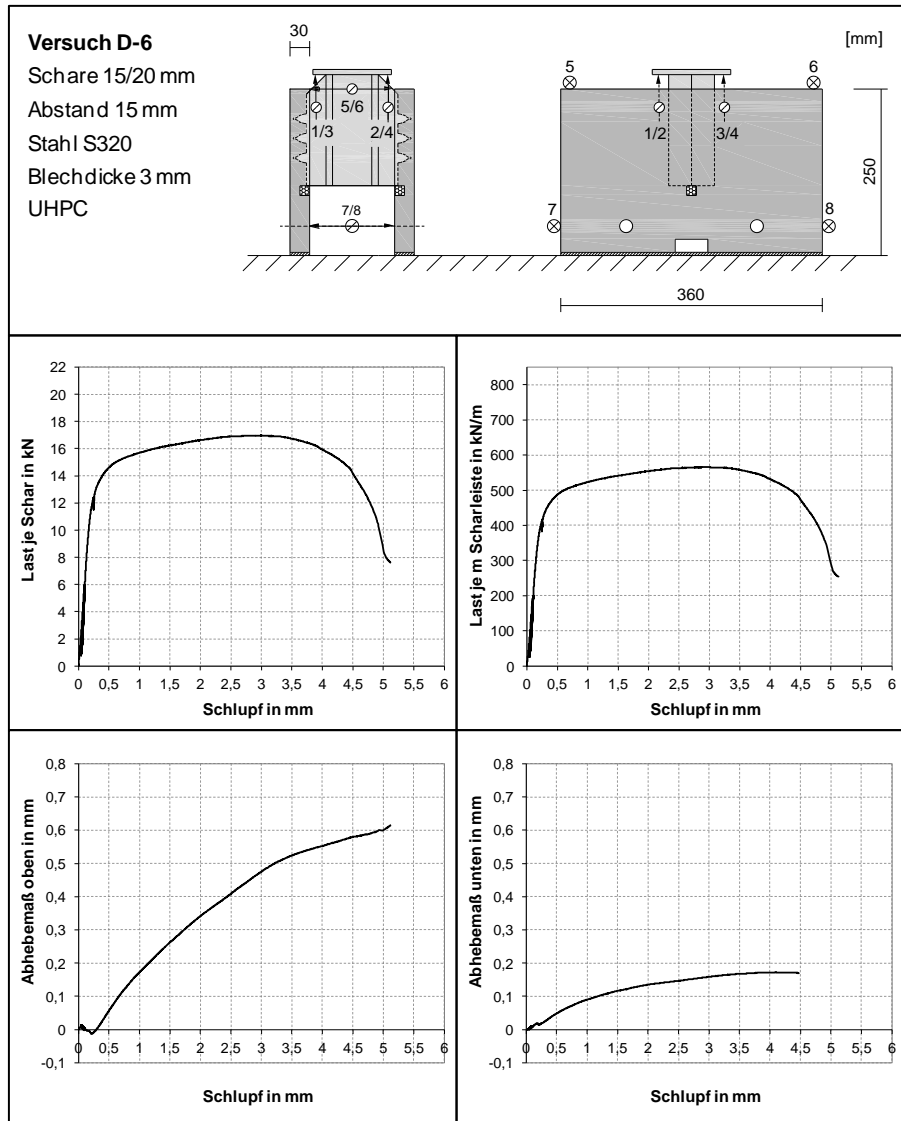


Abb. A-2.21: Versuchsergebnisse des Push-out-Versuchs D-6

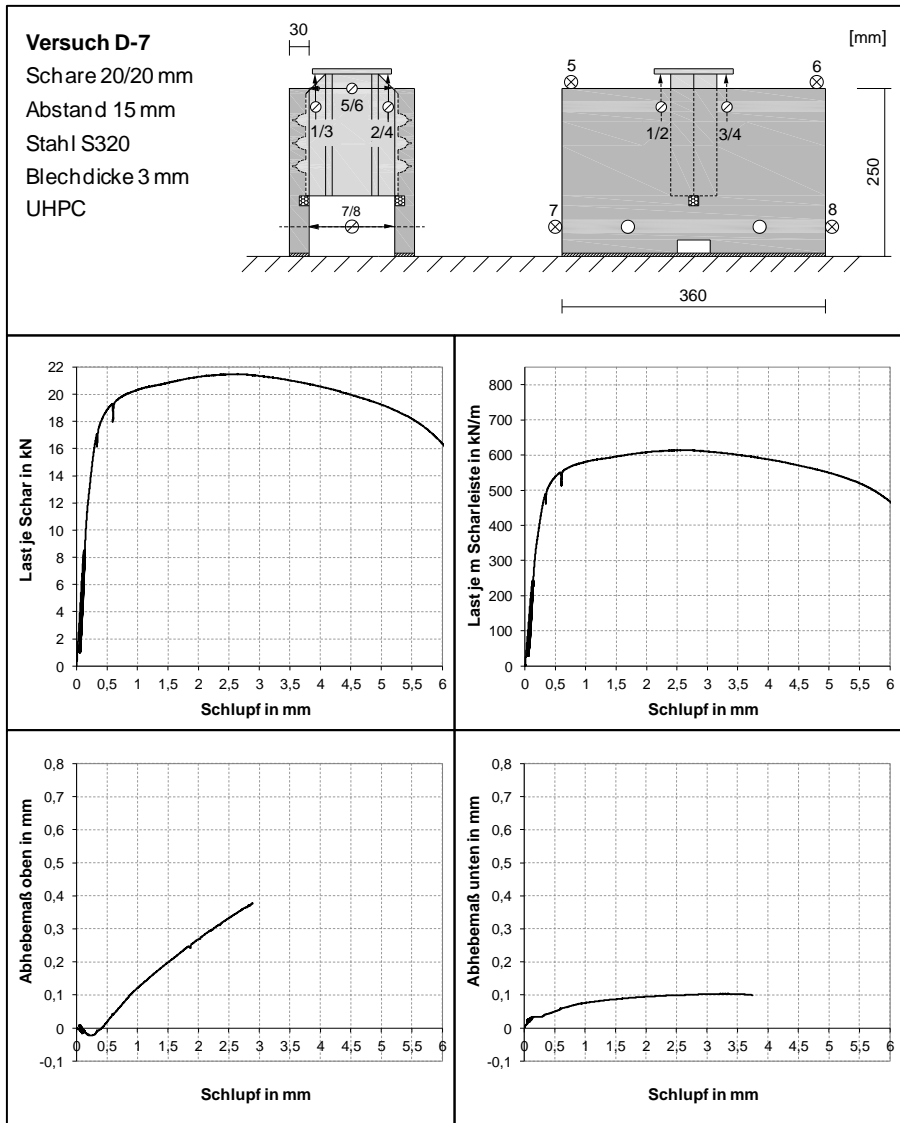


Abb. A-2.22: Versuchsergebnisse des Push-out-Versuchs D-7

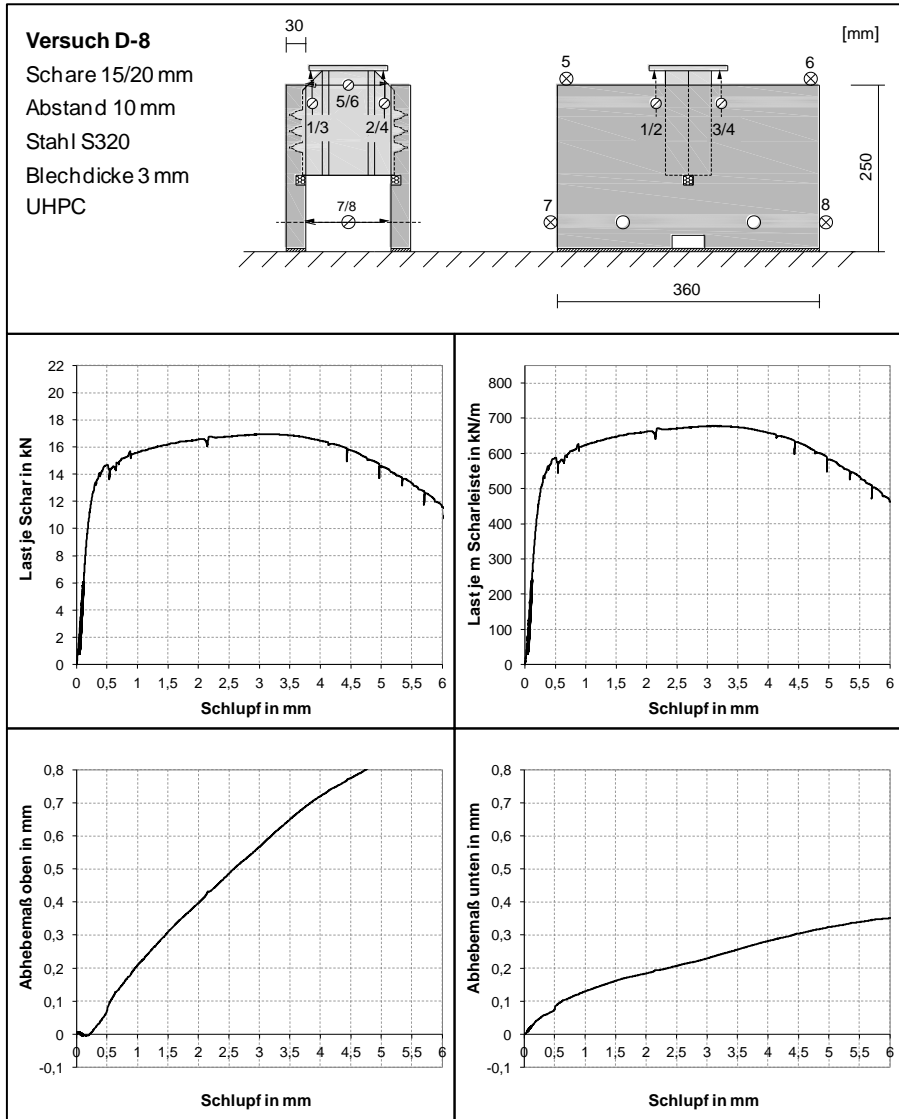


Abb. A-2.23: Versuchsergebnisse des Push-out-Versuchs D-8

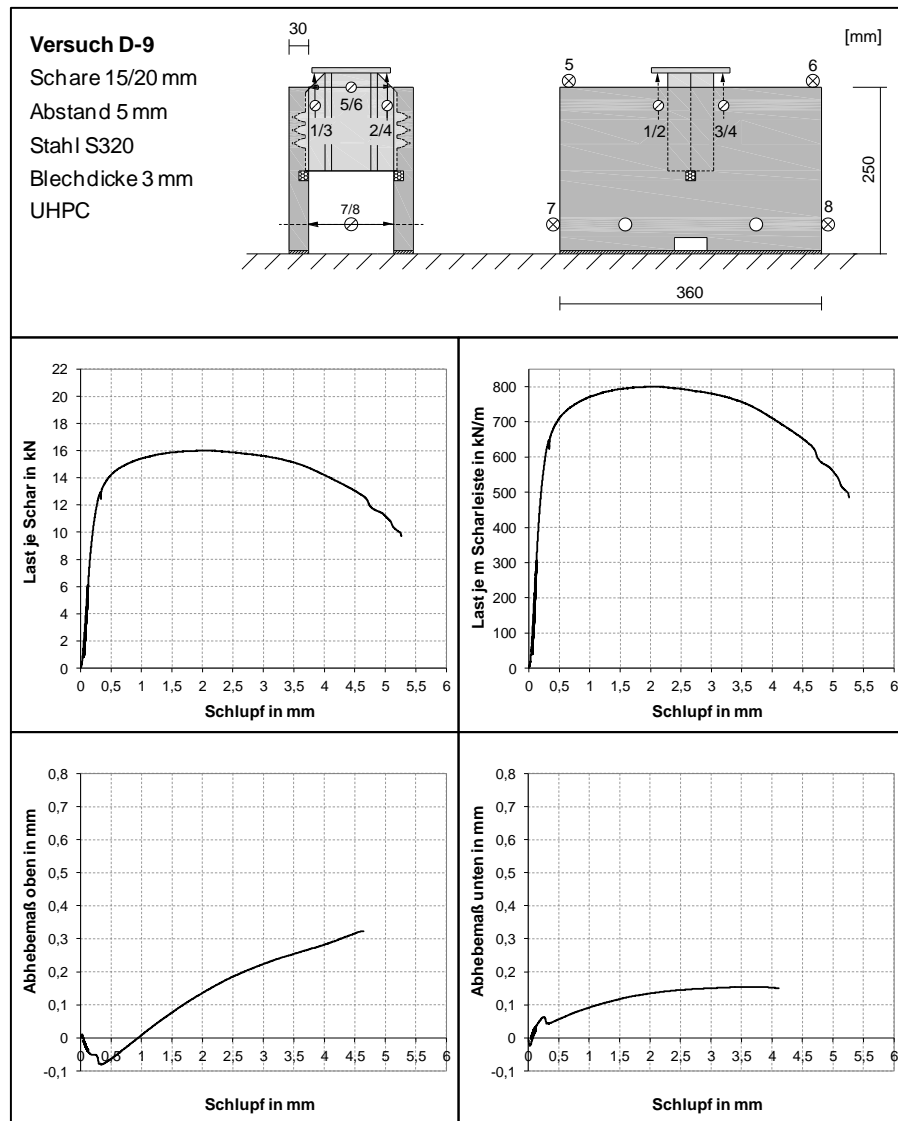


Abb. A-2.24: Versuchsergebnisse des Push-out-Versuchs D-9

