

Einfluss der Verdübelung auf das Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit und ohne Profilblech

Florian Eggert

Mitteilungen

Einfluss der Verdübelung auf das Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit und ohne Profilblech

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

Vorgelegt von

Florian Eggert

aus Laupheim

Hauptberichterin: Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann
Mitberichter: Prof. Dr. Mark Lawson
Prof. Dr.-Ing. Markus Schäfer

Tag der mündlichen Prüfung: 17.12.2018

Mitteilung des Instituts für Konstruktion und Entwurf; Nr. 2019-1

Florian Eggert Einfluss der Verdübelung auf das Trag- und
Verformungsverhalten von Verbundträgern
mit und ohne Profilblech

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

Redaktion Simon Mönch, M.Sc.

D 93

Kurzdarstellung

Verbundkonstruktionen bestehen im Bauwesen überwiegend aus einer Kombination von Stahlprofilen und schlaff bewehrten Stahlbetonbauteilen. Die beiden Komponenten sind dabei schubfest miteinander verbunden. Die Stahlbetonbauteile können entweder massiv ausgeführt sein oder sie sind mit einem Trapezprofilblech an der Unterseite versehen, das einerseits als verlorene Schalung fungiert und andererseits die Tragfähigkeit der Betondecke quer zur Spannrichtung des Verbundträgers unterstützt.

Während früher niedrige Profilbleche mit breiten Sicken den Markt bestimmt haben, kommen heute vermehrt Bleche mit hohen und vergleichsweise engen Sicken zum Einsatz. Die normativen Gleichungen für den Mindestverdübelungsgrad bei Betongurten mit Profilblechen decken diese Geometrieverhältnisse nicht ab. Obwohl bekannt ist, dass Verbundmittel in Betongurten mit Profilblechen sogar über eine größere Verformungskapazität als in Vollbetonplatten verfügen, muss der Mindestverdübelungsgrad daher auf der sicheren Seite liegend nach den Gleichungen für die Vollbetonplatte bestimmt werden.

Dies führt einerseits zu einer unwirtschaftlichen Bemessung, da oftmals mehr Verbundmittel als nötig eingebaut werden müssen, um die strengen Schlupfkriterien für die Verbundmittel in Vollbetonplatten einhalten zu können – oder die normative Regelung macht die Bemessung sogar unmöglich. Auf der anderen Seite werden die tatsächlichen Gegebenheiten eines Verbundträgers mit Profilblech durch die momentan normativ verankerte Lösung in DIN EN 1994-1-1 [35] nur sehr unzureichend erfasst. Darüber hinaus sind in der aktuell gültigen Norm nur Kopfbolzen als Verbundmittel detailliert geregelt.

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass das bisherige normative Vorgehen zur Schlupfbegrenzung bei Verbundträgern sowohl für moderne Profilbleche als auch für alternative Verbundmittel wie X-HVB Schenkeldübel oder CoSFB Betondübel nicht geeignet ist.

Hieraus ergeben sich die Ziele dieser Arbeit. Da insbesondere für Verbundträger mit niedrigem Verdübelungsgrad die vorhandene Datenbasis in der Literatur äußerst gering ist, werden zunächst die Ergebnisse eigener Untersuchungen an Verbundträgern dargestellt, die die normativen Grenzen deutlich unterschreiten.

Anhand der Versuchsergebnisse wird die Qualität unterschiedlicher analytischer Berechnungsansätze zur Bestimmung der globalen Trägerverformungen und Schlupfwerte am Trägerende aufgezeigt, indem die Versuchsergebnisse mit den Prognosen analytischer Berechnungsregeln verglichen werden. Es wird zudem überprüft, ob und inwieweit die angewandten Verfahren auf Verbundträger mit niedrigen Verdübelungsgraden übertragen werden können.

Hierbei zeigt sich, dass bestehende Ansätze die Schlupfentwicklung bei geringen Verdübelungsgraden nur mit unzureichender Genauigkeit beschreiben können.

Niedrige Verdübelungsgrade führen zu größeren Schlupfwerten in der Verbundfuge und es kommt damit einhergehend zu größeren Trägerverformungen. Dieser Effekt ist umso stärker, je geringer die Verdübelung zwischen Betongurt und Stahlträger ausgeführt ist. Zur Erweiterung der experimentellen Datenbasis wird anhand eines kalibrierten numerischen Modells eine ausführliche Parameterstudie zur Schlupfentwicklung bei niedrig verdübelten Verbundträgern mit profilierten Betongurten durchgeführt.

Auf der Basis der Versuchsergebnisse sowie den Ergebnissen der numerischen Parameterstudie wird ein neues Nachweiskonzept zur Sicherstellung ausreichender Verformungsfähigkeit der Verbundmittel vorgestellt. Hierbei wird im Gegensatz zum bisherigen Verfahren in DIN EN 1994-1-1 [35] keine indirekte Schlupfbegrenzung in Form des Mindestverdübelungsgrades mehr benötigt.

Stattdessen werden neue Bestimmungsgleichungen vorgestellt, mit deren Hilfe der maximal auftretende Schlupf in Verbundträgern direkt ermittelt werden kann. Der Nachweis erfolgt durch vergleichende Betrachtung des rechnerisch ermittelten maximalen Schlupfwertes im Träger mit der individuellen Schlupfkapazität des eingesetzten Verbundmittels. Die im Rahmen dieser Arbeit hergeleiteten Bestimmungsgleichungen zur Schlupfberechnung stellen gegenüber bisherigen Ansätzen eine deutliche Verbesserung dar.

Abstract

In building industry, steel-concrete composite constructions such as composite beams predominantly combine steel profiles and reinforced concrete components. Both parts need to be connected in a way that shear forces can be transferred. The reinforced concrete components can be carried out as solid slabs or as slabs with a trapezoidal profiled steel sheet at the bottom side of the concrete chord. On the one hand the steel sheet serves as a lost formwork, on the other hand it increases the bearing capacity of the slab perpendicular to the longitudinal axis of the composite beam.

While trapezoidal sheets with wide ribs dominated the market in earlier days, today sheets with high and narrow ribs are preferred. Current normative rules concerning the minimum degree of shear connection do not cover these geometrical shapes. Therefore, more conservative rules derived for solid slabs must be applied, although it is known that shear connectors with slabs with a trapezoidal profiled steel sheet are more ductile than in solid slabs.

This may lead to an inefficient dimensioning of composite beams because more shear connectors than necessary have to be applied to satisfy the stricter rules for shear connectors in solid slabs – or this rule even prevents the design. In addition, the current rules in DIN EN 1994-1-1 [35] do not fit the circumstances of a composite beam with profiled concrete chord. Furthermore, current rules de facto only allow headed studs as shear connectors.

To conclude, the current rules in the code are suited neither for modern profiled steel sheets nor for alternative shear connectors such as X-HVB shear connectors or CoSFB concrete dowel shear connectors.

Out of this, the main aims of the present work have been derived. As the available database of composite beams with low degree of shear connection is quite small, in a first step the results of new beam tests are presented that are clearly below the current restrictions concerning the minimum degree of shear connection.

Based on these results, the quality of several analytical calculation approaches is investigated regarding the global beam deflection and the end slip. For this, the test results are directly compared to the forecasts of the calculation approaches. In addition, the suitability of the calculation approaches for beams with low degrees of shear connection is checked. As a result of this, it could be shown that the prediction of the end slip of composite beams with low degrees of shear connection is inadequate when existing approaches are used.

Low degrees of shear connection result in a larger slip in the composite joint and hence in bigger global beam deflections. This effect is directly linked to the number of shear connectors between steel beam and concrete chord. To extend the existing database, a numerical model

is first calibrated at the performed tests and then used to perform an extensive numerical parametric study that investigates the development of slip in composite beams with profiled concrete chord and a low degree of shear connection.

Based on the test results and the results of the numerical parametric study, a new verification concept is presented that ensures sufficient deformation capacity of the used shear connectors. In contrast to the current procedure of DIN EN 1994-1-1 [35], the indirect slip limiter in the form of a minimum degree of shear connection is no longer needed.

Instead of this, this work presents new equations to determine directly the occurring slip in a composite beam. When comparing the occurring slip with the specific slip capacity of the shear connector, it can be proved that the composite joint is designed in a way that it is sufficiently strong. In addition, compared to former calculation approaches, the quality of the prediction of the end slip of composite beams has been clearly improved.

Vorwort

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

Mein ganz besonderer Dank gilt Frau Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann, Leiterin des Instituts, für das entgegengebrachte Vertrauen während meiner Zeit am Institut für Konstruktion und Entwurf sowie für die Übernahme des Hauptberichts.

Bei Herrn Prof. Dr. Mark Lawson, Professor of Construction Systems an der University of Surrey, UK, sowie Herrn Prof. Dr.-Ing. Markus Schäfer, Professor for Structural Engineering and Composite Structures an der Université de Luxembourg darf ich mich für das Interesse an der Arbeit, die kritische Durchsicht und die Übernahme des Mitberichts bedanken.

Ein weiterer Dank gilt dem Research Fund for Coal and Steel (RFCS) der Europäischen Kommission für die finanzielle Unterstützung der experimentellen und theoretischen Untersuchungen im Rahmen des Forschungsprojektes „DISCCO“, dessen Ergebnisse die Grundlage der vorliegenden Arbeit bilden. Darüber hinaus danke ich Herrn Dipl.-Ing. Hermann Beck von der Hilti AG, Liechtenstein, sowie Herrn Dr. Matthias Braun von der Firma ArcelorMittal, Luxembourg, für die freundliche Überlassung themenrelevanter Versuchsergebnisse. Bei Herrn Dipl.-Ing. Rainer Trillmich von der Firma Köster & Co. GmbH bedanke ich mich für die kostenfreie Bereitstellung der verwendeten Kopfbolzen, für viele fachliche Diskussionen sowie das Aufschweißen der Kopfbolzen.

Allen Mitarbeitern der Materialprüfungsanstalt Universität Stuttgart und ganz besonders dem Versuchstechniker des Instituts, Herrn Oliver Schneider, danke ich für die Unterstützung bei der Planung, Vorbereitung und Durchführung der Versuche.

Bei meinen ehemaligen Kolleginnen und Kollegen bedanke ich mich für die gute Zusammenarbeit, die angenehme Arbeitsatmosphäre und die schöne Zeit am Institut. Ebenso danke ich den Verfassern der von mir betreuten Abschlussarbeiten sowie allen wissenschaftlichen Hilfskräften, die mich bei der Entstehung dieser Arbeit in vielfältiger Weise unterstützt haben.

Ein ganz herzlicher Dank gilt meinen Eltern und meiner ganzen Familie für ihre uneingeschränkte Unterstützung und ihr Vertrauen sowie der Geduld und Toleranz bei der Anfertigung dieser Arbeit.

Inhaltsverzeichnis

1	EINLEITUNG	1
1.1	Allgemeines	1
1.2	Motivation	3
1.3	Überblick	4
2	VERDÜBELUNG VON VERBUNDTRÄGERN	7
2.1	Definition der Verdübelung und des Mindestverdübelungsgrades	7
2.2	Bedeutung und Hintergrund	10
3	STAND DER TECHNIK / BEWERTUNG DER NORMENSITUATION	13
3.1	Allgemeines	13
3.2	Tragverhalten von Kopfbolzen	13
3.2.1	Allgemeines	13
3.2.2	Tragverhalten von Kopfbolzen in Vollbetonplatten	13
3.2.3	Tragverhalten in Betongurten mit Profilblechen senkrecht zum Träger.....	14
3.3	Normative Regelungen.....	16
3.3.1	Allgemeines	16
3.3.2	DIN 18800-5	17
3.3.3	EN 1994-1-1	19
3.3.4	Hintergrundbericht zu EN 1994-1-1	21
3.3.5	ANSI/AISC 360-16	22
3.3.6	Vergleich / Diskussion der Regelungen	23
3.3.7	Zusammenfassung / Schlussfolgerung / Offene Fragen.....	25
4	EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN	27
4.1	Allgemeines	27
4.2	Unterschiede zwischen Push-out Versuchen und Trägerversuchen	27
4.3	Versuchsbeschreibung Push-out Versuche	34
4.3.1	Allgemeines	34

4.3.2	Versuchsdurchführung	35
4.3.3	Versuchskörper mit Kopfbolzen in Vollbetonplatten	36
4.3.4	Versuchskörper mit Kopfbolzen in profilierten Betongurten.....	39
4.3.5	Versuchskörper mit Schenkeldübeln in Vollbetonplatten.....	47
4.3.6	Versuchskörper mit Schenkeldübeln in profilierten Betongurten	56
4.3.7	Versuchskörper mit Betondübeln in Slim-Floor Querschnitten	59
4.3.8	Zusammenfassung / Schlussfolgerung	67
4.4	Versuchsbeschreibung Trägerversuche	68
4.4.1	Allgemeines.....	68
4.4.2	Versuchsdurchführung	69
4.4.3	Versuchskörper mit Kopfbolzen in profilierten Betongurten.....	71
4.4.4	Versuchskörper mit Betondübeln in Slim-Floor Querschnitten	81
4.4.5	Zusammenfassung / Schlussfolgerung	88
5	VERGLEICH DER VERSUCHSERGEBNISSE MIT ANALYTISCHEN ANSÄTZEN FÜR DIE KOPFBOLZEN-TRAGLAST	91
5.1	Allgemeines.....	91
5.2	Kopfbolzen-Tragfähigkeiten in Push-out Versuchen.....	91
5.2.1	Anmerkungen zu DIN EN 1994-1-1 bzw. zum Hintergrundbericht EC 4	91
5.2.2	Anmerkungen zum Ansatz von Konrad.....	91
5.2.3	Vergleich mit DIN EN 1994-1-1 bzw. dem Hintergrundbericht EC4	94
5.2.4	Vergleich mit dem Ansatz von Konrad	96
5.2.5	Zusammenfassung / Schlussfolgerung.....	98
5.3	Einfluss der Kopfbolzentragfähigkeit auf die Momententragfähigkeit der untersuchten Verbundträger	100
5.3.1	Allgemeines.....	100
5.3.2	Vergleich der Momententragfähigkeit von Verbundträgern mit analytischen Verfahren unter Ansatz experimentell ermittelter Kopfbolzentragfähigkeiten	105
5.3.3	Vergleich mit DIN EN 1994-1-1 bzw. Hintergrundbericht EC 4	106
5.3.4	Vergleich mit dem Ansatz von Konrad	108
5.3.5	Vergleich mit dem Ansatz von Nellinger	109
5.3.6	Zusammenfassung / Schlussfolgerung.....	111

6	NUMERISCHE UNTERSUCHUNGEN AN PUSH-OUT PRÜFKÖRPERN	113
6.1	Allgemeines	113
6.2	Modellbildung und Verifikation	113
6.2.1	Modellierung	113
6.2.2	Kalibrierung und Modellverifikation	118
6.3	Parameteruntersuchung	125
6.3.1	Allgemeines	125
6.3.2	Einfluss des Kopfbolzendurchmessers	125
6.3.3	Einfluss der Kopfbolzenhöhe	127
6.3.4	Einfluss der Betongüte	130
6.3.5	Einfluss der Bewehrungsführung	131
6.3.6	Einfluss der Befestigungsmethode des Kopfbolzens	132
6.3.7	Einfluss der Anzahl der Kopfbolzen je Sicke	134
6.4	Zusammenfassung / Schlussfolgerung	137
7	VERGLEICH ANALYTISCHER BERECHNUNGSMETHODEN FÜR DIE GLOBALEN VERFORMUNGEN BZW. SCHLUPFWERTE VON VERBUNDTRÄGERN MIT VERSUCHSERGEBNISSEN	139
7.1	Vergleich der in den Trägerversuchen ermittelten Verformungen	139
7.1.1	Allgemeines	139
7.1.2	Vergleichsversuche	139
7.1.3	Ermittlung der Federsteifigkeit der Verbundfuge bzw. der Biegesteifigkeit des Verbundträgers	142
7.1.4	Verformungsberechnung nach der Biegebalken-DGL	148
7.1.5	Verformungsberechnung nach Johnson und May [66]	153
7.1.6	Verformungsberechnung nach Amadio / Friacomio / Macorini [4]	160
7.1.7	Ansatz nach AISC Standard 360 [5]	166
7.1.8	Diskussion und Vergleich der Ergebnisse	168
7.2	Vergleich der in Trägerversuchen ermittelten Werte für den Schlupf	173
7.2.1	Allgemeines	173
7.2.2	Ansätze für den Schlupfverlauf über die Trägerlänge	173
7.2.3	Ansätze für die Bestimmung des Endschlupfs	181