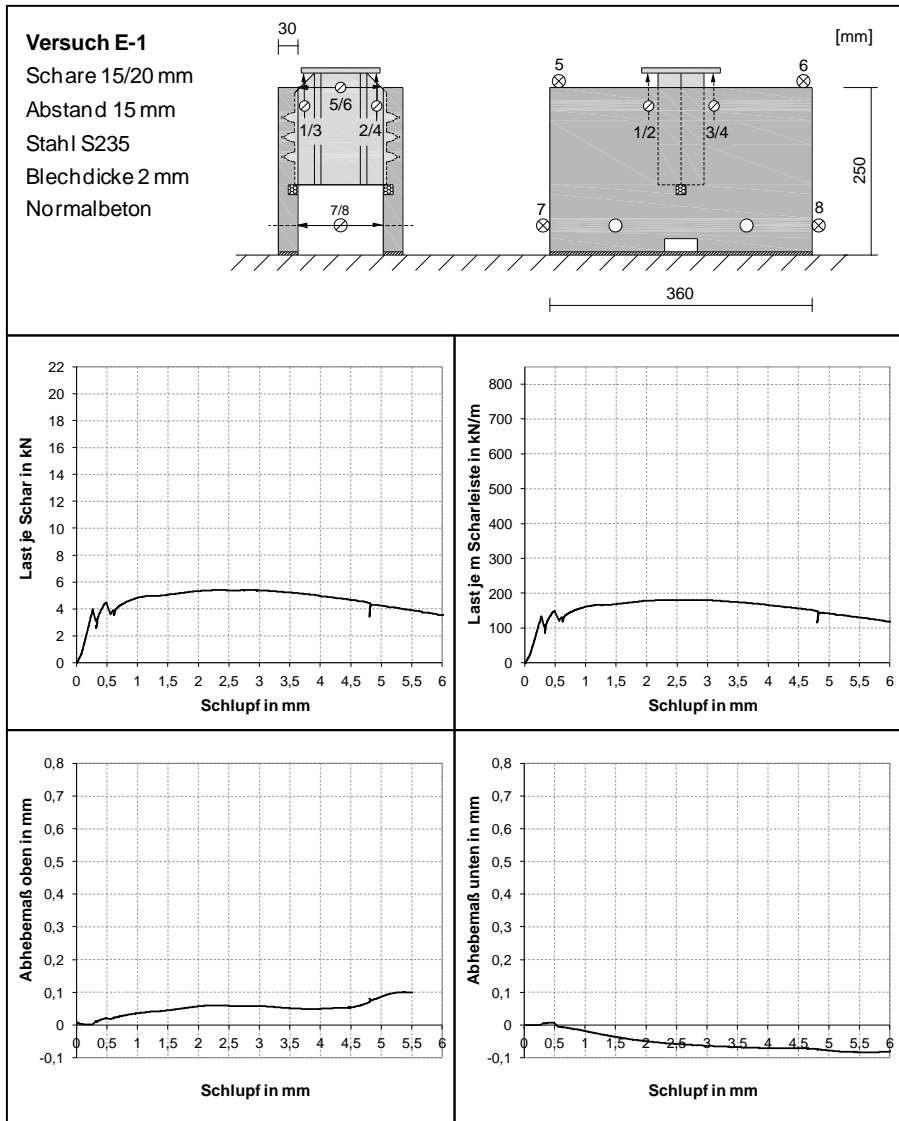


Abb. A-2.25: Versuchsergebnisse des Push-out-Versuchs E-1

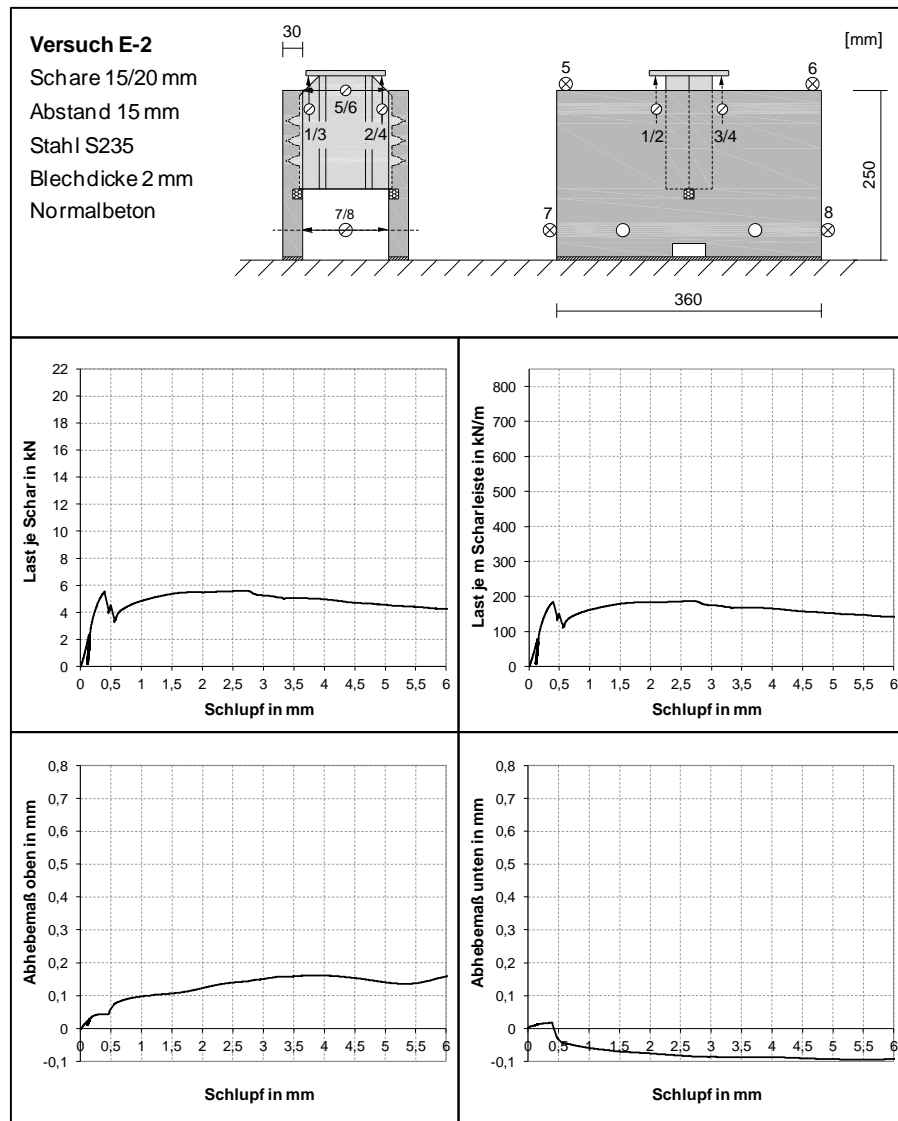


Abb. A-2.26: Versuchsergebnisse des Push-out-Versuchs E-2

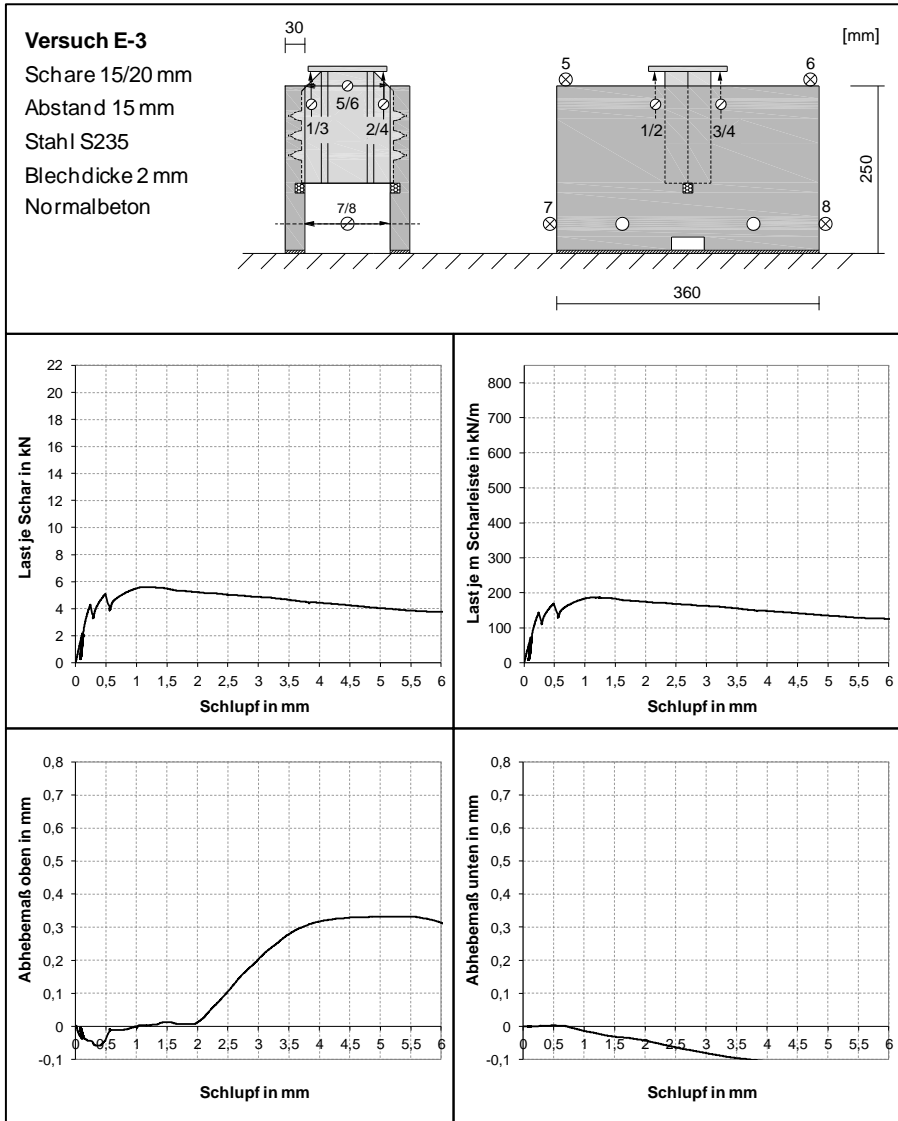


Abb. A-2.27: Versuchsergebnisse des Push-out-Versuchs E-3

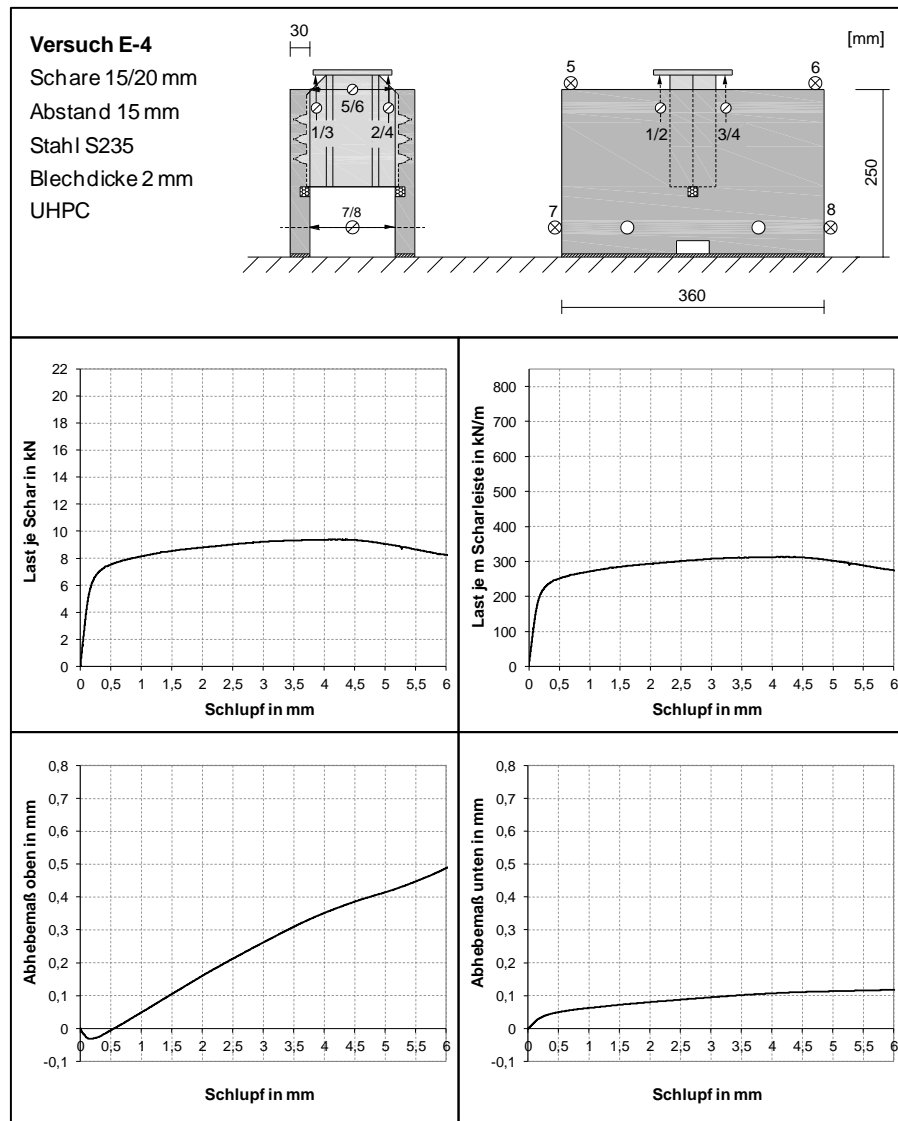


Abb. A-2.28: Versuchsergebnisse des Push-out-Versuchs E-4

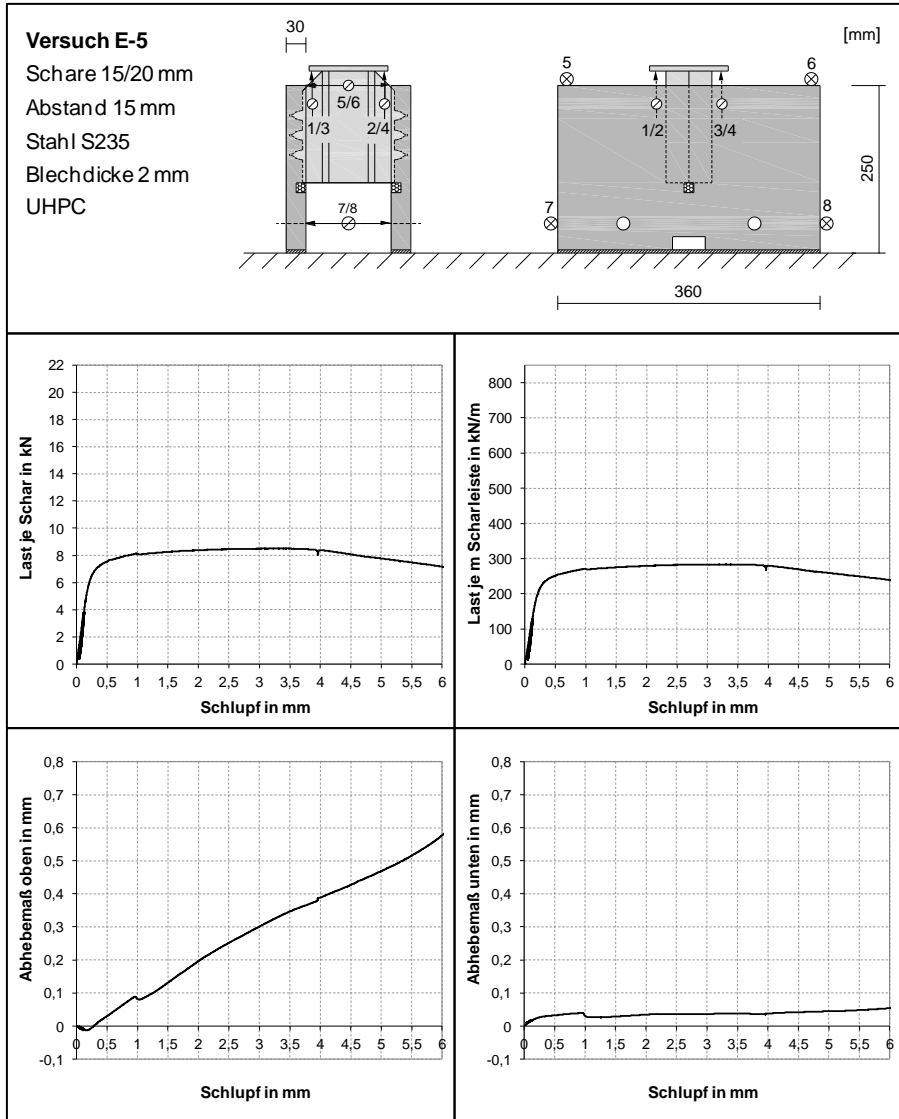