7.2.4	Diskussion und Vergleich der Ergebnisse.....	184
8	NUMERISCHE UNTERSUCHUNGEN VERBUNDTRÄGER.....	189
8.1	Allgemeines.....	189
8.1.1	Einführung.....	189
8.1.2	Modellbeschreibung.....	190
8.1.3	Vereinfachungen durch ein Federmodell.....	191
8.2	Verifikation und Nachrechnung der eigenen Trägerversuche.....	194
8.3	Definition eines Basisträgers für die Parameterstudie.....	199
8.4	Parameteruntersuchung zur Entwicklung des Endschlupfs des Verbundträgers.....	200
8.4.1	Vorbemerkungen.....	200
8.4.2	Verhältnis Spannweite / Trägerhöhe Stahlprofil.....	201
8.4.3	Verhältnis der plastischen Traglast von Stahl- bzw. Verbundträger.....	211
8.4.4	Lage der plastischen Nulllinie.....	218
8.4.5	Verhältnis der Normalkrafttragfähigkeiten von Stahlträger und Betongurt.....	228
8.5	Zusammenfassung / Schlussfolgerung.....	233
9	NEUE DEFINITION DES EINSATZES VON VERBUNDMITTELN UNTER BERÜCKSICHTIGUNG IHRER SCHLUPFKAPAZITÄT.....	239
9.1	Allgemeines.....	239
9.2	Anwendungsbereich.....	240
9.3	Schlupfkapazität verschiedener Verbundmittel-Typen.....	240
9.3.1	Allgemeines / Definition.....	240
9.3.2	Einbausituation „Verbundmittel in Vollbetonplatten“.....	241
9.3.3	Einbausituation „Verbundmittel in Betongurten mit Profilblech“.....	243
9.3.4	Einbausituation „Betondübel in CoSFB Slim-Floor Trägern“.....	245
9.3.5	Übersicht / Zusammenfassung.....	246
9.4	Mathematische Beschreibung des auftretenden Endschlupfs.....	247
9.4.1	Allgemeines.....	247
9.4.2	Normale Verbundträger.....	247
9.4.3	CoSFB Slim-Floor Verbundträger.....	254

9.5	Neuer Vorschlag des Nachweises ausreichender Schlupfkapazität durch vergleichende Betrachtung des aufnehmbaren und auftretenden Schlupfs	254
9.6	Bemessungsbeispiel	255
9.7	Schlussfolgerung / Zusammenfassung	259
10	ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK	261
10.1	Zusammenfassung.....	261
10.2	Ausblick	264
11	LITERATURVERZEICHNIS	265
12	ABBILDUNGSVERZEICHNIS.....	277
13	TABELLENVERZEICHNIS	287
14	ANHANG	293

1 Einleitung

1.1 Allgemeines

Verbundkonstruktionen kombinieren in einzelnen Bestandteilen des Tragwerks verschiedene Materialien. Die einzelnen Komponenten sind dabei schubfest miteinander verbunden. Im Bauwesen werden bei der Verbundbauweise überwiegend folgende Bauteile kombiniert:

- Stahlprofile, gewalzt oder geschweißt und
- Stahlbetonteile, schlaff bewehrt

Dabei können die Stahlbetonteile entweder massiv ausgeführt sein oder sind mit einem Trapezprofilblech an der Unterseite versehen, das einerseits als verlorene Schalung fungiert und andererseits die Tragfähigkeit der Betondecke quer zur Spannrichtung des Verbundträgers unterstützt.

Bei Verbundkonstruktionen wird angestrebt, die Querschnitte so auszubilden und zu bemessen, dass die jeweiligen Eigenschaften der Komponenten optimal genutzt werden und die baustoffspezifischen Nachteile nicht maßgebend werden. Bei der klassischen Stahlverbundbauweise werden daher dem Beton die Druckkräfte und dem Stahl die Zugkräfte zugeordnet.

Durch die planmäßige Verbundwirkung können trotz hoher Lasten und/oder großen Spannweiten vergleichsweise kleine Querschnitte ausgeführt werden, wodurch leichte, schlanke und dennoch leistungsfähige Tragwerke entstehen. Die schubfeste Verbindung der Komponenten wird über besondere Verbundmittel gewährleistet. Für Verbundträger gegenwärtig gebräuchlich und in dieser Arbeit dargestellt sind (vgl. Abb. 1-1):

- Stahldübel wie beispielweise aufgeschweißte Kopfbolzen (z. B. Fa. Köster & Co. [19] oder Nelson)
- Schenkeldübel, die mittels Setzbolzen befestigt werden (z. B. System X-HVB von Hilti [18])
- Bewehrte Betondübel, die durch Löcher im Stahlbauteil und darin befindliche Bewehrungsstäbe definiert sind (z. B. Slim-Floor Träger nach System CoSFB von ArcelorMittal [17])

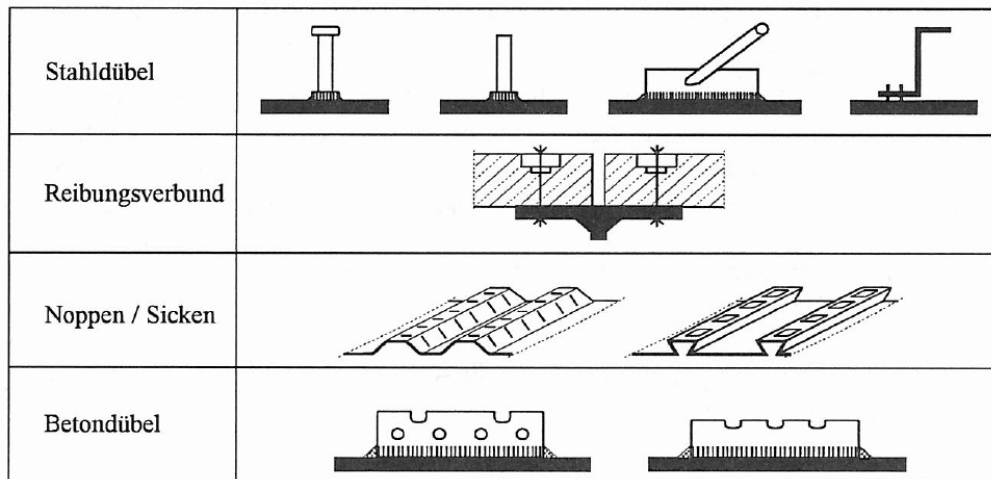


Abb. 1-1: Übersicht Verbundmittel, vgl. Bode [12]

Der sogenannte Verdübelungsgrad beschreibt das Maß der Verdübelung und hängt damit unmittelbar mit der Anzahl der Verbundmittel und/oder deren Tragfähigkeit zusammen. Hierbei ist zwischen keinem Verbund, teilweisem Verbund und vollständigem Verbund zu unterscheiden (vgl. Abb. 1-2):

- Kein Verbund: keine Verbundmittel in der Verbundfuge = sog. trockener Verbund; großer Schlupf in der Verbundfuge; beide Bauteile wirken nur additiv.
- Teilweiser Verbund: Momententragfähigkeit wird durch die Anzahl der Verbundmittel bzw. deren Schubtragfähigkeit begrenzt → geringer Schlupf in der Verbundfuge. In Abb. 1-2 definiert Bode [12] den Teilverbund nur für Verdübelungsgrade zwischen 40% und 100%. Dies entspricht der gegenwärtig gültigen Regelung nach DIN EN 1994-1-1 [35]. Aus rein mechanischer Sicht liegt eine teilweise Verdübelung für alle Zustände zwischen keinem Verbund (0% Verdübelungsgrad) und vollständigem Verbund (100% Verdübelungsgrad) vor.
- Vollständiger Verbund: die maximal erreichbare Momententragfähigkeit ist begrenzt durch die Materialeigenschaften des Stahls (Fließen) bzw. Betons (Erreichen der Betondruckfestigkeit) → rechnerisch tritt kein Schlupf in der Verbundfuge auf. Eine Erhöhung der Anzahl der Verbundmittel führt ebenfalls zu keiner zusätzlichen Tragfähigkeitssteigerung mehr.

Durch den entstehenden Schlupf in der Verbundfuge kommt es bei der im Hochbau üblichen plastischen Bemessung der Verbundträger zu ebenfalls plastischen Verformungen der Verbundmittel. Die eingesetzten Verbundmittel können ihre definierte Tragfähigkeit nur bis zu einer bestimmten Verformung aufrechterhalten und versagen bei größeren Verformungen teil-

weise plötzlich. Um ein vorzeitiges Versagen des Verbundträgers aufgrund der Überbeanspruchung der Verbundmittel zu vermeiden, wird bislang in DIN EN 1994-1-1 [35] der maximal zulässige Schlupf, der in einem Verbundträger auftreten darf, über den Mindestverdübelungsgrad begrenzt. Dabei muss - unabhängig vom Ergebnis der Bestimmungsgleichung – immer mindestens ein Verdübelungsgrad von 40% eingehalten werden, d.h. es müssen so viele Verbundmittel angeordnet werden, dass mindestens 40% derjenigen Schubkraft übertragen werden kann, die zum Erreichen des vollplastischen Moments erforderlich ist.

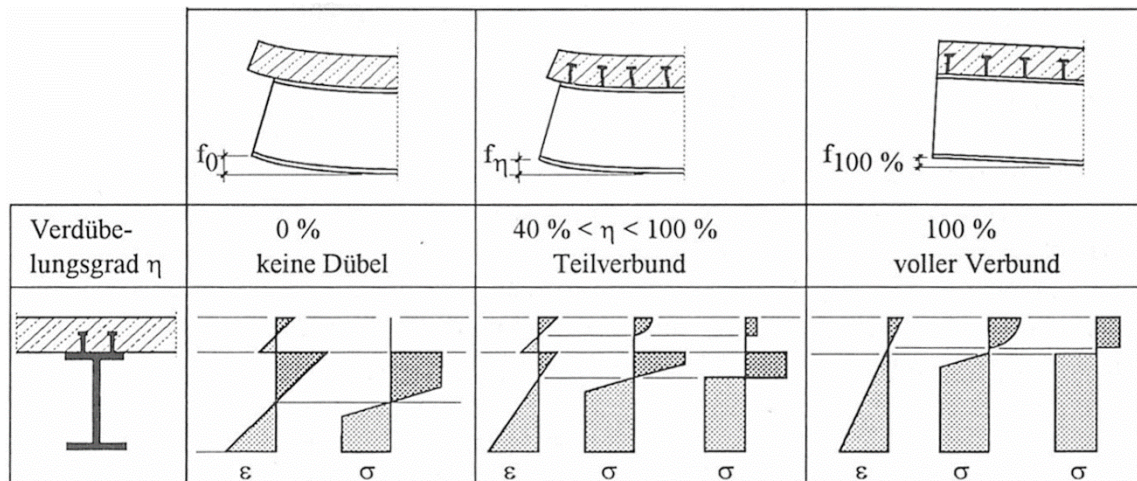


Abb. 1-2: Übersicht Verdübelungsgrad, nach Bode [12]

Umgekehrt müssen sog. duktile Verbundmittel eingesetzt werden, die die charakteristische Traglast mindestens bis zu einer Verformung von 6 mm aufrechterhalten können. Die angegebenen Bestimmungsgleichungen für den Mindestverdübelungsgrad von Verbundträgern bzw. der Verformungskapazität von Verbundmitteln gelten allerdings lediglich für Verbundträger mit massiv ausgeführten Betonplatten. Für Betongurte mit Profilblechen ist insbesondere die angegebene Bestimmungsgleichung für den Mindestverdübelungsgrad mit heute auf dem Markt befindlichen Profilblechen nur sehr eingeschränkt nutzbar, da die meisten Profilbleche in ihren Abmessungen nicht die normativen Kriterien einhalten.

1.2 Motivation

Während früher niedrige Profilbleche mit breiten Sicken den Markt bestimmt haben (Verhältnis *Sickenbreite/Sickenhöhe* ≥ 2), kommen heute vermehrt Bleche mit hohen und vergleichsweise engen Sicken zum Einsatz (Verhältnis *Sickenbreite/Sickenhöhe* ≤ 2), sodass die normativen Gleichungen für den Mindestverdübelungsgrad bei Betongurten mit Profilblechen nicht verwendet werden können. Obwohl bekannt ist, dass Verbundmittel in Betongurten mit Profilblechen sogar über eine größere Verformungskapazität als in Vollbetonplatten verfügen, muss

der Mindestverdübelungsgrad daher nach den Gleichungen für die Vollbetonplatte bestimmt werden.

Dies führt einerseits zu einer unwirtschaftlichen Bemessung, da mehr Verbundmittel benötigt werden, um die strengeren Schlupfkriterien für die Verbundmittel in Vollbetonplatten einhalten zu können oder macht die Bemessung sogar unmöglich. Auf der anderen Seite werden die tatsächlichen Gegebenheiten eines Verbundträgers mit Profilblech durch die momentan normativ verankerte Lösung nur sehr unzureichend erfasst. Darüber hinaus sind in der aktuell gültigen Norm faktisch nur Kopfbolzen als Verbundmittel detailliert geregelt.

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass das bisherige normative Vorgehen zur Schlupfbegrenzung bei Verbundträgern sowohl für moderne Profilbleche als auch alternative Verbundmittel wie X-HVB Schenkeldübel oder CoSFB Betondübel nicht geeignet ist.

Hieraus ergeben sich die Ziele dieser Arbeit. Da insbesondere für Verbundträger mit niedrigem Verdübelungsgrad die vorhandene Datenbasis in der Literatur äußerst gering ist, werden zunächst die Ergebnisse eigener Untersuchungen an Verbundträgern dargestellt, die die normativen Grenzen deutlich unterschreiten. Basierend auf diesem experimentellen Beleg der Tragfähigkeit niedrig verdübelter Verbundträger wird ein neues Verfahren entwickelt und vorgestellt, das den tatsächlich auftretenden Schlupf in der Verbundfuge dem maximal aufnehmbaren Schlupf des eingesetzten Verbundmittels gegenüberstellt und vergleicht. Somit ist die Verdübelung unter Einhaltung der im Rahmen dieser Arbeit vorgegebenen Randbedingungen nicht mehr an den bisherigen Begriff des Mindestverdübelungsgrades bzw. an das 6-mm-Kriterium gebunden. Das neue Verfahren erlaubt es, die Verdübelung individuell auf den zu erstellenden Verbundträger anzupassen. Die feste Definition eines Mindestverdübelungsgrades ist somit nicht mehr notwendig.

1.3 Überblick

Diese Arbeit beschäftigt sich mit der Verdübelung von Verbundträgern und im Speziellen mit dem Einfluss der Verdübelung auf das Trag- und Verformungsverhalten. Kapitel 2 erklärt daher ausführlich die Themen Verdübelung, Verdübelungsgrad sowie erläutert den Begriff des Mindestverdübelungsgrades.

Den Stand der Technik regeln im Allgemeinen Normen. Kapitel 3 geht daher zunächst allgemein auf das Tragverhalten von Verbundmitteln ein und beschreibt nachfolgend normative Regelungen in Deutschland, Europa sowie den USA.

Kapitel 4 befasst sich mit experimentellen Untersuchungen zur Verdübelung an Push-out Prüfkörpern sowie an Verbundträgern. Die diesbezüglichen Versuche wurden im Rahmen des Forschungsprojekts DISCCO [2] bzw. des Verfahrens der bauaufsichtlichen Zulassungen der Hilti X-HVB Schenkeldübel [18] und der ArcelorMittal CoSFB Betondübel [17] durchgeführt.

Darauf basierend werden in Kapitel 5 die experimentell ermittelten Traglasten der Verbundmittel mit den Ergebnissen normativer Ansätze bzw. den Ergebnissen früherer Forschungsarbeiten verglichen sowie der Einfluss der Verbundmitteltragfähigkeit auf die Momententragfähigkeit von Verbundträgern untersucht.

Um die Datenbasis zu erweitern, stellt Kapitel 6 eine umfangreiche numerische Parameterstudie vor, die speziell auf Kopfbolzen in profilierten Betongurten eingeht. Einer der Hauptparameter stellt dabei die Kopfbolzenhöhe dar, durch deren Variation bei identischem Profilblech die Einbindetiefe des Kopfbolzens untersucht werden kann. Daneben werden der Kopfbolzendurchmesser, die Betongüte, die Bewehrungsführung, die Befestigungsmethode der Kopfbolzen und die Anzahl der Kopfbolzen je Profilblechsicke variiert und die Einflüsse auf die Tragfähigkeit der Kopfbolzen erläutert.

Kapitel 7 vergleicht anhand der Versuchsergebnisse aus Kapitel 4 die Qualität unterschiedlicher analytischer Berechnungsansätze zur Bestimmung der globalen Trägerverformungen. Ebenfalls werden die Schlupfwerte am Trägerende mit den Ergebnissen analytischer Berechnungsregeln verglichen. Es wird zudem überprüft, ob und inwieweit die angewandten Verfahren auf Verbundträger mit niedrigen Verdübelungsgraden übertragen werden können.

Niedrige Verdübelungsgrade führen zu größeren Schlupfwerten in der Verbundfuge und es kommt damit einhergehend zu größeren Trägerverformungen. Dieser Effekt ist umso stärker, je geringer die Verdübelung zwischen Betongurt und Stahlträger ausgeführt ist. Zur Erweiterung der experimentellen Datenbasis aus dem DISCCO Projekt [2] wird in Kapitel 8 anhand eines kalibrierten numerischen Modells eine ausführliche Parameterstudie zur Schlupfentwicklung bei niedrig verdübelten Verbundträgern mit profilierten Betongurten durchgeführt.

Auf der Basis der Versuchsergebnisse aus Kapitel 4 sowie der numerischen Resultate aus Kapitel 8 wird in Kapitel 9 ein neues Nachweiskonzept zur Sicherstellung ausreichender Verformungsfähigkeit der Verbundmittel vorgestellt. Hierbei wird im Gegensatz zum bisherigen Verfahren in DIN EN 1994-1-1 [35] keine indirekte Schlupfbegrenzung in Form des Mindestverdübelungsgrades mehr benötigt. Stattdessen werden Bestimmungsgleichungen vorgestellt, mit deren Hilfe der maximale Schlupf in Verbundträgern direkt ermittelt werden kann. Der Nachweis erfolgt durch vergleichende Betrachtung des rechnerisch ermittelten Schlupfwertes mit der individuellen Schlupfkapazität des eingesetzten Verbundmittels.

Kapitel 10 fasst die Ergebnisse dieser Arbeit zusammen. Ebenso wird in einem Ausblick auf noch offene Fragen eingegangen bzw. es werden Anregungen für zukünftige Forschungsarbeiten gegeben.

2 Verdübelung von Verbundträgern

2.1 Definition der Verdübelung und des Mindestverdübelungsgrades

Um die einzelnen Komponenten eines Verbundträgers kraftschlüssig miteinander zu verbinden, ist im Hochbau der Gebrauch von Kopfbolzen als Verbundmittel üblich. Diese werden auf den Stahlträger aufgeschweißt und in den Betongurt einbetoniert. Hierdurch können nach Aushärten des Betons Längsschubkräfte zwischen Betongurt und Stahlträger übertragen werden. Die erforderliche Mindestzahl an Verbundmitteln in einem Verbundträger bestimmt sich nach DIN EN 1994-1-1 [35] aus der im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GzT) einwirkenden Längsschubkraft dividiert durch den Bemessungswert P_{Rd} eines Verbundmittels. Hierbei ist zwischen vollständiger und teilweiser Verdübelung zu unterscheiden. Bei vollständiger Verdübelung wird beispielsweise in Bereichen mit positiver Momentenbeanspruchung unabhängig von der tatsächlichen Einwirkung eine Längsschubkraft $N_{cf} = N_{pl,a}$ angesetzt, die zum Aufbau des vollen plastischen Moments $M_{pl,Rd}$ nötig ist, vgl. Abb. 2-1. Die teilweise Verdübelung darf im Gegensatz zur vollständigen Verdübelung ausschließlich im positiven Momentenbereich angewandt werden. Sie kann auf die tatsächlich vorhandene Einwirkung angepasst werden, wodurch sich die Normalkraft im Betongurt von N_{cf} auf N_c reduziert, vgl. Abb. 2-2. Der Verhältniswert

$$\eta = N_c / N_f \quad (2.1)$$

wird als Verdübelungsgrad definiert.

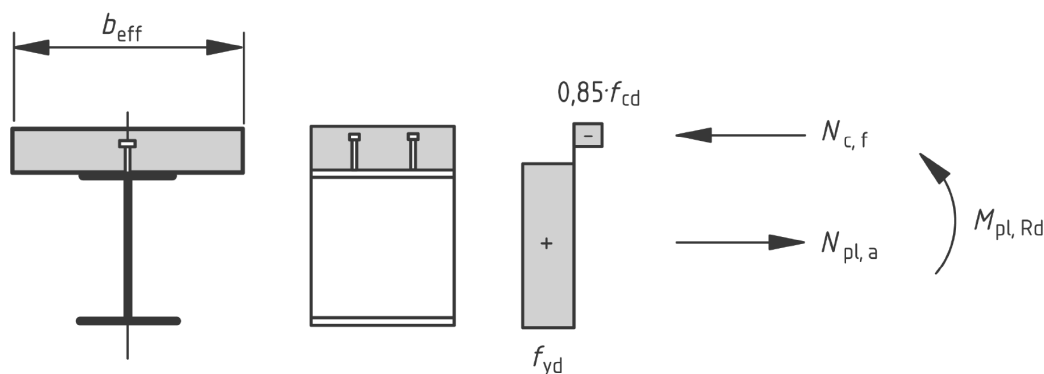


Abb. 2-1: Vollplastische Spannungsverteilung bei positiver Momentenbeanspruchung und vollständiger Verdübelung, vgl. [35]

Es ist zu beachten, dass die Bemessungsverfahren nach Eurocode nur auf Träger angewendet werden dürfen, bei denen die Momententragfähigkeit in kritischen Schnitten vollplastisch ermittelt werden darf. Dies ist der Fall, wenn der Querschnitt in die Klassen 1 oder 2 eingeordnet werden kann.

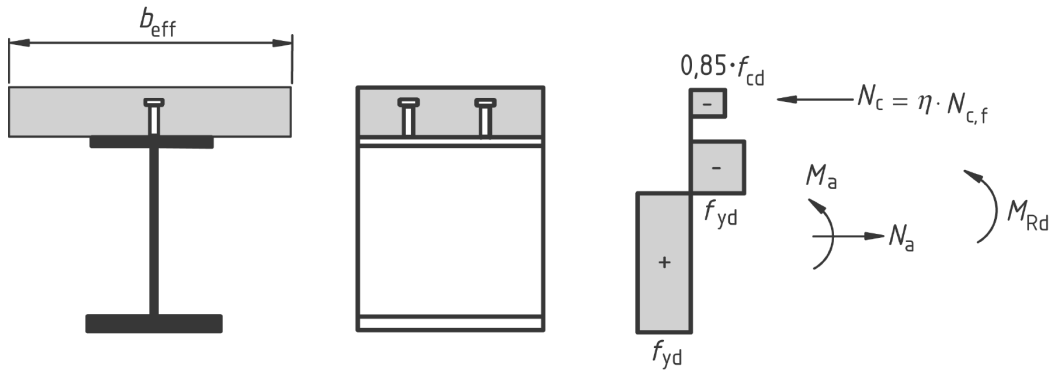


Abb. 2-2: Vollplastische Spannungsverteilung bei positiver Momentenbeanspruchung und teilweiser Verdübelung, vgl. [35]

Um einen ausreichenden Verbund zwischen Stahlträger und Betonplatte zu gewährleisten, definiert DIN EN 1994-1-1 [35] den sogenannten Mindestverdübelungsgrad η für den Fall, dass der Verbundträger teilweise verdübelt werden soll. DIN EN 1994-1-1 [35] stellt darüber hinaus die ausreichende Verdübelung als Kriterium für die Sicherstellung der Duktilität der eingesetzten Verbundmittel dar. Gemäß den Gleichungen (2.2) bis (2.5) gelten die eingesetzten Kopfbolzen als duktil, wenn deren Höhe nicht kleiner als der 4-fache Schaftdurchmesser und der Nennwert des Schaftdurchmessers nicht kleiner als 16 mm bzw. größer als 25 mm ist. Der Verdübelungsgrad beträgt dann mindestens 0,40 bzw. 40% und ist ggf. in Abhängigkeit des verwendeten Stahlprofils noch strenger begrenzt.

Durch die teilweise Verdübelung reduziert sich die Momententragfähigkeit von $M_{pl,Rd}$ auf M_{Rd} . Den Zusammenhang zwischen Verdübelungsgrad und Momententragfähigkeit stellt Abb. 2-3 dar. Nach genauer Teilverbundtheorie ergibt sich ein nichtlinearer Zusammenhang; auf der sicheren Seite liegend darf die Momententragfähigkeit bei teilweiser Verdübelung auch vereinfacht über eine lineare Beziehung bestimmt werden.

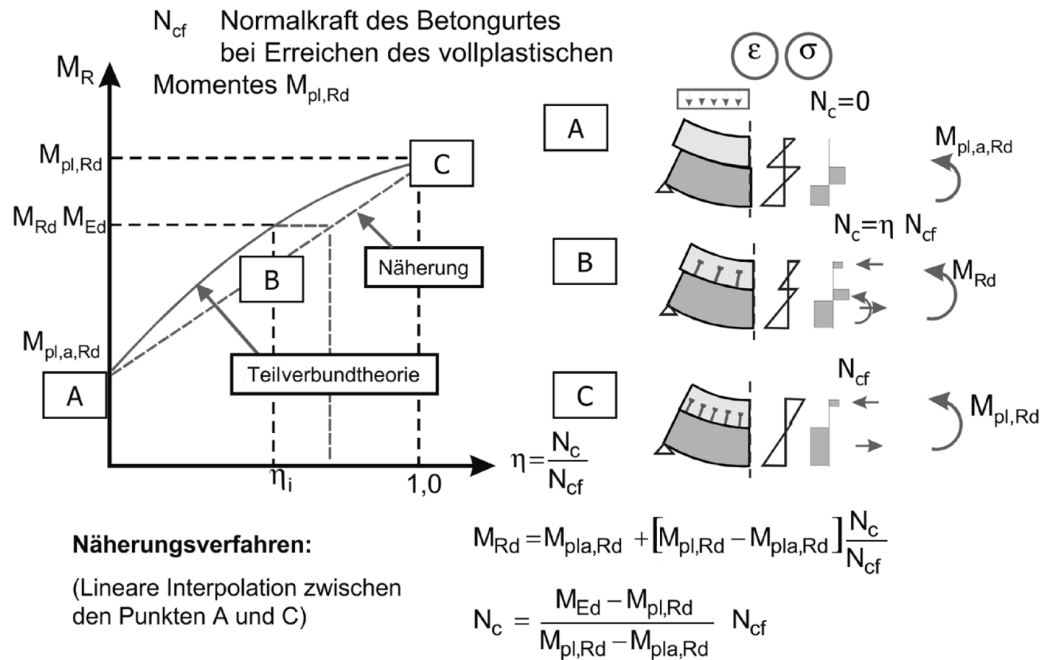


Abb. 2-3: Zusammenhang zwischen Momententragfähigkeit und Verdübelungsgrad, vgl. [53]

Für Träger mit doppelsymmetrischen Baustahlquerschnitten gilt nach DIN EN 1994-1-1 [35]:

$$L_e \leq 25 \quad \eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) (0,75 - 0,03L_e) \text{ und } \eta \geq 0,4 \quad (2.2)$$

$$L_e > 25 \quad \eta \geq 1 \quad (2.3)$$

Für Träger mit einfachsymmetrischen Baustahlquerschnitten, bei denen die Querschnittsfläche des Untergurtes den 3-fachen Wert der Querschnittsfläche des Obergurtes nicht überschreitet, gilt:

$$L_e \leq 20 \quad \eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) (0,30 - 0,015L_e) \text{ und } \eta \geq 0,4 \quad (2.4)$$

$$L_e > 20 \quad \eta \geq 1 \quad (2.5)$$

Mit

L_e die Länge des positiven Momentenbereiches (Abstand der Momentennullpunkte) in m, die für typische Durchlaufträger nach Bild 5.1 in DIN EN 1994-1-1 [35] angenommen werden darf.

Nach DIN EN 1994-1-1 [35], Abs. 6.6.1.2 (3) dürfen Kopfbolzen über diese Anwendungsgrenzen hinaus ebenfalls als duktil eingestuft werden, sofern folgende Bedingungen gleichzeitig eingehalten werden:

- die Höhe der Dübel nach dem Aufschweißen nicht kleiner als 76 mm ist und der Nennwert des Schaftdurchmessers 19 mm beträgt,
- der Baustahlquerschnitt aus einem gewalzten oder geschweißten doppelsymmetrischen Querschnitt besteht,
- der Betongurt aus einer Profilblechverbunddecke mit senkrecht zum Träger verlaufenden Profilblechen besteht und die Profilbleche über dem Träger durchlaufen,
- innerhalb einer Rippe nur ein Kopfbolzen vorhanden ist, der entweder zentrisch in jeder Rippe oder über die gesamte Trägerlänge alternierend je Rippe links und rechts angeordnet wird,
- die Profilblechgeometrie die Bedingungen $b_0/h_p \geq 2$ und $h_p \leq 60$ mm erfüllt,
- die Gurtnormalkraft N_c nach dem in Abschnitt 6.2.1.3 in DIN EN 1994-1-1 [6] angegebenen Näherungsverfahren (linearer Zusammenhang zwischen Momententragfähigkeit und Verdübelung) ermittelt wird.

Sind alle Bedingungen erfüllt, gilt für den Verdübelungsgrad:

$$L_e \leq 25 \quad \eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y}\right) (1,00 - 0,04L_e) \text{ und } \eta \geq 0,4 \quad (2.6)$$

$$L_e > 25 \quad \eta \geq 1 \quad (2.7)$$

Alle in der Norm beschriebenen Gleichungen zum Mindestverdübelungsgrad sind für Verbundträger mit äquidistanter Dübelanordnung hergeleitet, d.h. die Dübel sind in Trägerlängsrichtung mit konstantem Abstand angeordnet.

2.2 Bedeutung und Hintergrund

Allen Verbundmitteln ist gemein, dass sie nachgiebig sind. Unabhängig vom eingesetzten Verbundmittel wird ein Verbundträger bei Belastung immer eine mehr oder weniger deutliche Schlupfentwicklung zwischen Stahlträger und Betonplatte zeigen. Hierbei ist zwischen starrer und nachgiebiger Verdübelung zu unterscheiden. Eine starre Verdübelung kennzeichnet sich durch einen sehr geringen Einfluss des Schlupfs auf innere Schnittgrößen, Spannungen und Verformungen. Dies bedeutet, dass von einem Ebenbleiben des Gesamtquerschnitts ausgegangen werden kann und somit Spannungen und Verformungen nach der „Theorie des starren

Verbundes“ bestimmt werden können. Der Schubkraftverlauf entspricht dann im elastischen Bereich qualitativ dem Querkraftverlauf.