Abb. A-2.29: Versuchsergebnisse des Push-out-Versuchs E-5

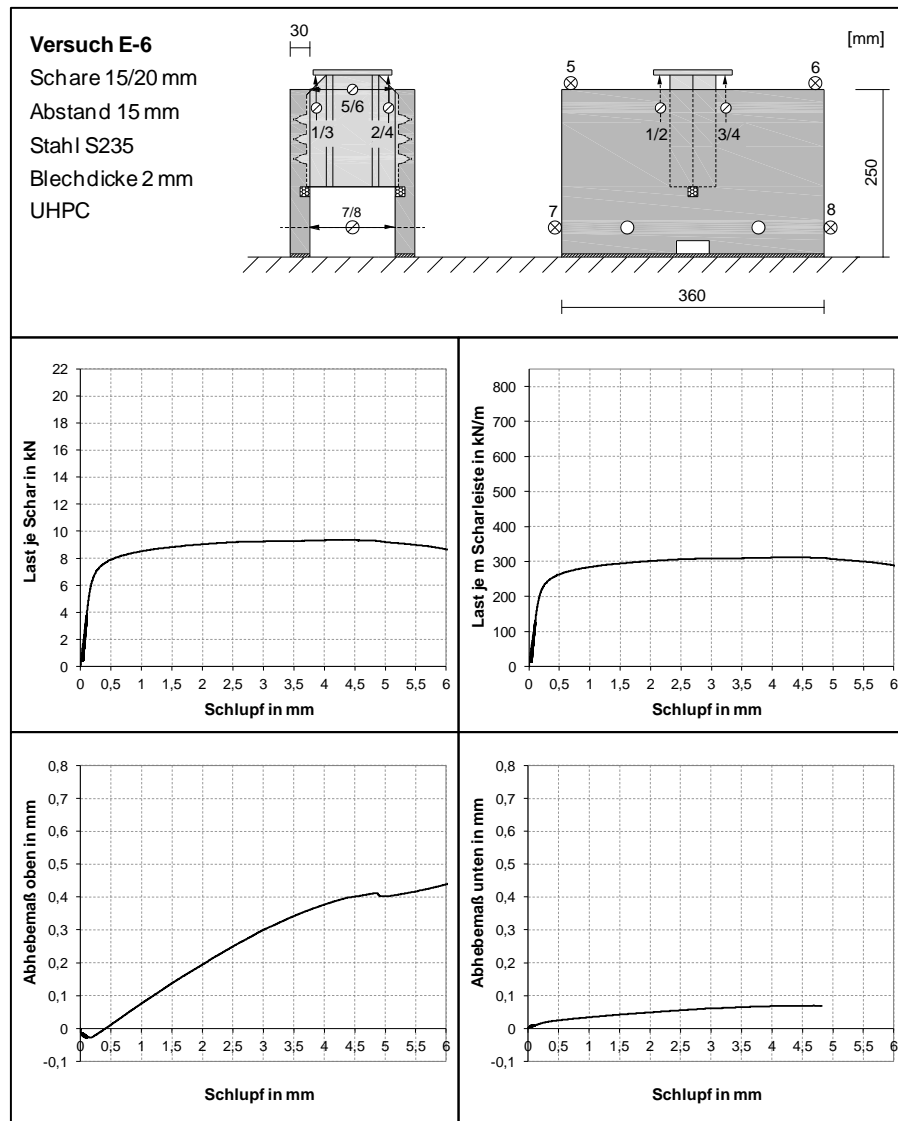


Abb. A-2.30: Versuchsergebnisse des Push-out-Versuchs E-6

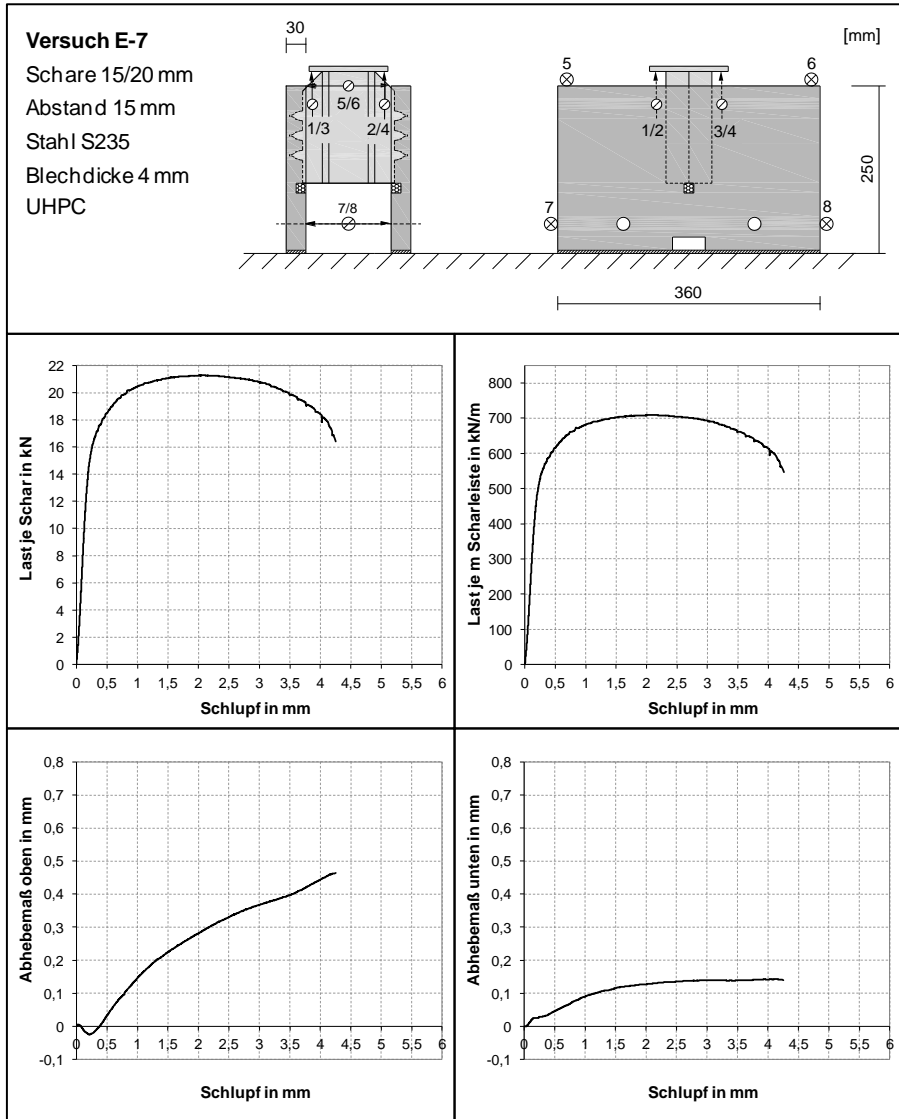


Abb. A-2.31: Versuchsergebnisse des Push-out-Versuchs E-7

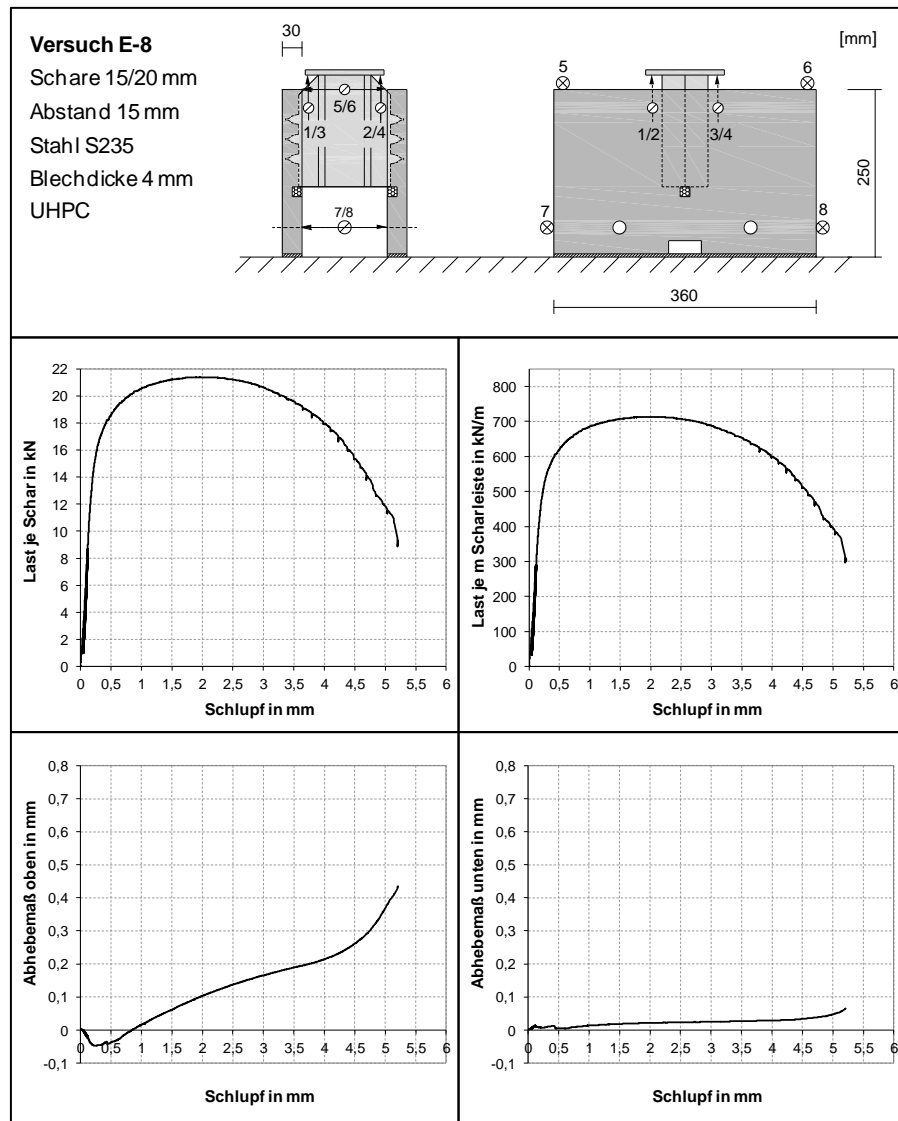


Abb. A-2.32: Versuchsergebnisse des Push-out-Versuchs E-8

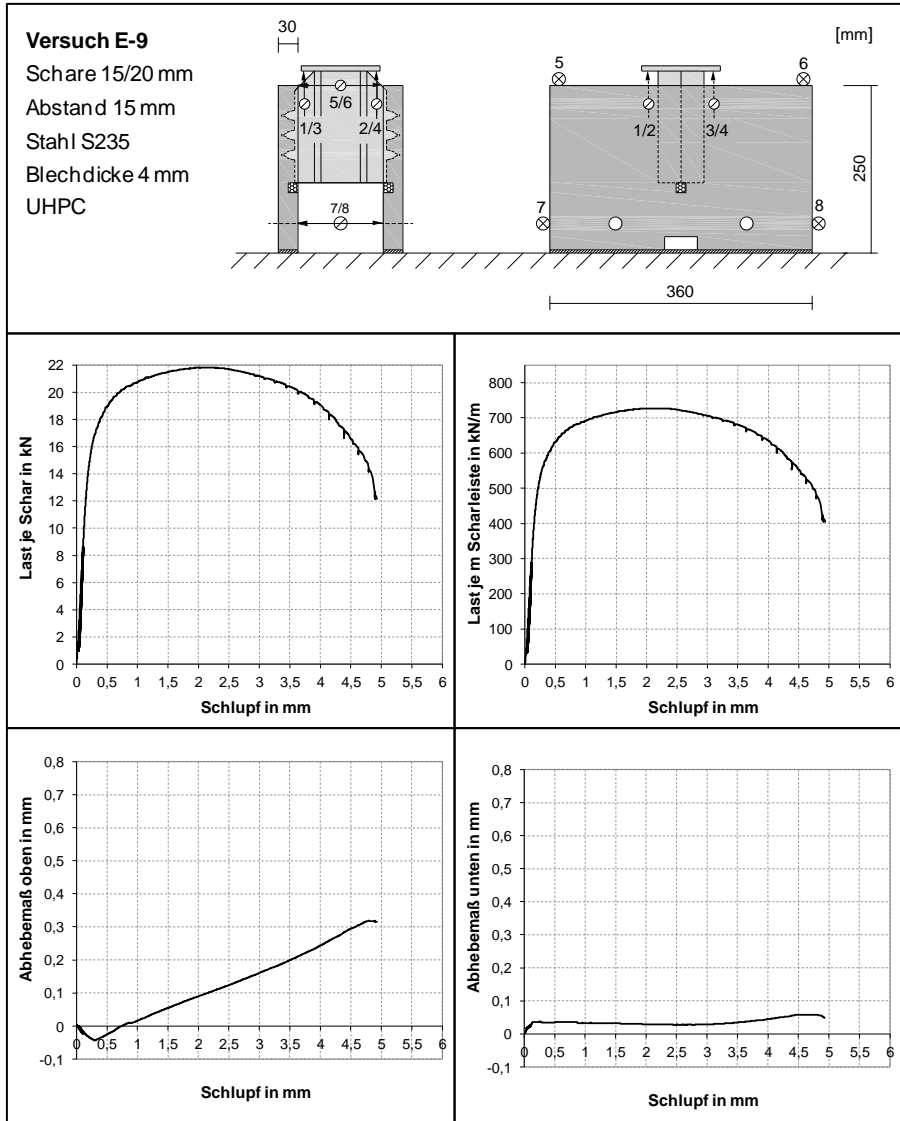