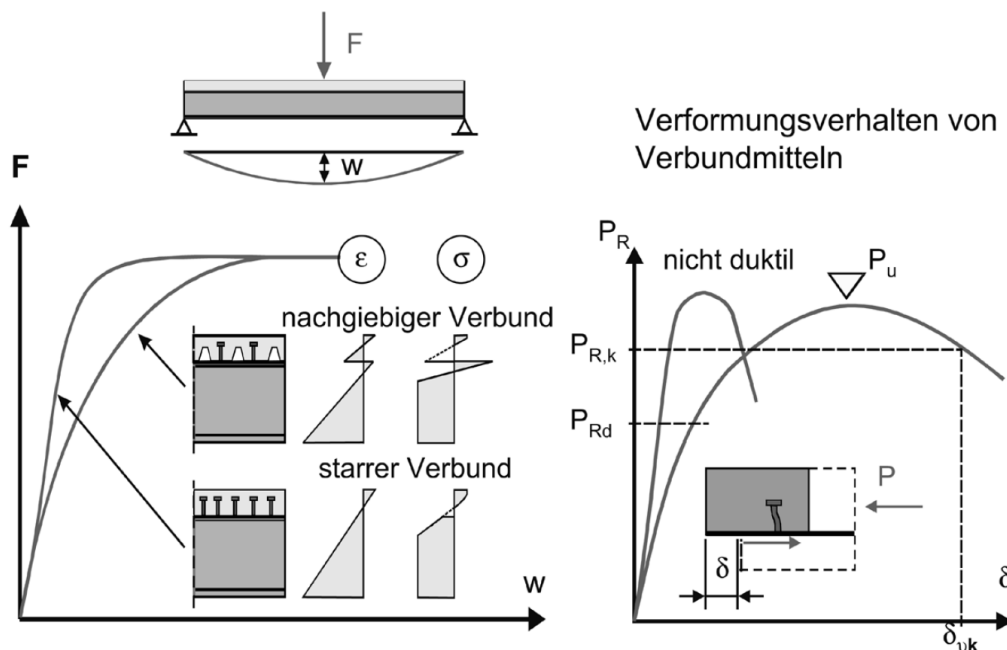


Abb. 2-4: Dehnungsverteilung und Verformungen bei starrer und nachgiebiger Verdübelung, vgl. [53]

Bei der nachgiebigen Verdübelung kommt es im Querschnitt zu einer Dehnungsverteilung mit zwei Nulllinien - es findet also in der Schubfuge ein Dehnungssprung statt. Nach Hanswille [53] tritt dieser Effekt insbesondere in Kombination mit einer teilweisen Verdübelung auf, also genau dann, "wenn vor Erreichen des vollplastischen Moments rechnerisch ein Versagen der Verbundfuge eintritt". Zudem lagern sich auf Traglastniveau die Längsschubkräfte plastisch um. Hieraus resultieren teilweise sehr große Relativverschiebungen in der Verbundfuge. Dieser Schlupf führt unter Umständen dazu, dass die Verformungskapazität der Verbundmittel überschritten wird. Der in DIN EN 1994-1-1 [35] definierte Mindestverdübelungsgrad kann daher auch als indirekter Schlupfbegrenzer interpretiert werden.

Große Relativverschiebungen in der Schubfuge (Schlupf) setzen voraus, dass die verwendeten Verbundmittel eine ausreichende Duktilität aufweisen. Nach DIN EN 1994-1-1 [35] werden Verbundmittel als duktil eingestuft, wenn sie ein charakteristisches Verformungsvermögen von $\delta_{uk} \geq 6 \text{ mm}$ aufweisen. Ohne ausreichende Duktilität kommt es auf Traglastniveau zu einem plötzlichen, unangekündigten Versagen. Dies ist insbesondere bei aufgeschweißten Blockdübeln der Fall, während Kopfbolzen, Schenkeldübel und Betondübelverbindungen ein sehr duktilen Verhalten aufweisen.

Gemäß DIN EN 1994-1-1 [35] hängt die Größe des Schlupfs neben der Nachgiebigkeit des Verbundmittels (Federwirkung) vom verwendeten Baustahlquerschnitt, der Baustahlgüte und

der Länge des positiven Momentenbereiches L_e ab. Des Weiteren beschreiben u.a. Bärtschi [9] und Aribert [8], dass auch die Belastungsart (Gleichstreckenlast, Einzellasten, etc.) einen Einfluss auf die Entwicklung des Schlupfs hat.

Um die rechnerisch ermittelte Tragfähigkeit eines Verbundträgers sicherzustellen, ist es also bedeutsam, Kenntnis über die Entwicklung des Schlupfs in einem Verbundträger zu haben. Der maximal auftretende Schlupf ist dann mit dem Verformungsvermögen des eingesetzten Verbundmittels abzugleichen. Ist der auftretende Schlupf geringer als das Verformungsvermögen des Verbundmittels, so kann die volle rechnerische Tragfähigkeit ausgenutzt werden. Liegt das Verformungsvermögen des Verbundmittels jedoch unter den auftretenden Schlupfwerten, so führt dies zu einem rechnerischen Versagen.

Im Rahmen dieser Arbeit werden verschiedenartige Verbundmittel vorgestellt. Diese werden im Hinblick auf ihr Verformungsvermögen untersucht. Darüber hinaus wird ein an realen Versuchen verifiziertes FE-Modell eines Verbundträgers vorgestellt sowie eine daraus abgeleitete Gleichung zur Bestimmung des maximal auftretenden Schlupfs. Für die praktische Bemessung bedeutet dies, dass zukünftig sehr schnell abgeschätzt werden kann, welches Verbundmittel sich für das gestellte Problem eignet, indem der auftretende Maximalschlupf im Verbundträger mit dem Verformungsvermögen des gewählten Verbundmittels verglichen wird.

3 Stand der Technik / Bewertung der Normensituation

3.1 Allgemeines

Das im Hoch- und Industriebau am häufigsten eingesetzte Verbundmittel ist der Kopfbolzen. DIN EN 1994-1-1 [35] regelt daher nahezu ausschließlich die Verwendung von Kopfbolzen. Andere Verbundmittel wie Schenkeldübel oder Betondübel bedürfen allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen (abZ), die auf DIN EN 1994-1-1 [35] basieren.

Bei der Bestimmung der Tragfähigkeit von Kopfbolzen ist zu unterscheiden, ob Kopfbolzen in Vollbetonplatten verbaut werden oder in profilierten Betongurten zum Einsatz kommen. Die Form des Betongurtes bestimmt sich hierbei durch die Geometrie des verwendeten Profilbleches.

3.2 Tragverhalten von Kopfbolzen

3.2.1 Allgemeines

Um im klassischen Verbundbau eine Verbundwirkung zwischen Stahlträger und Betongurt zu erzeugen, muss eine kraftschlüssige Verbindung zwischen den beiden Bauteilen hergestellt werden. Üblicherweise werden hierzu Schubverbinder in Form von auf den Obergurt des Stahlträgers geschweißten Kopfbolzen verwendet, die anschließend einbetoniert werden. Für alternative Schubverbinder siehe auch Kapitel 1.1. Die nachfolgenden Erläuterungen zum Tragverhalten basieren überwiegend auf dem Modell von Lungershausen [82].

3.2.2 Tragverhalten von Kopfbolzen in Vollbetonplatten

Grundsätzlich können 4 Anteile der Traglast unterschieden werden, die abhängig vom vorhandenen Schlupf w bzw. der einwirkenden Schubkraft T unterschiedlich stark ausgeprägt sind, vgl. Abb. 3-1. Zu Beginn wird die Schubkraft T im Wesentlichen über den Dübelfuß direkt in den Betongurt eingeleitet. Die unter einem flachen Neigungswinkel verlaufenden Druckstreben stützen sich dabei hauptsächlich auf den Schweißwulst des Dübels ab (Traganteil A). Die hohen Betonpressungen am Dübelfuß führen bei weiterer Laststeigerung zu lokalen Schädigun-

gen des Betons in diesem Bereich und somit zu Umlagerungen der Schubkraft in den Dübelchaft, der zunehmend auf Biegung beansprucht wird (Traganteile B). Dies ist aufgrund der großen Horizontalverformungen mit plastischen Biegeverformungen verbunden. Die Behinderung der vertikalen Dübelkopfverschiebung bewirkt eine Zugkraft im Dübelchaft und über das „Einhängen“ des Dübelkopfes in den Beton eine entsprechende Betondruckkraft zwischen der Unterkante des Dübelkopfes und des Trägerflansches. Die Horizontalkomponente der Dübelzugkraft führt zum Traganteil C. Die steigende Betondruckkraft bzw. Zugkraft im Dübelchaft aktiviert zusätzlich in der Fuge zwischen dem Beton und der Gurtoberfläche Reibungskräfte (Traganteil D). Scheele [112] (gefunden in Jenisch [64]) gibt außerdem den Anteil des Schweißwulstes an der Tragfähigkeit auf Traglastniveau mit ca. 25% an.

Somit kann es zu zwei unterschiedlichen Versagensmechanismen kommen. Entweder versagt der Beton vor dem Kopfbolzen, da die ertragbare Betondruckfestigkeit erreicht ist; oder die Zugfestigkeit des Bolzenmaterials wird überschritten, was zum Abscheren des Bolzenschaftes führt.

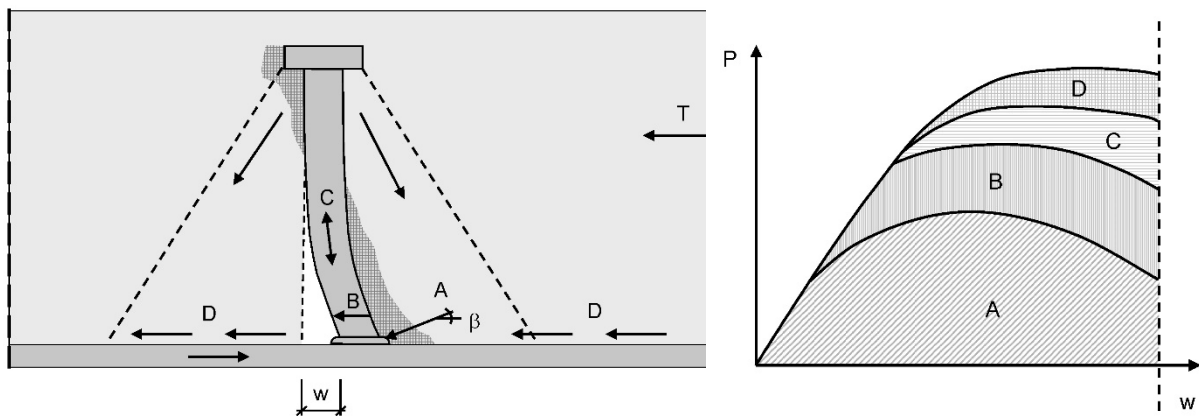


Abb. 3-1: Tragverhalten und Traganteile eines Kopfbolzens in einer Vollbetonplatte, nach Lungershausen [82]

3.2.3 Tragverhalten in Betongurten mit Profilblechen senkrecht zum Träger

Neben den Einflüssen der Materialeigenschaften des Kopfbolzens bzw. des Betons wirken sich bei Verwendung von Profilblechen zusätzliche Parameter auf die Tragfähigkeit des Kopfbolzens aus. Nach Abb. 3-2 von Lungershausen [82] ergibt sich eine offensichtliche Abhängigkeit der Kopfbolzentragfähigkeit von der Geometrie der Profilblechsicke. Des Weiteren zeigen Roik und Lungershausen [107], Lawson [79], Rambo-Roddenberry [99] und Konrad [68], dass die Lage des Kopfbolzens in der Profilblechsicke, die Anzahl der Kopfbolzen pro Sicke und die Einbindetiefe des Kopfbolzens in den Aufbeton (bzw. den durchlaufenden Teil der Betonplatte) einen nicht unerheblichen Einfluss auf das Tragverhalten und das Last-Schlupf-Verhalten des Kopfbolzens haben.

Bei der Positionierung der Kopfbolzen in der Sicke ist zwischen „favourable position“, „mid-position“ und „unfavourable position“ zu unterscheiden. Während der Kopfbolzen bei „favourable position“ auf der lastabgewandten Seite der Rippe angeordnet ist, wird er bei „unfavourable position“ auf der lastzugewandten Seite positioniert. Bei „mid-position“ wird der Kopfbolzen zentrisch in der Profilblechsicke angebracht.

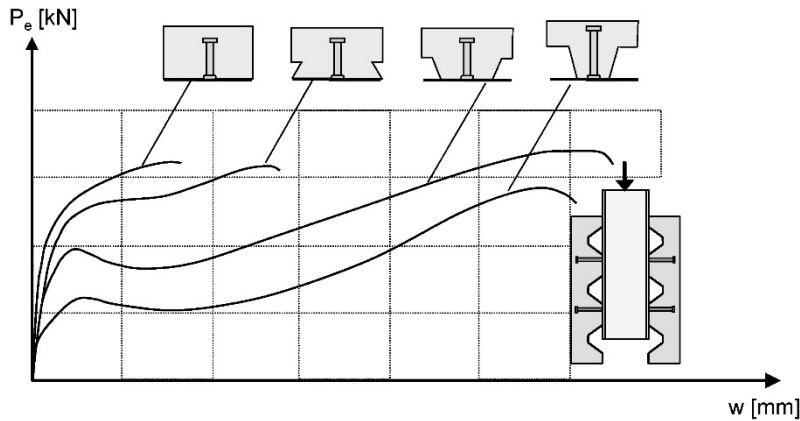


Abb. 3-2: Tragverhalten und Traganteile eines Kopfbolzens in profilierten Betongurten in Abhängigkeit der Rippengeometrie, nach Lungershausen [82]

Nach Rambo-Roddenberry [99] und Konrad [68] ist die Festlegung, in welcher Position sich der Kopfbolzen befindet, zusätzlich noch an Abstände zwischen Profilblech und Dübelschaft gebunden. Somit muss unter Umständen sogar ein mittig in der Profilblechsicke angeordneter Kopfbolzen der „unfavourable position“ zugeordnet werden, wenn er sich in einem Profilblech mit geringer Sickenbreite befindet und der Mindesttrapezblechabstand e_{min} unterschritten wird, vgl. Abb. 3-3.

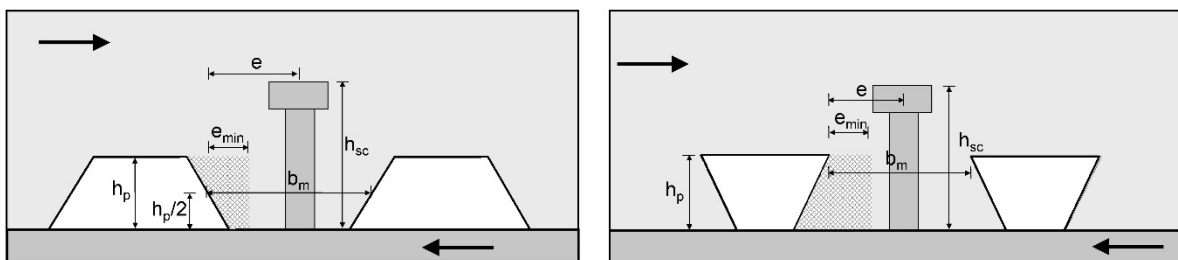
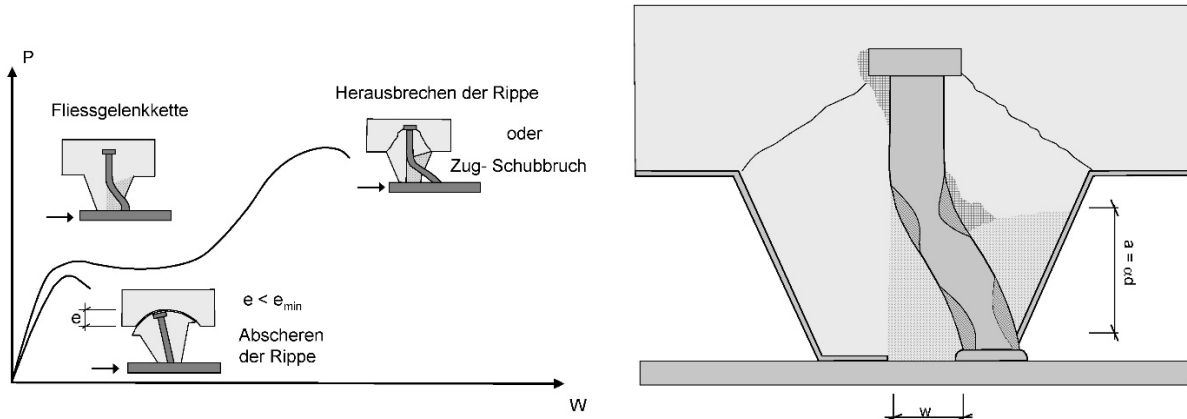


Abb. 3-3: Mindesttrapezblechabstand nach Konrad [68] und Rambo-Roddenberry [99]

Kopfbolzen, die in senkrecht zum Träger verlaufenden Profilblechen angeordnet sind, können nach Hawkins und Mitchell [56] vier verschiedenen Versagensmechanismen unterliegen:

- „Stud-shearing failure“: Abscheren des Kopfbolzens aufgrund zu großer Zug- und Schubbeanspruchungen des Kopfbolzens.

- „Stud pull-out failure“: Auszugversagen des Kopfbolzens aufgrund zu geringer Einbindetiefe in den Beton. Dieses Versagen wird im Rahmen dieser Arbeit auch als „Concrete pull-out failure“ bezeichnet.
- „Rib-shearing failure“: Abscherversagen zwischen durchlaufender Betonplatte und Beton in der Profilblechsicke. Ursache: Überschreitung der Beton(zug)festigkeit.
- „Rib punch-through failure“: Ausbruch des Betons und Durchstanzen der Profilblechrippe aufgrund Versagens des Betons vor dem Kopfbolzen.



a) Versagensmechanismen, nach Lungershausen [82] bzw. Roik und Lungershausen [107]

b) Bolzenbiegung als Reaktion auf die einwirkende Schubkraft, nach Lungershausen [82]

Abb. 3-4: Versagensmechanismen und Bolzenbiegung nach Lungershausen [107]

3.3 Normative Regelungen

3.3.1 Allgemeines

Dieses Kapitel gibt einen kurzen Überblick über die Regelungen zur Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeiten von in Deutschland gebräuchlichen Normen und Regelwerken sowie deren Hintergründen. Dies war in der Vergangenheit DIN 18800-5 [22], die von DIN EN 1994-1-1 [35] sowie dem zugehörigen nationalen Anhang DIN EN 1994-1-1/NA [36] abgelöst wurde. Alternativ werden die Regelungen der US-amerikanischen Norm ANSI/AISC 360 [6] vorgestellt. Im Rahmen dieser Arbeit sind sowohl die Tragfähigkeit als auch die Duktilität von Kopfbolzen in massiven und profilierten Betongurten Gegenstand weiterführender Untersuchungen. Daher wird nachfolgend insbesondere auf die Bestimmung dieser Kenngrößen eingegangen und die Normen dahingehend ausgewertet.

3.3.2 DIN 18800-5

Es wird die normative Situation von Verbundtragwerken nach DIN 18800-5, Ausgabe März 2007 [22] beschrieben, die in Deutschland bis zur bauaufsichtlichen Einführung der Eurocode-Normengeneration am 1.7.2012 Gültigkeit besaß.

Die Tragfähigkeit P_{Rd} von Kopfbolzen in Vollbetonplatten bestimmt sich nach DIN 18800-5 [22] aus dem Minimum der Gleichungen (3.1) und (3.2), die die Stahltragfähigkeit bzw. die Betontragfähigkeit beschreiben: $P_{Rd} = \min(P_{Rd,1}; P_{Rd,2})$.

$$P_{Rd,1} = \frac{0,8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4}{\gamma_v} \quad (3.1)$$

$$P_{Rd,2} = \frac{0,25 \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} \quad (3.2)$$

Mit

$$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{für } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4$$

$$\alpha = 1 \quad \text{für } \frac{h_{sc}}{d} \geq 4$$

d Nenndurchmesser des Dübelschaftes mit $16 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$

f_u Zugfestigkeit des Bolzenmaterials ($\leq 450 \text{ N/mm}^2$)

f_{ck} Charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons

h_{sc} Nennwert der Gesamthöhe des Kopfbolzens

E_{cm} Sekanten E-Modul nach DIN 1045-1 [20]

Der Abminderungsfaktor α berücksichtigt die Einbindetiefe bzw. Verankerungslänge des Kopfbolzens in den Beton. Ist diese zu gering, kann es zu einem kegelförmigen Betonausbruch unter einer geringeren Traglast kommen. Jenisch [64] verweist in seiner Dissertation auf die Arbeiten von Slutter [118], Slutter und Driscoll [117; 116] sowie Maeda et al. [83], die eine Mindesteinbindetiefe von $4d$ als ausreichend definieren.

Ausgehend vom maßgebenden Wert der Gleichungen (3.1) und (3.2) wird die Tragfähigkeit von Kopfbolzen in profilierten Betongurten mittels eines Abminderungsfaktors k_{\perp} bestimmt. Für den üblichen Fall (Spannrichtung der Profilbleche senkrecht zur Trägerachse) wird dieser Faktor nach Gleichung (3.3) ermittelt.

$$k_{\perp} = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq k_{t,max} \quad (3.3)$$

Mit

n_r	Anzahl der Kopfbolzen je Rippe (maximal $n_r = 2$ anrechenbar)
b_0	Rippenbreite nach DIN 18800-5 [22], Bild 15 mit $b_0 \geq h_p$
h_p	Profilblechhöhe ≤ 85 mm
h_{sc}	Gesamthöhe des Kopfbolzens
$k_{t,max}$	Oberer Grenzwert für den Abminderungsfaktor

Gleichung (3.3) darf nach DIN 18800-5 [22] nur bei Profilblechen mit einer maximalen Rippenhöhe h_p kleiner 85 mm und mit einer Rippenbreite b_0 nicht kleiner als die Rippenhöhe h_p verwendet werden. Darüber hinaus ist der zulässige Durchmesser der Dübel auf die in Tab. 3-1 angegebenen Durchmesser beschränkt. Nach DIN 18800-5 [22], Element (947) darf außerdem die Mindesteinbindetiefe des Dübels in den Beton oberhalb des Profilblechs nicht kleiner als der 2fache Schaftdurchmesser des Dübels sein und die minimale Breite b_0 von ausbetonierten Rippenzellen darf nicht kleiner als 50 mm sein.

Tab. 3-1: Obere Grenzwerte $k_{t,max}$ nach DIN 18800-5 [22]

Anzahl der Dübel je Rippe	Blechdicke t [mm] des Profilblechs	Dübel durchgeschweißt d < 20 mm	Profilblech vorgelocht 19 mm \leq d \leq 22 mm
$n_r = 1$	$\leq 1,0$	0,85	0,75
	$> 1,0$	1,00	0,75
$n_r = 2$	$\leq 1,0$	0,70	0,60
	$> 1,0$	0,80	0,60

Um eine ausreichende Duktilität der Kopfbolzen sicherzustellen, ergeben sich durch DIN 18800-5 [22], Element (926) weitere Anforderungen. Kopfbolzen dürfen als duktil eingestuft werden, wenn

- der Betongurt des Trägers aus einer Profilblechverbunddecke mit senkrecht zum Träger verlaufenden Profilblechen besteht und die Profilbleche über dem Träger durchlaufen,
- der Baustahlquerschnitt aus einem gewalzten oder geschweißten doppelsymmetrischen Querschnitt besteht,
- die Höhe der Dübel nach dem Aufschweißen nicht kleiner als 76 mm ist und der Nennwert des Schaftdurchmessers 19 mm beträgt,

- innerhalb einer Rippe nur ein Kopfbolzen vorhanden ist, der entweder zentrisch in jeder Rippe oder über die gesamte Trägerlänge alternierend je Rippe links und rechts angeordnet wird,
- die Profilblechgeometrie die Bedingungen $b_0/h_p \geq 2$ und $h_p \leq 60$ mm erfüllt und
- die Gurtnormalkraft nach DIN 18800-5 [22], Gleichung (17) ermittelt wird.

3.3.3 EN 1994-1-1

Es wird die normative Situation von Verbundtragwerken nach DIN EN 1994-1-1, Ausgabe Dezember 2010 [35] sowie dem zugehörigen nationalen Anhang DIN EN 1994-1-1/NA [36] beschrieben, die zum 1.7.2012 bauaufsichtlich in Deutschland eingeführt wurden.

Gleichung (3.5) zur Bestimmung der Betontragfähigkeit ist vom prinzipiellen Aufbau identisch mit Gleichung (3.2) nach DIN 18800-5 [22], unterscheidet sich aber im Vorfaktor. Während dieser in der Entwurfsfassung von DIN 18800-5 [21] sowie in DIN EN 1994-1-1 [35] mit 0,29 angegeben ist, wurde der Faktor in der endgültigen Fassung von DIN 18800-5 [22] auf 0,25 reduziert. Diese Reduktion wurde aufgrund einer Neuauswertung von Versuchen von Hanswille vorgenommen [52; 51], um den Effekt der Kurzzeitrelaxation des Betons korrekt zu erfassen und dennoch das geforderte Sicherheitsniveau einzuhalten. Um diesen Effekt zu erfassen, ist in DIN EN 1994-1-1/NA der Teilsicherheitsbeiwert γ_v für Gleichung (3.5) von 1,25 auf 1,50 erhöht worden, was ungefähr einer Reduktion der Traglast um 16,7% entspricht, während die Reduktion des Vorfaktors von 0,29 auf 0,25 die Traglast lediglich um 13,8% reduziert.

$$P_{RD,1} = \frac{0,8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4}{\gamma_v} \quad (3.4)$$

$$P_{RD,2} = \frac{0,29 \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} \quad (3.5)$$

Mit

$$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{für } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4$$

$$\alpha = 1 \quad \text{für } \frac{h_{sc}}{d} \geq 4$$

d Nenndurchmesser des Dübelschaftes mit $16 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$

f_u Zugfestigkeit des Bolzenmaterials ($\leq 500 \text{ N/mm}^2$)

f_{ck} Charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons

h_{sc} Nennwert der Gesamthöhe des Kopfbolzens

E_{cm} Sekanten E-Modul nach DIN EN 1992-1-1 [32]

Für Gleichung (3.4) – Abscheren des Dübelschaftes – konnte Hanswille [52; 51] dagegen ein ausreichendes Sicherheitsniveau nachweisen. Es ergaben sich keine formalen Änderungen zu Gleichung (3.1). Allerdings sind für das Material der Kopfbolzen im Gegensatz zu DIN 18800-5 [22] Zugfestigkeiten bis 500 N/mm^2 zugelassen, vgl. Gleichungen (3.1) und (3.4). Hierdurch ergibt sich im Fall „Stahlversagen“ eine rund 11% höhere Tragfähigkeit. Des Weiteren sind die nach DIN 1045-1 [20] bzw. nach DIN EN 1992-1-1 [32] zu verwendenden mittleren Sekanten-E-Moduln nicht identisch. Konrad [68] konnte zeigen, dass sich hierdurch Traglastunterschiede von 21% bis 27% zwischen den beiden Normen ergeben. Auf charakteristischem Lastniveau (ohne Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte) ergeben sich somit zwischen 11% und 27% höhere rechnerische Traglasten für Kopfbolzen in Vollbetonplatten unter Verwendung von DIN EN 1994-1-1 [35] im Vergleich zu DIN 18800-5 [22].

Für Kopfbolzen in profilierten Verbunddecken mit Spannrichtung der Profilbleche senkrecht zur Trägerachse gilt der Abminderungsfaktor k_{\perp} nach Gleichung (3.3) sowie Tab. 3-1 entsprechend. Somit stellen sich ebenso erhebliche rechnerische Traglastunterschiede zwischen DIN EN 1994-1-1 [35] und DIN 18800-5 [22] für Kopfbolzen in Profilblechsicken ein. Es ist zu beachten, dass bei Kopfbolzen in profilierten Betongurten die Zugfestigkeiten des Bolzenmaterials wieder auf 450 N/mm^2 begrenzt werden.

Um eine ausreichende Duktilität der Kopfbolzen sicherzustellen, ergeben sich durch DIN EN 1994-1-1 [35], Abs. 6.6.1.2 (3) nahezu analog zu DIN 18800-5 [22], Element (926) weitere Anforderungen. Kopfbolzen dürfen als duktil eingestuft werden, wenn

- die Höhe der Dübel nach dem Aufschweißen nicht kleiner als 76 mm ist und der Nennwert des Schaftdurchmessers 19 mm beträgt,
- der Baustahlquerschnitt aus einem gewalzten oder geschweißten doppelsymmetrischen Querschnitt besteht,
- der Betongurt aus einer Profilblechverbunddecke mit senkrecht zum Träger verlaufenden Profilblechen besteht und die Profilbleche über dem Träger durchlaufen,
- innerhalb einer Rippe nur ein Kopfbolzen vorhanden ist, der entweder zentrisch in jeder Rippe oder über die gesamte Trägerlänge alternierend je Rippe links und rechts angeordnet wird,
- die Profilblechgeometrie die Bedingungen $b_0/h_p \geq 2$ und $h_p \leq 60 \text{ mm}$ erfüllt und
- die Gurtnormalkraft nach dem in DIN EN 1994-1-1 [35], Bild 6.5 angegebenen Näherungsverfahren ermittelt wird.

3.3.4 Hintergrundbericht zu EN 1994-1-1

Basierend auf Versuchen und einer darauf aufbauenden statistischen Auswertung beschreibt Roik et al. [105] mit den Gleichungen die mittleren Tragfähigkeiten von Kopfbolzen in einer Vollbetonplatte.

$$P_{t,1} = 0,85 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 \quad (3.6)$$

$$P_{t,2} = 0,36 \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot E_{cm}} \quad (3.7)$$

Mit

d	Durchmesser des Dübelschaftes
f_u	Zugfestigkeit des Bolzenmaterials
f_{cm}	Betondruckfestigkeit
E_{cm}	E-Modul des Betons

Die Auswertung nach DIN EN 1990 [31], Anhang D, führt für die Ergebnisse von Roik et al. [105] zu Mittelwertkorrekturfaktoren $b = 1,038$ für Betonversagen und $b = 1,179$ für Stahlversagen.

$$P_{t,1} = 1,00 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 \quad (3.8)$$

$$P_{t,2} = 0,374 \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot E_{cm}} \quad (3.9)$$

Mit

d	Durchmesser des Dübelschaftes
f_u	Zugfestigkeit des Bolzenmaterials
f_{cm}	Betondruckfestigkeit
E_{cm}	E-Modul des Betons

Diese durch den Mittelwertkorrekturfaktor angepassten Gleichungen (3.8) und (3.9) konnten von Hanswille und Porsch [52] durch eine neu durchgeführte statistische Auswertung bestätigt werden. Eine erneute Mittelwertkorrektur ist nicht notwendig, da sich für Gleichung (3.8) (Stahlversagen) ein Korrekturfaktor von 0,9952 und für Gleichung (3.9) (Betonversagen) ein Korrekturfaktor von 1,0005 ergibt. Für nachfolgende Betrachtungen wird daher die mittlere rechnerische Tragfähigkeit $P_t = \min(P_{t,1}; P_{t,2})$ aus den Gleichungen (3.8) und (3.9) zum Vergleich mit realen Versuchsergebnissen ohne weitere Anpassung verwendet.

3.3.5 ANSI/AISC 360-16

Die US-amerikanische Norm ANSI/AISC 360/16 [6] bestimmt die Tragfähigkeit Q_n eines Kopfbolzens in einer Vollbetonplatte gemäß Gleichung

$$Q_n = 0,5 \cdot A_{sc} \cdot \sqrt{f'_c \cdot E_c} \leq A_{sc} \cdot F_u \quad (3.10)$$

Mit

A_{sc}	Querschnittsfläche eines Kopfbolzens
F_u	Zugfestigkeit des Kopfbolzenmaterials
f'_c	Betondruckfestigkeit
E_c	E-Modul = $0,043 \cdot w_c^{1,5} \cdot \sqrt{f'_c}$ in MPa Betondichte $1500 \leq w_c \leq 2500 \text{ kg/m}^3$

Zwei Faktoren R_g und R_p , mit denen die rechte Seite von Gleichung (3.10) multipliziert wird, berücksichtigen sowohl den Einfluss von Profilblechen bzw. profilierten Betongurten als auch die Anzahl der Kopfbolzen pro Profilblechsicke, vgl. Gleichung (3.11). Die Abminderungsfaktoren sind nach Tab. 3-2 anzusetzen.

$$Q_n = 0,5 \cdot A_{sc} \cdot \sqrt{f'_c \cdot E_c} \leq R_g \cdot R_p \cdot A_{sc} \cdot F_u \quad (3.11)$$

Tab. 3-2: Abminderungsfaktoren R_g und R_p , angepasst nach ANSI/AISC 360/16 [6]

Condition	R_g	R_p
No decking	1,0	0,75
Deck oriented perpendicular to the steel shape		
Number of steel headed stud anchors occupying the decking rib		
1	1,0	0,6*
2	0,85	0,6*
3 or more	0,7	0,6*

* This value may be increased to 0,75 when $e_{mid-ht} > 50 \text{ mm}$

With e_{mid-ht} = distance from the edge of steel headed stud anchor shank to the steel deck web, measured at mid-height of the deck rib, and in the load bearing direction of the steel headed stud anchor

Es sei an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass der Wert e_{mid-ht} aus ANSI/AISC 360/16 [6] vergleichbar ist mit dem von Rambo-Roddenberry [99] und Konrad [68] definierten Mindesttrapezblechabstand e_{min} zwischen Profilblech und Kopfbolzenschaft.