Abb. A-2.33: Versuchsergebnisse des Push-out-Versuchs E-9

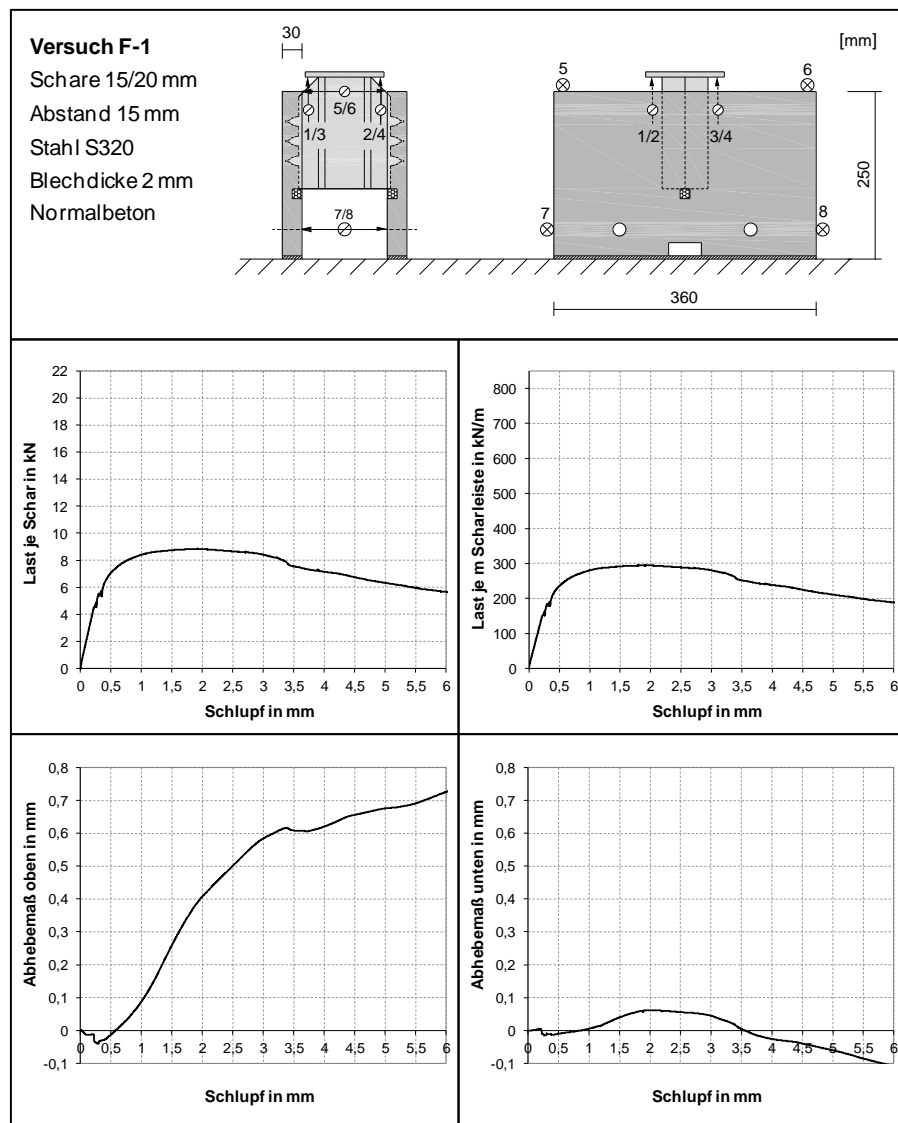


Abb. A-2.34: Versuchsergebnisse des Push-out-Versuchs F-1

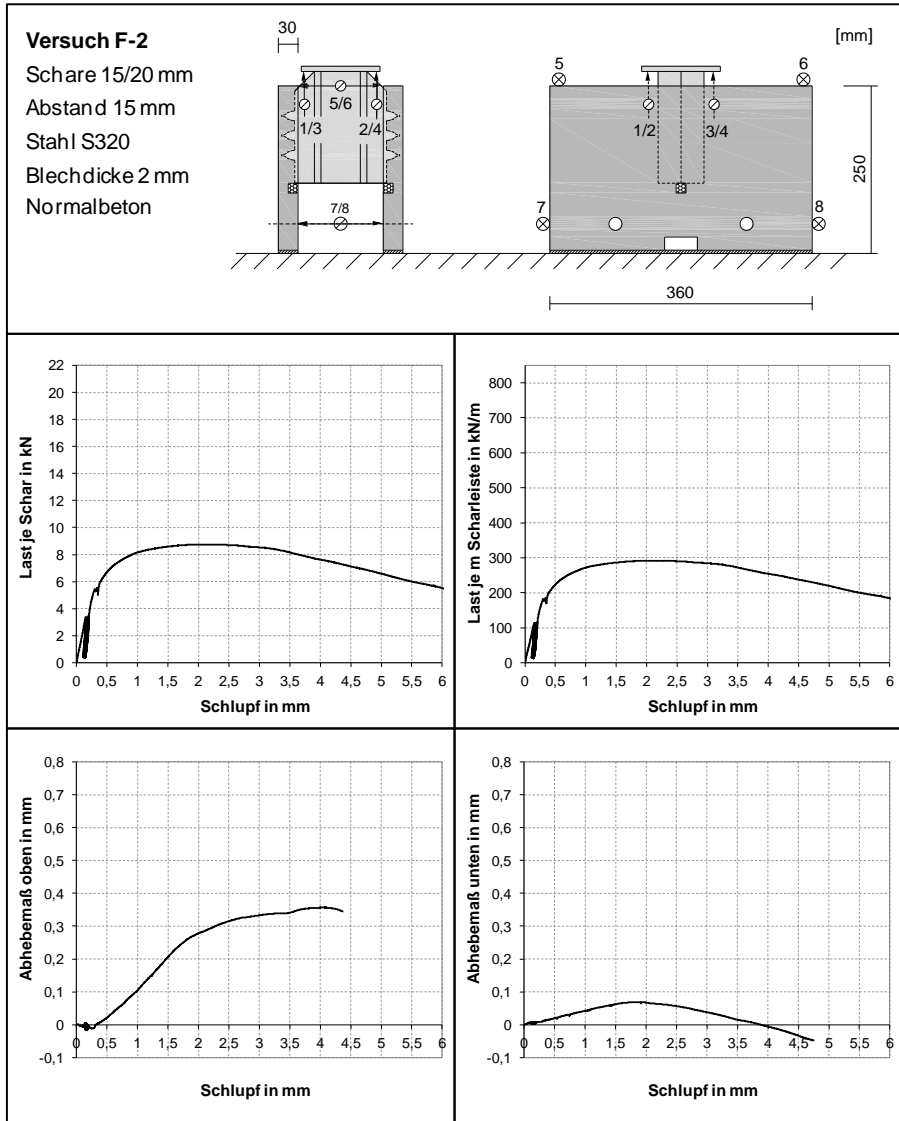


Abb. A-2.35: Versuchsergebnisse des Push-out-Versuchs F-2

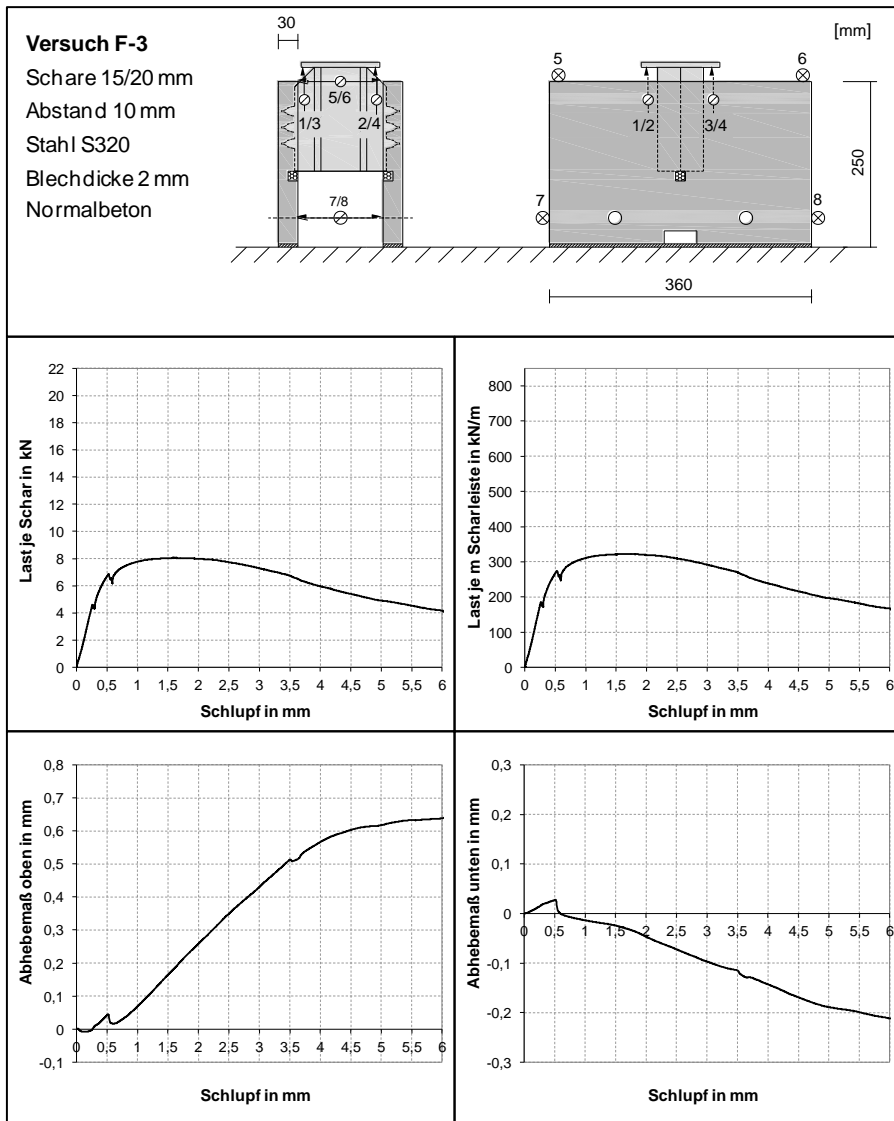


Abb. A-2.36: Versuchsergebnisse des Push-out-Versuchs F-3

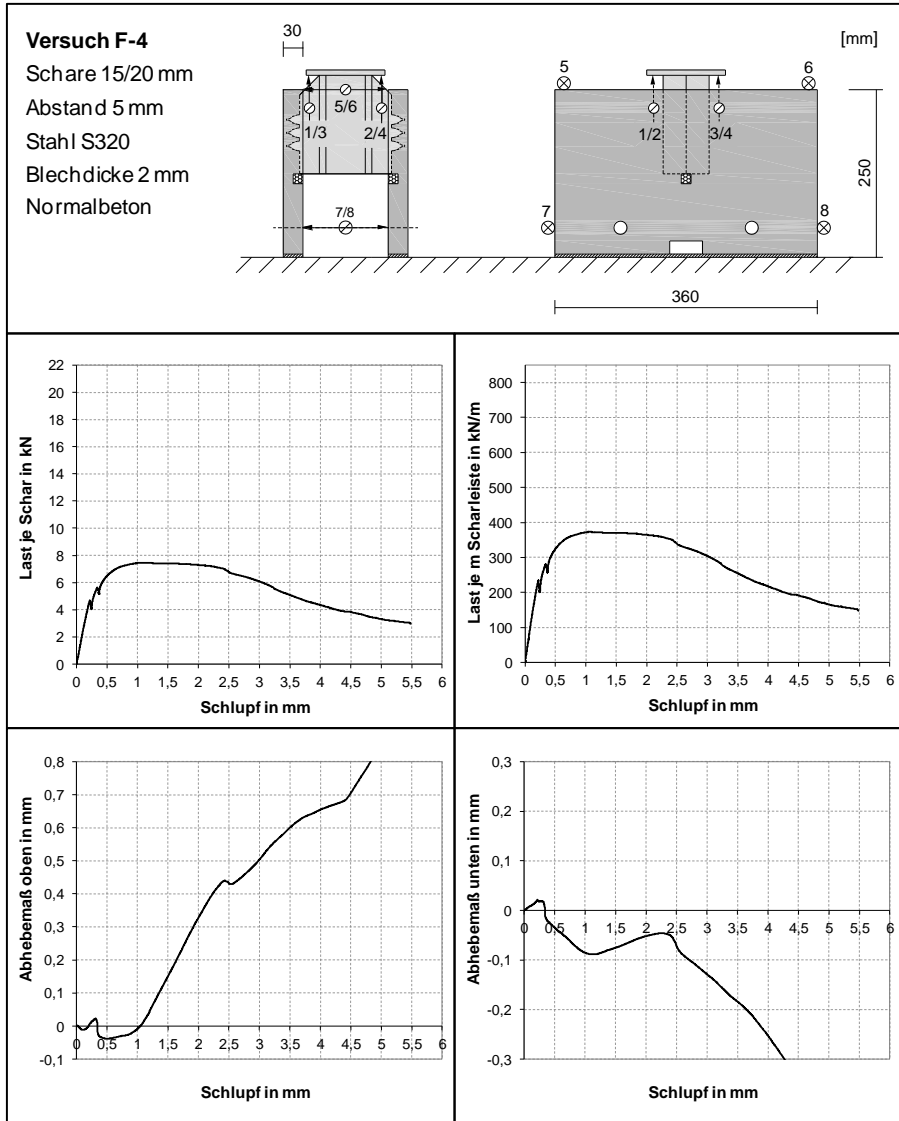


Abb. A-2.37: Versuchsergebnisse des Push-out-Versuchs F-4