3.3.6 Vergleich / Diskussion der Regelungen

Obwohl sich – wie vorangehend beschrieben – die Berechnungsergebnisse für die Tragfähigkeit von Kopfbolzen in einer Vollbetonplatte unterscheiden, sind den Verfahren nach DIN 18800-5 [22], DIN EN 1994-1-1 [35] sowie ANSI/AISC 360-16 [6] zwei Grundgleichungen (3.12) und (3.13) gemein, auf die die unterschiedlichen Verfahren zurückgeführt werden können.

Diese Grundgleichungen beruhen auf einem Ansatz von Ollgaard et al. [95], der die Tragfähigkeit von Kopfbolzen über die beiden Versagensmechanismen „Stahlversagen“ und „Betonversagen“ definiert hat, vgl. Gleichungen (3.12) und (3.13).

Tab. 3-3 fasst die Vorfaktoren für diese Gleichungen zusammen, die sich durch die Anwendung der jeweiligen Norm ergeben. Dabei unterscheiden sich die Vorfaktoren erheblich. Während DIN 18800-5 [22] und DIN EN 1994-1-1 [35] die Tragfähigkeiten von Kopfbolzen auf Fraktilniveau bestimmen – d.h. das Ergebnis ohne Teilsicherheitsbeiwerte ergibt die charakteristischen Tragfähigkeiten – liegen die Werte des Hintergrundberichts der EN 1994-1-1 (vgl. Roik et al. [105]) und ANSI/AISC 360-16 [6] deutlich höher, aber untereinander ebenfalls ähnlich. Daraus lässt sich schließen, dass die US-amerikanische Norm die Tragfähigkeiten ebenfalls auf Mittelwertniveau bestimmt. Es ist daher festzustellen, dass sich die normativ bestimmten rechnerischen Kopfbolzentragfähigkeiten deutlich unterscheiden können, obwohl alle normativen Ansätze auf denselben Grundgleichungen basieren. Darüber entstehen weitere Unterschiede in der Kopfbolzentragfähigkeit durch die unterschiedlichen zulässigen Bereiche der Materialfestigkeiten, vgl. Kapitel 3.3.2 bis 3.3.5.

$$P_u = c_u \cdot f_u \cdot A_{sc} \quad (3.12)$$

$$P_c = c_c \cdot \sqrt{f_c \cdot E_c} \cdot A_{sc} \quad (3.13)$$

Mit

c_c, c_u	Vorfaktoren (abhängig vom jeweiligen Sicherheitskonzept bzw. -niveau)
A_{sc}	$= \pi \cdot d_{sc}^2 / 4$, Querschnittsfläche des Kopfbolzenschaftes
d_{sc}	Durchmesser des Kopfbolzenschaftes
f_u	Zugfestigkeit des Kopfbolzenmaterials
E_c	E-Modul des Betons
f_c	Betondruckfestigkeit

Tab. 3-3: Vorfaktoren für Gleichungen (3.12) und (3.13) infolge unterschiedlicher Normenwerke

	DIN 18800-5 [22]	DIN EN 1994-1-1 [35]	Roik et al. [105]	ANSI/AISC 360-16 [6]
c_u	0,80	0,80	1,00	1,00
c_c	0,32	0,37	0,48	0,50

Bis auf die US-amerikanische Norm wird die Tragfähigkeit von Kopfbolzen in profilierten Betongurten prinzipiell identisch ermittelt: Die reduzierte Tragfähigkeit wird mittels eines Abminderungsfaktors k_{\perp} aus der Tragfähigkeit von Kopfbolzen in Vollbetonplatten gewonnen, vgl. Gleichung (3.14).

$$k_{\perp} = \frac{0,85}{\sqrt{n_x}} \cdot \frac{b_{cr}}{h_r} \cdot \left(\frac{h_c - h_r}{h_r} \right) \leq 1,0 \quad (3.14)$$

Mit

n_x	Anzahl der Kopfbolzen je Profilblechsicke
h_r	Höhe der Profilblechsicke
h_c	Gesamthöhe des Betongurtes
b_{cr}	Mittlere Breite der Profilblechrippe

Dieser Vorschlag wurde erstmals von Grant et al. [49] veröffentlicht und ist in vielen der heute eingesetzten Normen – zum Teil auch leicht modifiziert – verankert. Gleichung (3.14) bzw. deren normative Abwandlung in DIN EN 1994-1-1 [35], vgl. Gleichung (3.3), berücksichtigt die Einbindelänge des Kopfbolzens in die durchlaufende Betonplatte durch das Verhältnis h_c/h_r und die Geometrie der Profilblechsicke durch das Verhältnis b_{cr}/h_r . Der sich ergebende Abminderungsfaktor wird gem. DIN EN 1994-1-1 nach oben hin durch einen veränderbaren Grenzwert beschränkt, vgl. Tab. 3-1. Dieser Grenzwert hängt ab von der Dicke t des Profilblechs, der Anzahl der Kopfbolzen pro Sicke n_r (max. $n_r = 2$) und der Art der Befestigung des Kopfbolzens (durchgeschweißt oder Verwendung vorgelochter Profilbleche). Im Gegensatz hierzu wird die Reduktion durch den Einfluss von Profilblechen in ANSI/AISC 360-16 [6] über feste Faktoren vorgenommen, vgl. Tab. 3-2, die der Größenordnung nach ungefähr dem Grenzwert $k_{t,max}$ aus DIN 18800-5 [22] bzw. DIN EN 1994-1-1 [35] entsprechen, vgl. Tab. 3-1.

Konrad [68] identifiziert den aktuell gültigen Abminderungsfaktor k_{\perp} als problematisch. Zum einen erfassen Gleichung (3.14) bzw. Gleichung (3.3) nicht die Positionierung des Kopfbolzens in der Profilblechsicke, die Konrad und Kuhlmann [75] als ebenfalls maßgebliche Größe identifiziert haben. Die üblichen auf dem Markt befindlichen Profilbleche weisen aufgrund ihrer geometrischen Abmessungen für das Verhältnis b_o/h_p Werte zwischen 1,09 und 7,93 auf, vgl. auch [62]. Konrad [68] zeigt mit den grafischen Darstellungen des Abminderungsfaktors k_{\perp} in

Abhängigkeit der Einbindetiefe b_0/h_p , vgl. Abb. 3-5 und Abb. 3-6, dass für übliche Einbindetiefen $h_{sc}/h_p = 2$ der Grenzwert $k_{t,max}$ bereits ab einem Verhältnis $b_0/h_p = 1,4$ maßgebend wird und damit die geometrischen Kenngrößen des Profilblechs keine Rolle spielen.

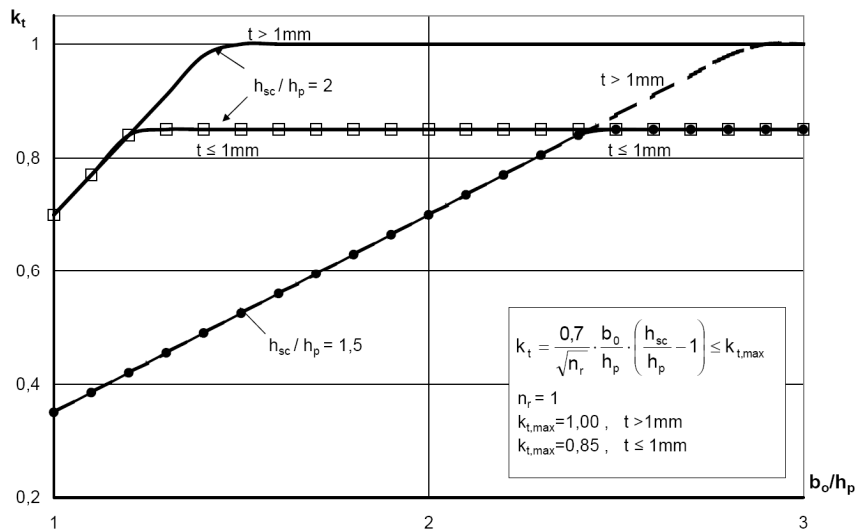


Abb. 3-5: Grafische Darstellung des Abminderungsfaktors für einen Kopfbolzen in der Sicke, nach Konrad [68]

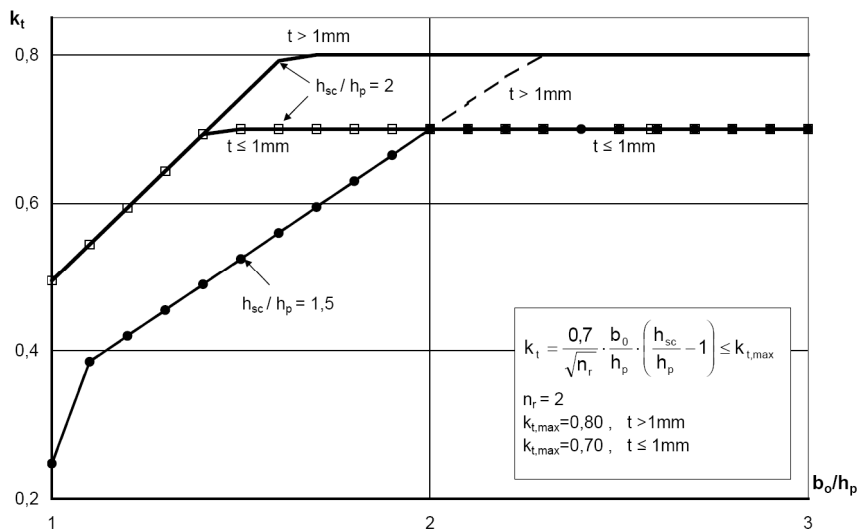


Abb. 3-6: Grafische Darstellung des Abminderungsfaktors für zwei Kopfbolzen in der Sicke, nach Konrad [68]

3.3.7 Zusammenfassung / Schlussfolgerung / Offene Fragen

Alle vorgestellten normativen Berechnungsverfahren zur Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit nach DIN 18800-5 [22], DIN EN 1994-1-1 [35] sowie ANSI/AISC 360-16 [6] basieren auf denselben Grundgleichungen von Ollgaard et al. [95]. Dennoch kommt es insbesondere

durch die unterschiedlichen Bestimmungsgleichungen des E-Moduls zu erheblichen Traglastunterschieden – insbesondere bei niedrigen Betongüten, wodurch der Fall „Betonversagen“ maßgebend wird.

Des Weiteren berücksichtigt der normative Abminderungsfaktor den Einfluss von Profilblechen erkennbar unzureichend. Einerseits berücksichtigt die normative Gleichung nicht die Position des Kopfbolzens in der Sicke, andererseits wird die Abminderung – bedingt durch die auf dem Markt befindlichen Profilblechmodelle – überwiegend durch den oberen Grenzwert $k_{t,max}$ gesteuert. Somit findet nach DIN EN 1994-1-1 [35] – vergleichbar mit ANSI/AISC 360-16 [6] – in der Mehrheit der Fälle lediglich eine pauschale Abminderung für den Fall „Profilblech mit Spannrichtung senkrecht zur Trägerachse“ statt. Eine individuelle Abminderung, die die geometrischen Gegebenheiten des Profilblechs berücksichtigt, erfolgt nicht.

Im Rahmen dieser Arbeit werden senkrecht zur Trägerachse spannende Profibleche mit Verhältniswerten $b_o/h_p > 1,4$ und Einbindetiefen $h_{sc}/h_p \approx 2$ untersucht, die nach DIN EN 1994-1-1 [35] lediglich über den pauschalen Grenzwert $k_{t,max}$ erfasst sind. Es ist daher zu überprüfen, inwieweit die normativen Regelungen mit den Ergebnissen der experimentell in Push-out Versuchen und Trägerversuchen ermittelten Kopfbolzentragfähigkeiten übereinstimmen.

4 Experimentelle Untersuchungen

4.1 Allgemeines

Im Rahmen des RFCS Projektes DISCCO (Development of Improved Shear Connection Rules for Composite Beams) [2] wurden umfangreiche Parameteruntersuchungen an Push-Out Versuchen zur Kopfbolzentragfähigkeit und -duktilität durchgeführt. Des Weiteren wurden in Kooperation mit Industriepartnern alternative Verbundmittel mittels Push-Out Versuchen untersucht: Schenkeldübel X-HVB der Firma „Hilti“ [71; 102] und Betondübel CoSFB [70] der Firma „ArcelorMittal“.

Darüber hinaus durchgeführte Trägerversuche analysieren das Verhalten von Verbundträgern mit profiliertem Betongurt bei niedrigen Verdübelungsgraden, die deutlich unter den Mindestanforderungen von DIN EN 1994-1-1 [35] lagen.

4.2 Unterschiede zwischen Push-out Versuchen und Trägerversuchen

Die Beanspruchung der Verbundmittel erfolgt bei den beiden durchgeführten Versuchsarten – Push-out Versuche und Trägerversuche – auf unterschiedliche Art und Weise.

Bei Push-out Versuchen wird die schlupfverursachende Längsschubkraft unmittelbar von der Prüfmaschine erzeugt und allermeist über den Stahlquerschnitt in den Versuchskörper eingeleitet. Da die Schwereachsen von Stahlträger und Betongurt gegenüber der Schwereachse des Gesamtquerschnitts Exzentrizitäten aufweisen, resultiert durch den Kraftfluss ein Moment, das abhängig vom Maß des Versatzes zu abhebenden Kräften zwischen Betonplatte und Stahlträgerflansch im unteren Bereich des Prüfkörpers führen kann. Um das entstehende Moment so weit als möglich zu minimieren, wurde bei allen selbst durchgeführten Versuchen, die im Rahmen dieser Arbeit beschrieben sind, die Schubkraft konzentriert über den der Schwereachse des Gesamtquerschnitts zugewandten Stahlträger-Flansch eingeleitet und nicht über den gesamten Querschnitt des Stahlträgers, vgl. Abb. 4-6.

Bei den Trägerversuchen wird die Belastung senkrecht zur Schubfuge des Verbundträgers eingeleitet. Hieraus resultiert zunächst eine vertikale Verformung des Trägers. Aus dieser folgt

aufgrund unvollständigen Verbunds eine Relativverschiebung zwischen Stahlträger und Betonplatte, sodass Schlupf entsteht.

Ob – und mit welcher Qualität – Push-out Versuche geeignet sind, die Tragfähigkeit von Verbundmitteln in Verbundträgern korrekt abzuschätzen, wird in der Fachwelt unterschiedlich bewertet. Konrad [68] gibt eine Zusammenfassung der bis 2010 erschienenen Veröffentlichungen. Versuche von Hicks [58], Smith und Couchman [119], Wright et al. [127] zeigen niedrigere Tragfähigkeiten der Kopfbolzen in Push-out Versuchen als bei Trägerversuchen. Begründet wird dies hauptsächlich durch eine zusätzliche Schubkraftkomponente bei Trägerversuchen – verursacht durch die Trägerkrümmung und die daraus resultierende Reibung zwischen Betongurt und Stahlträger in der Schubfuge. Auch bei Push-out Versuchen kann Reibung entstehen, die aber mangels Krümmung des Prüfkörpers deutlich geringer ausfällt. Allgemein ist festzuhalten, dass die zusätzliche Schubkraftkomponente aus Reibung nicht der Kopfbolzentragfähigkeit zugerechnet werden darf, da die Intensität der Reibung von sehr vielen Faktoren beeinflusst wird und daher nicht konstant gewährleistet werden kann. Wright et al. [127] beispielsweise sieht den Unterschied zwischen der Kopfbolzentragfähigkeit in einem Verbundträger und einem vergleichbaren Push-out Versuch bei ungefähr 25%.

Dass dieser Unterschied keinesfalls allgemein gültig ist, zeigt ein Blick in DIN EN 1994-1-1 [35]. Beim Einsatz von Kopfbolzen in Verbundstützen, insbesondere bei einbetonierten Stahlprofilen, und in Krafterleitungsbereichen (vgl. Bild 6.23 in [35]) tritt Reibung planmäßig entweder gar nicht oder in unterschiedlichem Maß auf, sodass sich diese Kopfbolzentragfähigkeiten nicht mehr mit denen aus Verbundträgerversuchen vergleichen lassen. Eine Bestimmungsgleichung der Kopfbolzentragfähigkeit auf Basis von Verbundträgerversuchen ist daher nach Meinung des Autors dieser Arbeit nicht zielführend, obgleich der Einsatz in Verbundträgern die übliche Anwendung von Kopfbolzen darstellt.

Im Rahmen dieser Arbeit wird die experimentell ermittelte Tragfähigkeit von Verbundträgern mit Kopfbolzentragfähigkeiten nachgerechnet, die aus korrespondierenden Push-out Versuchen bestimmt wurden, vgl. Kapitel 5.3. Anhand des Vergleichs zwischen gemessener und rechnerisch ermittelter Momententragfähigkeit können direkt Rückschlüsse auf zusätzliche Effekte bei der Kopfbolzentragfähigkeit, wie sie z.B. aus Reibung resultieren, gezogen werden.

Gleichwohl wird über den aktuell in DIN EN 1994-1-1 [35] empfohlenen Push-out Versuch diskutiert. Dies hat vielfältige Gründe. Döinghaus [41] sieht die Lagerung der Push-out Prüfkörper als entscheidend an für die Eignung, mit diesem Versuch realitätsnahe Vorhersagen für die Tragfähigkeit von Kopfbolzen in Verbundträgern machen zu können. Er unterscheidet zwischen Roll- bzw. Teflonlagerung, einer Lagerung im Mörtelbett, horizontalen Lagern durch

Aufkantungen an den Außenseiten der Betonplatten bzw. horizontalen Abspannungen (Zugstangen), die eine Verdrehung der Betonplatte verhindern sollen. Die fehlende horizontale Lagerung bei Roll- bzw. Teflonlagerung führt im unteren Bereich der Betonplatte bereits bei geringen Lasten zu einer Verdrehung („Abheben“) der Betonplatte. Diese Beanspruchung kommt in einem Verbundträger nicht vor und führt nach Döinghaus [41] zu einer Verminderung der Kopfbolzentragfähigkeit um bis zu 20%. Auf der anderen Seite kommt es bei Push-out Versuchen mit Zugstangen zu einem umgekehrten Effekt: Sind die Zugstangen in der Nähe der Kopfbolzen angeordnet, kommt es zu unplanmäßigen Pressungen im Beton, wodurch sich die Tragfähigkeit dieser Kopfbolzen erhöht.

Weiterhin zu diskutieren ist der Kraftfluss – insbesondere bei horizontaler Halterung, vgl. auch Leonhardt [80] sowie Roik und Hanswille [106]. Es besteht hingegen Einigkeit darüber, dass der Kraftfluss in einem Verbundträger für Betonplatten $h_c \leq 15$ cm näherungsweise nach Abb. 4-1 angenommen werden darf. Zur Bestimmung der Dübelkraft schlagen Roik und Hanswille [106] einen Push-out Versuch nach Abb. 4-2 vor. Dieser entspricht im Wesentlichen dem in DIN EN 1994-1-1 [35] empfohlenen Versuchsaufbau. Sowohl beim Träger als auch beim Push-out Prüfkörper treten in dieser Konstellation abhebende Kräfte in der Betonplatte und somit Zugkräfte in den Dübeln auf. In [77] und [98] zeigen Lam et al. einen Versuchsaufbau mit horizontal liegender Betonplatte, bei der die Last mittels einer Traverse über die gesamte Breite der Betonplatte verteilt eingeleitet wird, was die Entstehung von Zugkräften in den Dübeln verhindern soll.

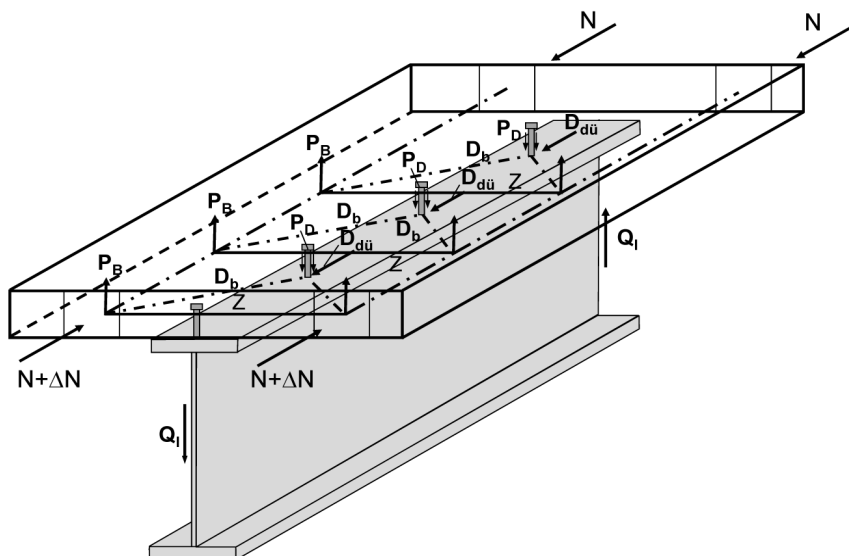


Abb. 4-1: Kraftfluss im Betongurt eines Verbundträgers, aus Konrad [68], nach Roik und Hanswille [106]

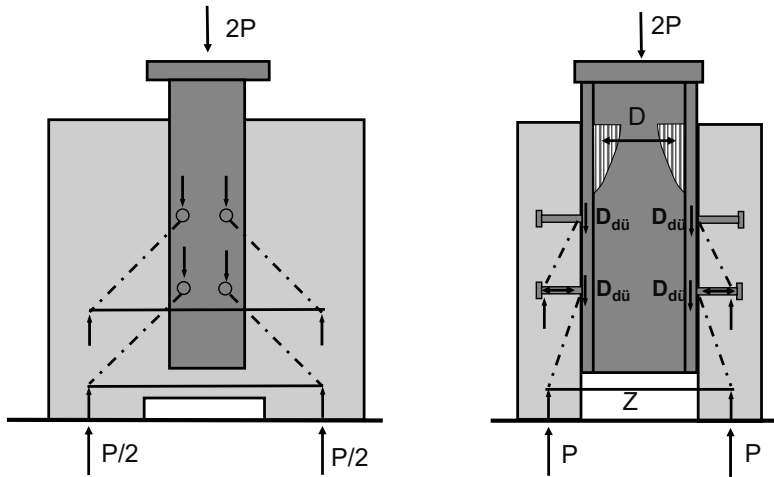


Abb. 4-2: Kraftfluss im Betongurt eines Push-out Prüfkörpers, aus Konrad [68], nach Roik und Hanswille [106]

Es ist in Frage zu stellen, ob ein derartiger Versuchsaufbau die wahren Gegebenheiten in einem Verbundträger mit Biegebeanspruchung besser simulieren kann – zumal konstruktionsbedingt hier eventuell entstehende Risse in der Betonplatte vollständig überdrückt werden. Dies ist bei einem Verbundträger unter Biegebeanspruchung mit Nulllinienlage in der Betonplatte nicht der Fall.

Im Rahmen des DISCCO Projekts [2] untersucht Nellinger [89] den Einfluss von gleichzeitiger Quer- und Schubbeanspruchung bei Push-out Prüfkörpern. Es wird hier Bezug genommen auf die Arbeiten von Hicks und Smith [57] sowie von Rambo-Roddenberry [99], die ebenfalls querbeanspruchte Push-out Versuche durchführen. Sowohl Hicks und Smith als auch Rambo-Roddenberry stellen bei zentrischer Querlast (Lasteinleitung über dem Steg des Stahlträgers) eine Steigerung der Kopfbolzentragfähigkeit fest. Nellinger [89] untersucht darüber hinaus den Einfluss einer exzentrischen Querbelastung, was beispielsweise einen Innenträger einer durchlaufenden Verbunddecke simulieren soll. Nach Meinung des Autors dieser Arbeit hat die Stärke der Querlast durch die Pressung zwischen der Betonplatte und dem Stahlträger in Form von Reibung in der Schubfuge einen entscheidenden Einfluss auf das Tragverhalten der Kopfbolzen. Reibung ist jedoch bei der versuchsgestützten Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit so gut wie möglich auszuschließen, da sich laststeigernde Effekte aus Reibung nur sehr schwer reproduzieren lassen – es sei an dieser Stelle beispielhaft nur an die unterschiedlichen Rauigkeiten und damit Reibungskoeffizienten der Stahlträgeroberflächen verwiesen. Ebenso gibt es in der Literatur sehr weit gestreute Kennzahlen für die Reibungskoeffizienten. Müller [87] gibt die Reibungszahl zwischen Stahl und Beton mit $\mu = 0,35$ an, DIN EN 1337-1 [30] für unbeschichtete Stahloberflächen mit $\mu = 0,60$, was nahezu dem doppelten Wert entspricht. DIN 4141-1 [23] als Vorgängernorm der DIN EN 1337-1 [30] ging von einer Reibungszahl

$\mu = 0,50$ aus. Des Weiteren lassen sich Ergebnisse solcher modifizierten Versuche nur sehr schwer mit Ergebnissen vorangehender „klassischer“ Versuche vergleichen, wie sie beispielsweise Konrad [68] zusammengetragen hat.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass ein „klassischer“ Push-out Versuch durchaus geeignet ist, die Tragfähigkeit sowie das Last-Verformungsverhalten hinreichend genau zu bestimmen.

Alternativ kann die tatsächliche Kopfbolzentragfähigkeit in einem Verbundträger unabhängig von Push-out Versuchen bestimmt werden. Im Folgenden wird dargelegt, dass sich dieses Verfahren auch nur eingeschränkt eignet – bei gleichzeitig bedeutend höheren Versuchskosten. Trägerversuche zur Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit können sich an DIN EN 1994-1-1 [35], Anhang B.3.6, orientieren. Hierbei wird ein 4-Punkt-Versuch an sogenannten „Schubträgern“ durchgeführt und anschließend das Teilverbunddiagramm (vgl. Abb. 4-3(a)) ausgewertet. Voraussetzung für eine Auswertung nach diesem Verfahren ist das Versagen der Schubfuge. Um dies zu gewährleisten, kann einerseits die Länge des schubbeanspruchten Bereichs (Abstand zwischen Auflager und Lasteinleitungspunkt, vgl. Abb. 4-3(b)) oder andererseits die Anzahl der Verbundmittel in diesem Bereich reduziert werden. Aus diesem Grund

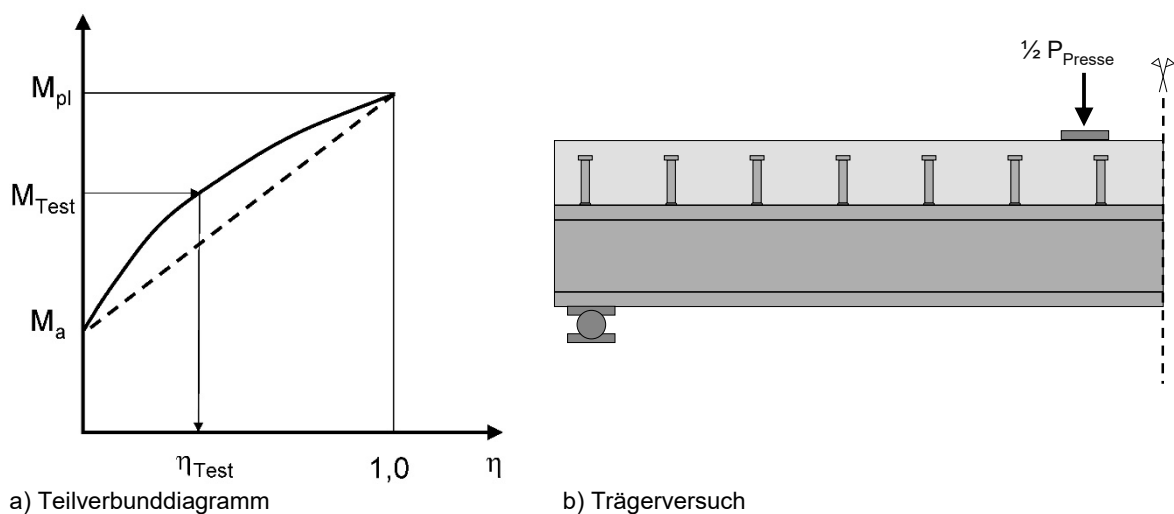


Abb. 4-3: Qualitative Darstellung eines Teilverbunddiagramms und Skizze eines Trägerversuchs unter Berücksichtigung der Symmetrie, aus [68]

ist es problematisch, dass bereits im Vorfeld des Versuchs die maximale plastische Momenten­tragfähigkeit M_{pl} und die plastische Momenten­tragfähigkeit des reinen Stahlträgers M_a ermittelt werden müssen, um das Teilverbunddiagramm (vgl. Abb. 4-3(a)) bestimmen zu können – und dies, obwohl zum Zeitpunkt der Auslegung des Verbundträgers weder die tatsächlichen Materialfestigkeiten des Stahls noch des Betons bekannt sind. Es besteht dadurch die Gefahr, dass die Momenten­tragfähigkeit des Verbundträgers überschätzt wird und es somit nicht zu

einem Versagen der Schubfuge kommt, sondern beispielsweise zum Biegedruckversagen des Betons oder zum vorzeitigen Fließen des Stahlprofils. Für den Fall, dass tatsächlich die Schubfuge zuerst versagt, kann mittels des Teilverbunddiagramms über die gemessene Momententragfähigkeit M_{Test} auf den Verdübelungsgrad η_{Test} geschlossen werden. Die für den Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach DIN EN 1994-1-1 [35] zulässige vereinfachte lineare Teilverbund-Beziehung zwischen der reinen Stahlträgertragfähigkeit M_a und der Verbundträgertragfähigkeit M_{pl} führt in diesem Fall zu Ergebnissen auf der unsicheren Seite, da sich für den Verbundträger ein deutlich zu hoher Verdübelungsgrad ergibt.

Die so ermittelte Schubkraft in der Verbundfuge müsste – wie oben erläutert – noch um die Reibkraft reduziert werden. Analog zu den Push-out Versuchen ist es bei Verbundträgern schwierig, einen genauen Reibbeiwert anzugeben, sodass hier lediglich Abschätzungen getroffen werden können. Hohe Pressenkräfte, vergleichsweise kurze Trägerspannweiten der Schubträger sowie die schwierige Festlegung des Anteils der Reibung in der Schubkraft führen zu einer großen Streubreite bei der Rückrechnung der Verbundmitteltragfähigkeiten.

Zudem ist davon auszugehen, dass Verbundmittel in einem Verbundträger bei Erreichen der maximalen Momententragfähigkeit unterschiedlich verformt sind. Ursache hierfür ist der in der Schubfuge entstehende Schlupf. Vereinfacht kann davon ausgegangen werden, dass der Schlupf ausgehend von der Stelle der Lasteinleitung bzw. Feldmitte zum Auflager hin linear zunimmt. Dies bedeutet aber, dass sich Verbundmittel in Auflagernähe möglicherweise bereits im Nachtragverhalten befinden und gleichzeitig Verbundmittel nahe der Lasteinleitung noch deutlich unterhalb ihrer maximalen Last liegen. Bei einem Push-out Versuch kann hingegen davon ausgegangen werden, dass alle Verbundmittel bei einer bestimmten Laststufe nahezu gleich stark verformt sind.

Im Teilverbunddiagramm nach DIN EN 1994-1-1 [35] wird die Momententragfähigkeit der Betonplatte vernachlässigt. Dies kann ebenso dazu führen, dass die Schubkraft in der Verbundfuge überschätzt wird. Sauerborn und Sauerborn [109] weisen für Geschossdecken darauf hin, dass bei der Auswertung des Teilverbunddiagramms die Berücksichtigung der Momententragfähigkeit der Betonplatte auf einem bestimmten Lastniveau M_{Test} zu einem etwas geringeren Verdübelungsgrad und damit zu einer etwas geringeren Schubkraft führt, vgl. Abb. 4-4.