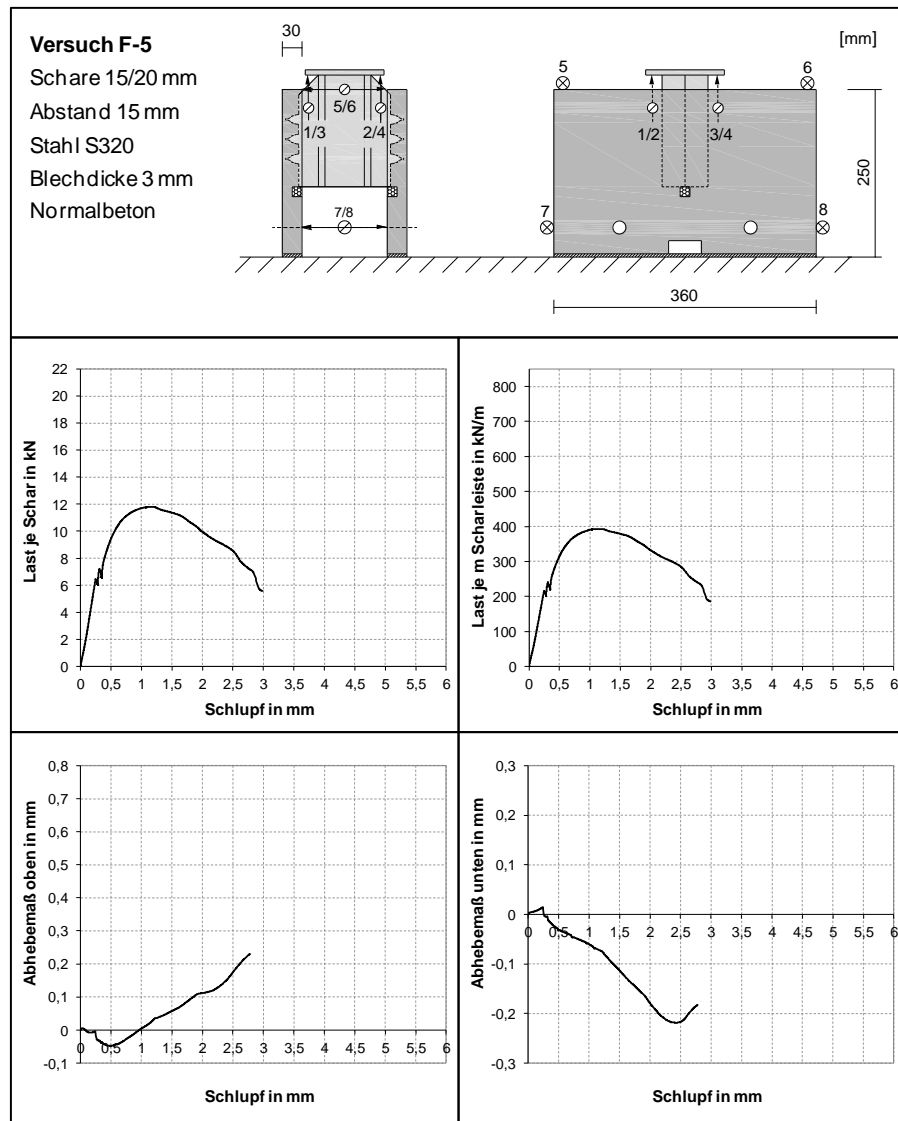


Abb. A-2.38: Versuchsergebnisse des Push-out-Versuchs F-5

Anhang A-3: Ergebnisse der Trägerversuche

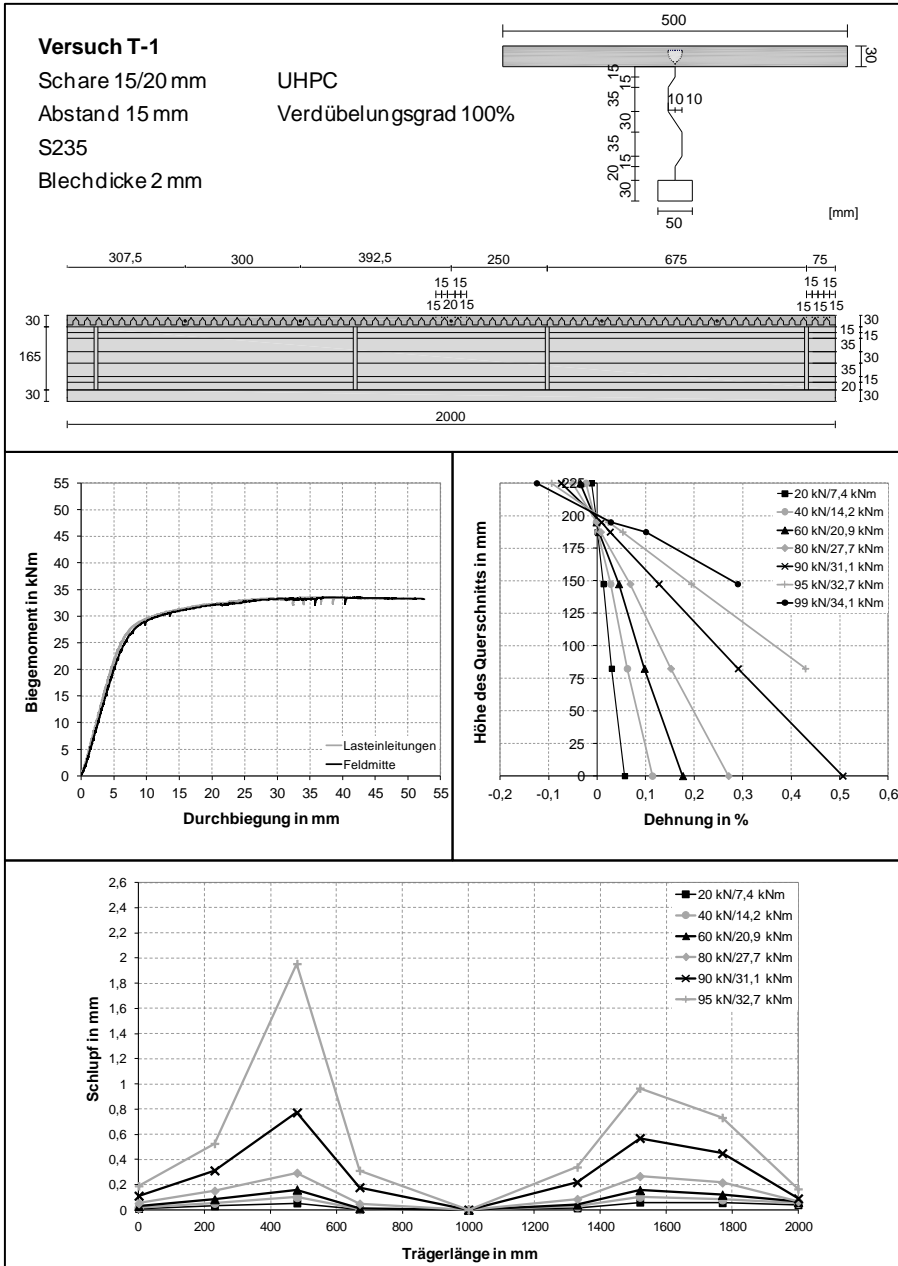


Abb. A-3.1: Versuchsergebnisse des Trägerversuchs T-1

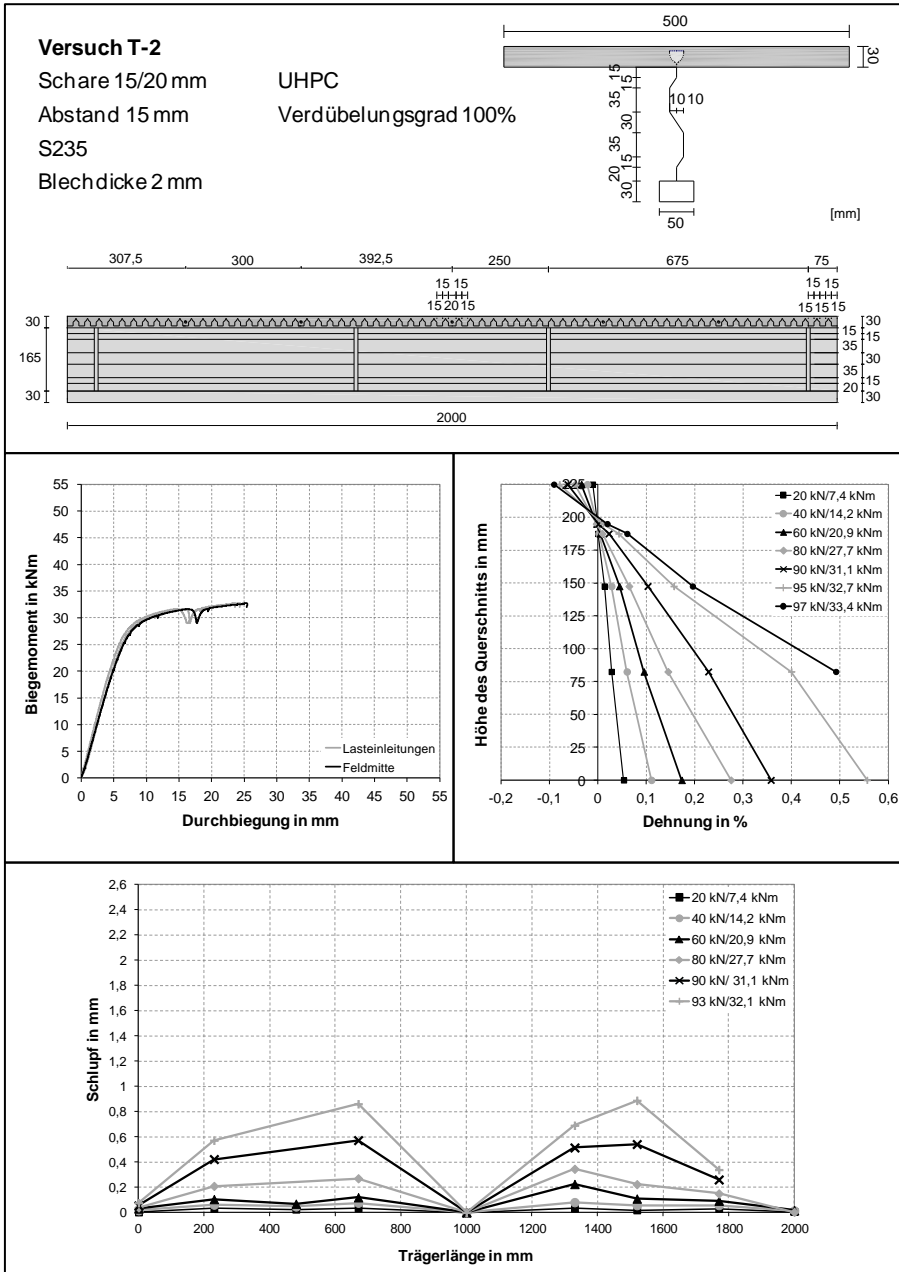


Abb. A-3.2: Versuchsergebnisse des Trägerversuchs T-2

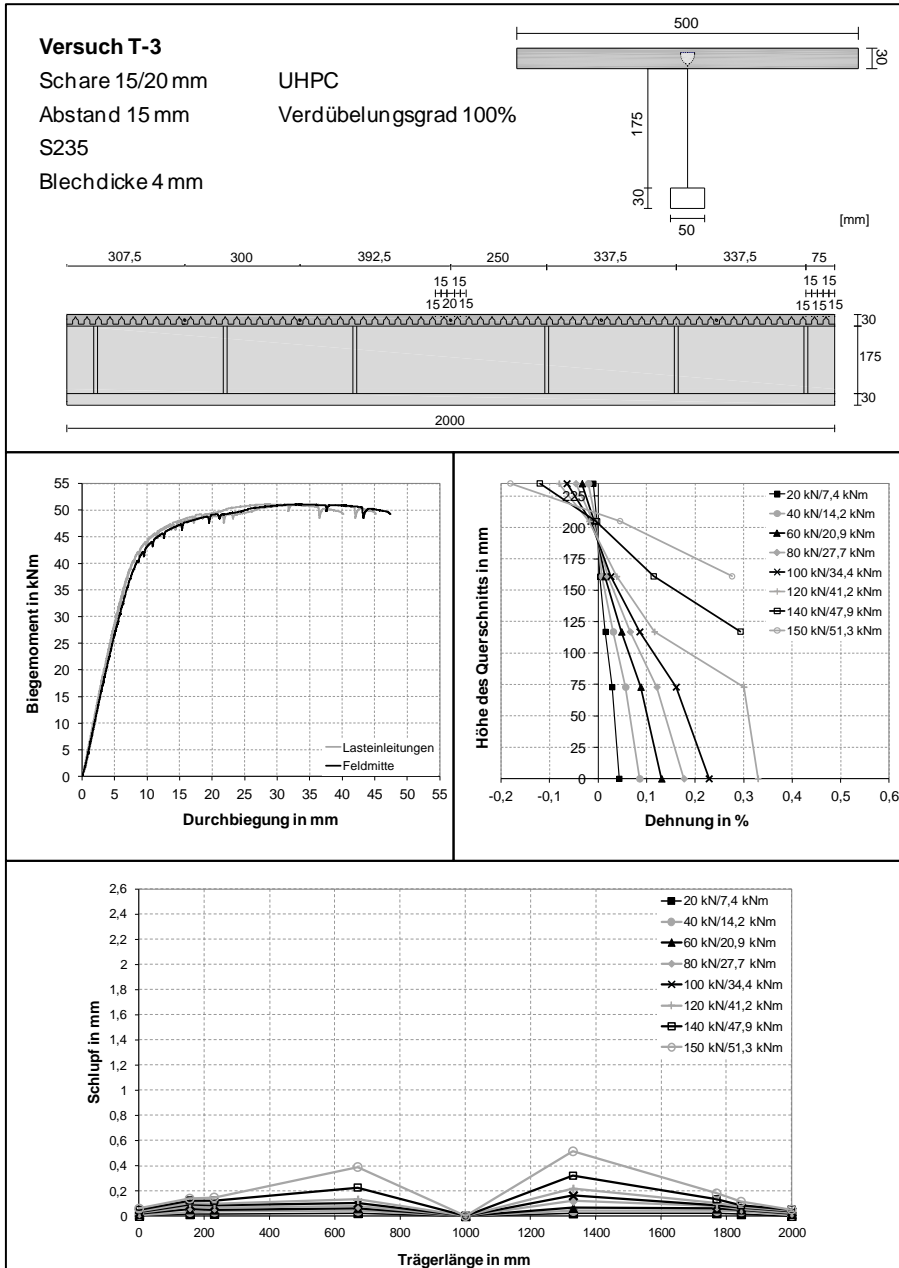


Abb. A-3.3: Versuchsergebnisse des Trägerversuchs T-3

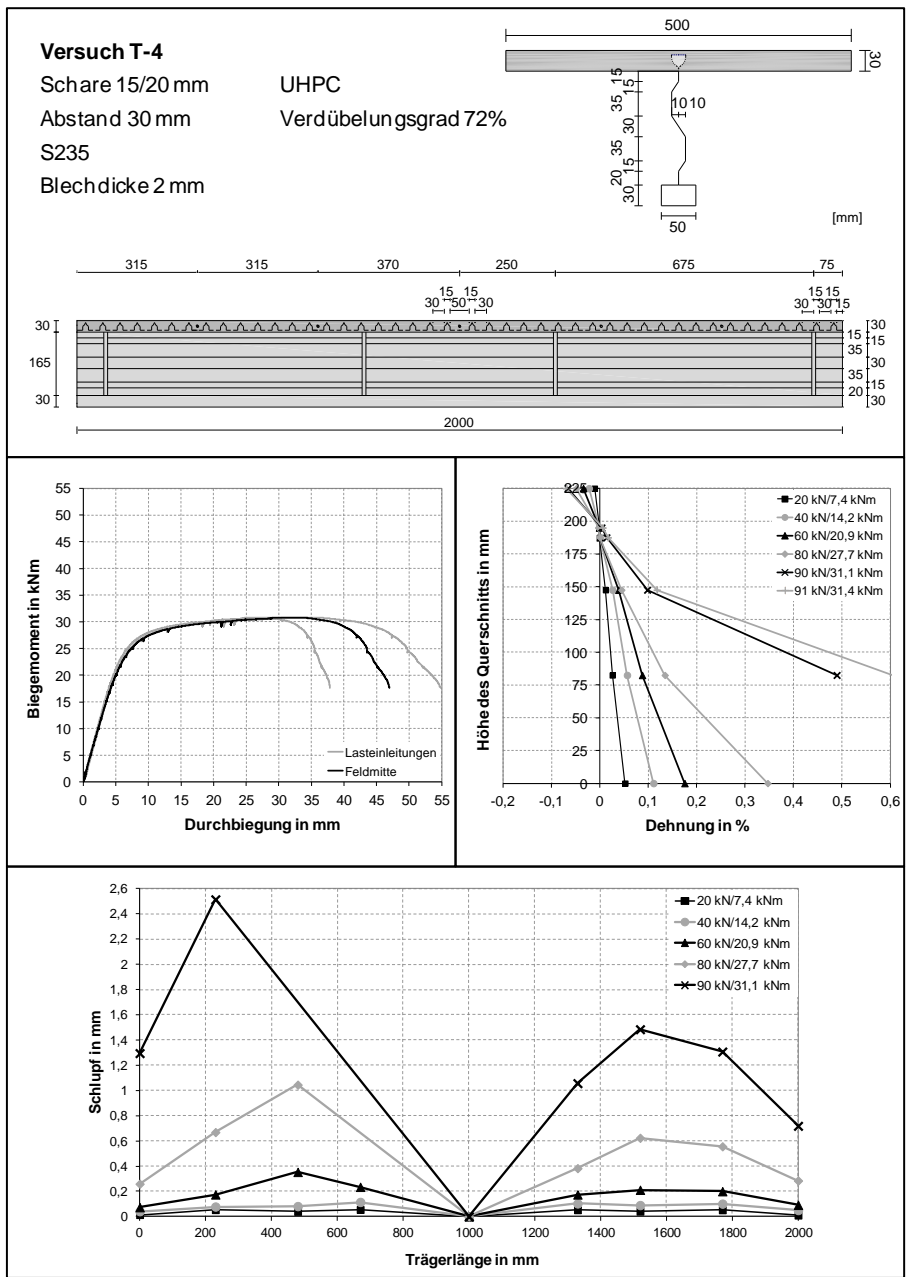


Abb. A-3.4: Versuchsergebnisse des Trägerversuchs T-4

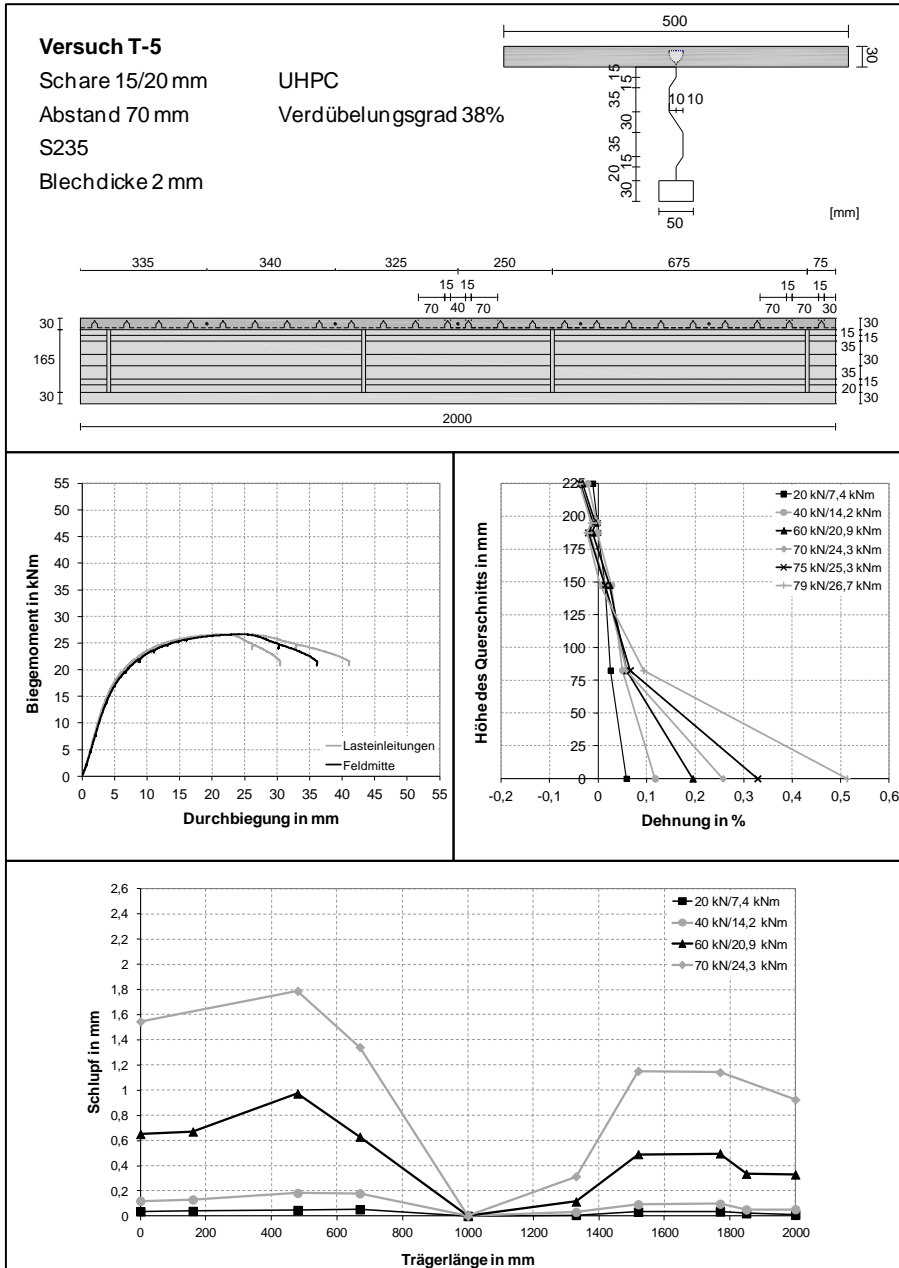


Abb. A-3.5: Versuchsergebnisse des Trägerversuchs T-5

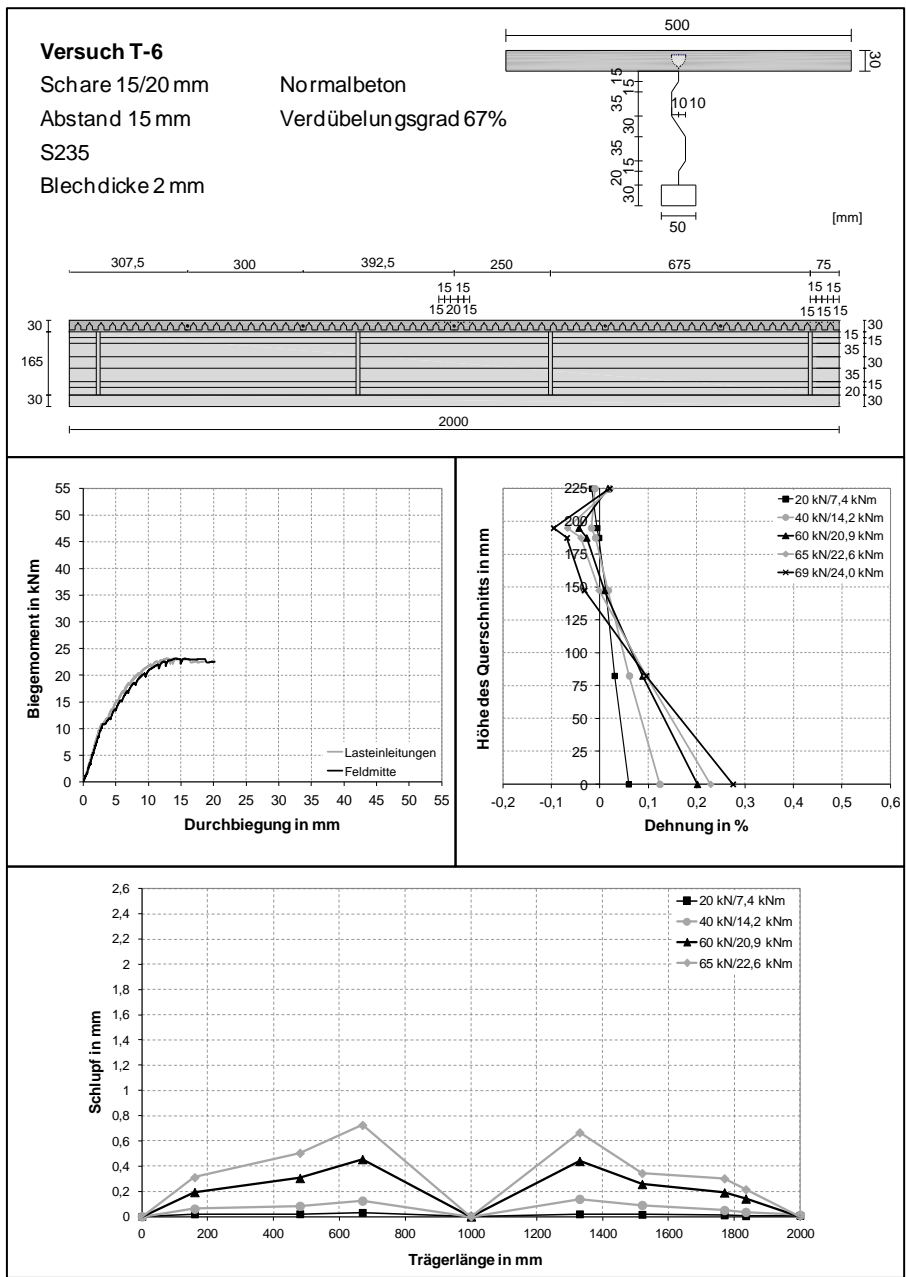


Abb. A-3.6: Versuchsergebnisse des Trägerversuchs T-6

Lebenslauf

Persönliche Daten

Susanne Wiese

Staatsangehörigkeit: deutsch

Wissenschaftlicher Werdegang

- | | |
|---------------------|---|
| 04/2013 | Promotion zum Dr.-Ing. am Fachgebiet Bauingenieurwesen der Technischen Universität Kaiserslautern |
| 10/2009 bis 03/2012 | wissenschaftliche Mitarbeiterin an den Fachgebieten Stahlbau / Massivbau und Baukonstruktion der Technischen Universität Kaiserslautern |
| 05/2006 bis 09/2009 | wissenschaftliche Mitarbeiterin am Fachgebiet Stahlbau der Technischen Universität Kaiserslautern |

Ausbildung

- | | |
|---------------------|---|
| 10/2004 bis 05/2006 | Vertiefungsstudium des Bauingenieurwesens mit dem Schwerpunkt Konstruktiver Ingenieurbau an der Technischen Universität Kaiserslautern mit Abschluss als Dipl.-Ing. |
| 10/2000 bis 09/2004 | Studium des Bauingenieurwesens an der Fachhochschule Deggendorf mit Abschluss als Dipl.-Ing. (FH) |
| 06/2000 | Abitur am Landgraf-Leuchtenberg-Gymnasium Grafenau |