Während die Momententragfähigkeit der Betonplatte bei gewöhnlichen Verbundträgern nur eine untergeordnete Rolle spielt und deshalb vernachlässigt wird, konnten Rieg [103] und Hauf [55] zeigen, dass besonders bei Verbundträgern niedriger Bauhöhe („Slim-Floor Träger“) der Anteil der Momententragfähigkeit, der von der Betonplatte übernommen wird, im Vergleich zur Tragfähigkeit des Stahlträgers stark zunehmen kann. Rieg [103] und Hauf [55] zeigen außer-

dem, dass sowohl die Verteilung der Dehnungen über die Betonplattenhöhe als auch die mittragende Betongurtbreite nicht exakt bestimmt werden können und die entsprechenden Regelungen in DIN EN 1994-1-1 [35] als auch bereits deren Vorgängernorm in Deutschland DIN 18800-5 [22] sehr konservativ sind bzw. waren. Die Messung der Dehnungen bzw. Kräfte in der Bewehrung ist ebenfalls sehr aufwändig – die Applikation von Dehnungsmessstreifen (DMS) im Beton ist zudem sehr störanfällig oder verfälscht sogar das globale Versuchsergebnis, vgl. [69]. Diese Faktoren erschweren die Bestimmung der Normalkraft in der Betonplatte. Vergleichsweise einfach kann hingegen die Bestimmung der Normalkraft im Stahlträger mittels oberflächlich applizierter Dehnungsmessstreifen erfolgen. Aus Gleichgewichtsgründen müssen die Kräfte im Stahlträger und der Betonplatte gleich groß sein. Allerdings kann auch hier keine kontinuierliche Messung über die gesamte Trägerhöhe erfolgen, sodass für die Dehnungsverteilung wiederum eine Annahme (linear, konstant, ...) getroffen werden muss. Es wäre zu untersuchen, ob diese Annahmen auf Traglastniveau bei einem plastizierten Querschnitt ausreichend genau sind.

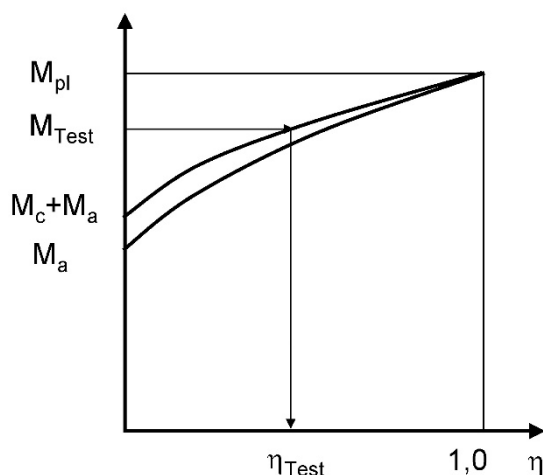


Abb. 4-4: Qualitative Darstellung eines Teilverbunddiagramms unter Berücksichtigung der Momententragfähigkeit der Betonplatte nach [109]

Abschließend ist festzustellen, dass sowohl der Push-out Versuch als auch der Trägerversuch zur Bestimmung der Verbundmitteltragfähigkeit Vor- und Nachteile zeigen. Im Rahmen des DISCCO Projekts [2] wurde diese Problematik aufgegriffen und identisch konfigurierte Push-out Versuche und Trägerversuche einander gegenübergestellt. Somit kann die ermittelte Kopfbolzentragfähigkeit in den beiden unterschiedlichen Versuchen unmittelbar miteinander verglichen werden, vgl. Kapitel 4.3.3, 4.3.4 und 4.4.3.

4.3 Versuchsbeschreibung Push-out Versuche

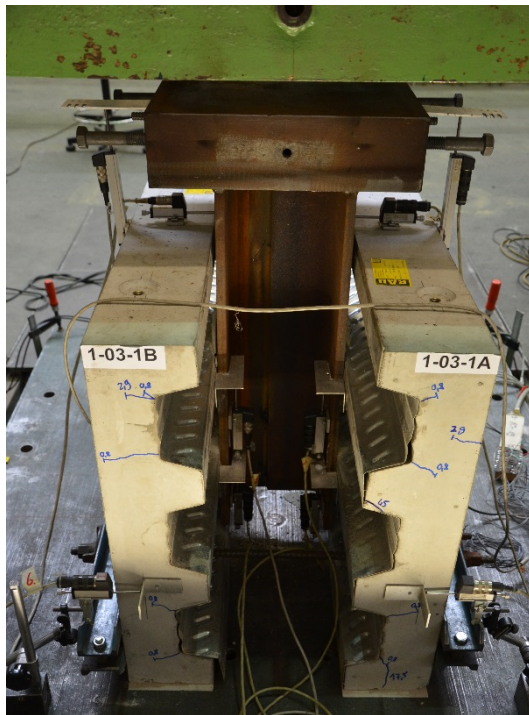
4.3.1 Allgemeines

Die untersuchten Push-out Versuchskörper stammen aus drei Forschungsprojekten:

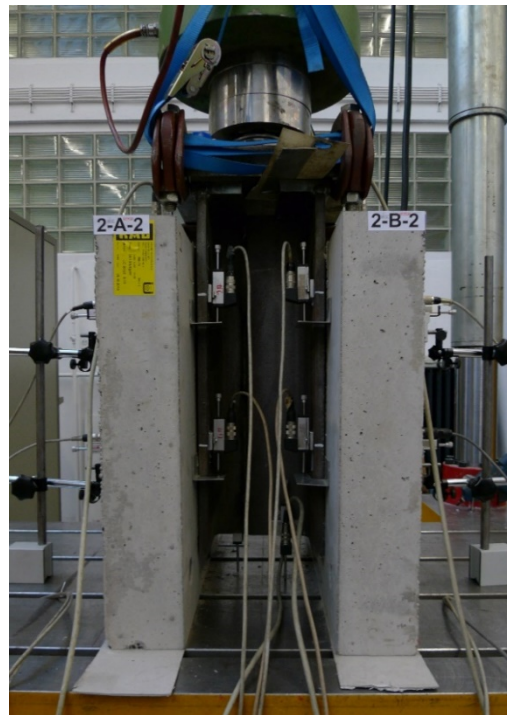
- DISCCO: Development of Improved Shear Connection Rules in Composite Beams [3; 2]
- HILTI X-HVB: Beantragung einer europäischen Zulassung für den X-HVB Schenkeldübel [71; 102]
- ArcelorMittal CoSFB: Beantragung einer nationalen Zulassung für den CoSFB Betondübel [72; 101]

Details der Ergebnisse aller durchgeführten Versuche können dem Anhang entnommen werden.

Das DISCCO Forschungsprojekt [2] beschäftigt sich hauptsächlich mit der Tragfähigkeit von Kopfbolzen in profilierten Betongurten. Als Referenzprüfkörper wurden ergänzend Push-out Versuche mit Vollbetonplatten getestet. Besonderes Augenmerk wurde hierbei auf die Duktilität der unterschiedlichen Konfigurationen gelegt.



a) Push-out Versuch aus DISCCO [2]



b) Push-out Versuch aus HILTI X-HVB [71]

Abb. 4-5: Durchführung der Versuche mit Betongurt mit Profilblech sowie mit massiver Betonplatte

Im Rahmen des Forschungsprojekts in Kooperation mit der Firma Hilti [71; 102] wurde für X-HVB Schenkeldübel eine europäische Zulassung beantragt. Hilti X-HVB Schenkeldübel stellen

eine innovative Verbundlösung vor allem beim „Bauen im Bestand“ dar, da die Dübel mittels Setzbolzen befestigt werden und somit ungeachtet der Schweißseignung des Stahlträgers eingesetzt werden können. Die bereits bestehende sehr umfangreiche Datenbasis wurde mit ergänzenden Versuchen erweitert, die sowohl neue Modelle der X-HVB Schenkeldübel umfassten als auch Tragfähigkeiten der Schenkeldübel in unterschiedlichen Betonsorten untersuchten.

Die CoSFB Betondübel von ArcelorMittal [70] stellen eine neuartige Möglichkeit zur Verbund-sicherung dar. Hierbei werden durch Bohrungen im Steg des Stahlträgers Bewehrungsstäbe geführt, die anschließend in die Betonplatte einbetoniert werden und somit eine schubfeste Verbindung zwischen Stahlträger und Betonplatte gewährleisten. Verbundträger dieser Bauart können große Spannweiten bei vergleichsweise geringen Bauhöhen überwinden.

4.3.2 Versuchsdurchführung

Die Versuchsdurchführung erfolgte – sofern in den nachfolgenden Abschnitten nicht anderweitig beschrieben – entsprechend den Empfehlungen nach DIN EN 1994-1-1 [35], Anhang B. Gemäß DIN EN 1994-1-1 [35], Anhang B.2.4 wurde die Versuchslast zunächst in mehreren Stufen bis zu 40% der erwarteten Bruchlast gesteigert und anschließend 25 Lastzyklen mit Ober- bzw. Unterlasten von 40% bzw. 5% der erwarteten Bruchlast aufgebracht. Dieses Vorgehen wird empfohlen, um Effekte wie Haftreibung zwischen Betongurt und Stahlträger so weit wie möglich zu minimieren, um die reinen Dübeltragfähigkeiten bestimmen zu können.

Der jeweils erste Probekörper einer Serie wurde in Schritten von je 10 kN belastet, bis 40% der erwarteten Bruchlast erreicht waren. Zeigte die Last-Schlupf-Kurve bereits vor Erreichen von 40% der erwarteten Bruchlast einen nichtlinearen Verlauf, so wurde keine weitere Laststeigerung durchgeführt und die maximale Belastung am Ende des elastischen Bereichs der Last-Schlupf-Kurve als Oberlast festgelegt. Beim zweiten und dritten Versuchskörper einer Serie wurden die Ober- und Unterlast entsprechend den Erkenntnissen des ersten Versuchs aus Vergleichsgründen entsprechend beibehalten. Der komplette Vorbelastungsvorgang wurde kraftgesteuert gefahren. Nach Ende des 25. Lastwechsels wurde die Steuerung der Prüfmaschine auf Wegsteuerung umgeschaltet und die Verschiebung in Weg-Inkrementen von je 1 mm mit einer Geschwindigkeit von $v = 0,01 \text{ mm/s}$ aufgebracht, bis die Last-Schlupf-Kurve ihr Maximum erreicht hatte. Dieses Vorgehen gewährleistete, dass die Versuchsdauer bis zur Bruchlast deutlich mehr als 15 min betrug – wie von DIN EN 1994-1-1 [35] gefordert. Anschließend wurden die Weg-Inkmente auf 2 mm erhöht mit $v = 0,02 \text{ mm/s}$, im deutlichen

Nachtraglastbereich wurde auf 5 mm und $v = 0,05$ mm/s gesteigert. Die Versuche wurden beendet, wenn entweder das Versagen eines bzw. mehrerer Verbundmittel auftrat oder die Versuchslast unter 70-75% der Maximallast gefallen war.

Über die normativen Anforderungen hinaus wurde bei sämtlichen Versuchen der Einfluss der Kurzzeitrelaxation (vgl. Hanswille et al. [50; 52; 51]) bestimmt – mit Ausnahme der Versuche mit Hilti X-HVB Schenkeldübeln, um die neuen Versuche widerspruchsfrei zur bestehenden Versuchsdatenbank zu halten. Die weggesteuerte Prüfmaschine wurde hierzu mehrfach vor und nach der Bruchlast angehalten und die jeweils aktuell aufgebrachte Verschiebung für rund 5 Minuten beibehalten. Durch den Effekt der Kurzzeitrelaxation erfolgte in dieser Zeitspanne ein Lastabfall, der ungefähr 10% der anliegenden Pressenkraft betrug. Aus diesen Haltepunkten kann neben der „dynamischen“ Last-Verformungskurve eine statische Last-Verformungskurve ermittelt werden. Weitergehende Informationen zur Versuchsdurchführung können [3], [71] und [73] entnommen werden.

Nach Anhang B.2.3(1) in DIN EN 1994-1-1 [35] sind die beiden Betongurte in horizontaler Lage („wie die Gurte von Verbundträgern“) zu betonieren. Gleichzeitig ist nach Meinung des Autors unbedingt ein zeitlicher Versatz bei der Betonage der beiden Betongurte zu vermeiden. Um diesen Forderungen gleichzeitig gerecht werden zu können, wird der Stahlträger am Flansch in Trägerlängsrichtung halbiert und jede Versuchskörperhälfte getrennt betoniert. Anschließend werden beide Versuchskörperhälften entlang der Trennlinie wieder kraftschlüssig verschweißt. Diese Vorgehensweise bietet zudem den Vorteil, dass eventuelle Imperfektionen (verzogener Stahlträger, geringfügig „schiefe“ Betonage) vor dem Schweißvorgang ausgeglichen werden können. Somit wird versucht, bei den verschiedenen Probekörpern einer Versuchsserie die geometrischen Imperfektionen so weit wie möglich zu minimieren, um die bestmögliche Vergleichbarkeit untereinander gewährleisten zu können. Über den Flanschen werden zusätzliche Stahlplatten aufgeschweißt, die als Lasteinleitungspunkte dienen. Hierdurch wird die Exzentrizität zwischen Lastein- und Lastausleitung im Versuchskörper minimiert und die Kopfbolzen überwiegend auf Schub beansprucht.

4.3.3 Versuchskörper mit Kopfbolzen in Vollbetonplatten

4.3.3.1 Versuchskörpergeometrien und Parameterbereiche

In [2] sind u.a. die Ergebnisse von 9 Push-Out Versuchen mit massivem Betongurt dargestellt. Die Planung und die Versuchsdurchführung orientierte sich an DIN EN 1994-1-1 [35], Anhang B.2 „Versuche für Verbundmittel“. Die Ergebnisse dieser Push-out Versuche dienen als Referenz gegenüber allen anderen im Rahmen von DISCCO [3; 2] durchgeführten Versuchen an

Kopfbolzen in Kombination mit profilierten Betongurten. Die Betongurte der Versuchskörper mit den Abmessungen 600x600x150 mm stimmen genau mit den Vorgaben nach DIN EN 1994-1-1 [35] überein. Um die Kräfte gezielt vom Stahlträger über die Verbundfuge in den Betongurt zu leiten, weisen alle Versuchskörper an der Aufstandsfläche des Betongurts eine mittige Aussparung auf. Die Bewehrung der Betonplatte erfolgt normgemäß mit Betonstahl \varnothing 10 mm. Ebenso ist das Stahlprofil entsprechend der normativen Vorgaben als HEB 260 Profil ausgeführt. Pro Versuchskörperhälfte waren 4 Kopfbolzen jeweils paarweise angeordnet, vgl. Abb. 4-6.

Diese Versuchsserie untersucht das Last-Schlupf-Verhalten von Kopfbolzen in massiven Betongurten. Hierbei wurden folgende Parameter variiert und deren Einfluss erfasst:

- Betongüte: C30/37 oder C40/50,
- Durchmesser der Kopfbolzen: 19 mm oder 22 mm.

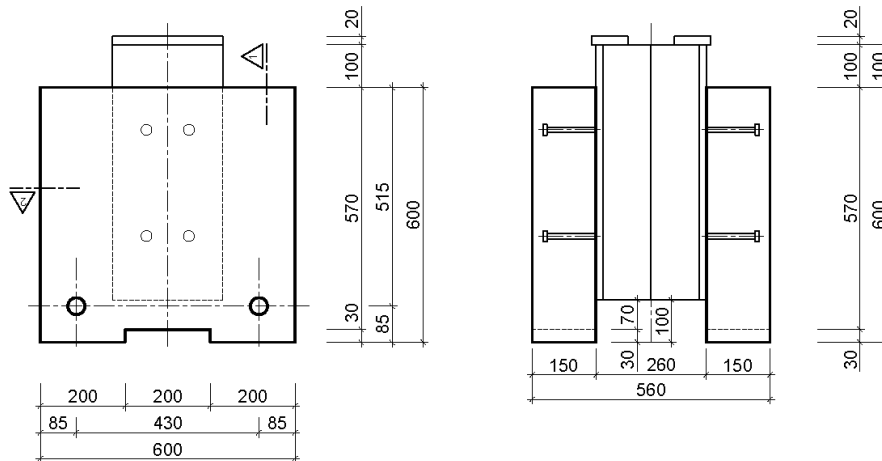


Abb. 4-6: Abmessungen der Versuchskörper mit massiver Betonplatte

4.3.3.2 Materialkennwerte

Die Versuchsserien 1-01, 1-02-1 und 1-02-2 aus [2] wurden als Push-out Tests mit massiver Betonplatte ausgeführt. Die Kennwerte sind in Tab 4-1 angegeben. Die Höhe h sowie der Schaftdurchmesser d_{sc} der Kopfbolzen wurde im aufgeschweißten Zustand gemessen. Die angegebenen Werte sind pro Versuchskörper gemittelt. Die Zugfestigkeit f_u der Kopfbolzen ist den Hersteller-Prüfzeugnissen entnommen. Sämtliche eingesetzten Kopfbolzen eines bestimmten Durchmessers stammten aus einer Materialcharge. Die zugehörigen Betondruckfestigkeiten f_{cm} wurden zeitgleich an der MPA Uni Stuttgart aus dem Mittelwert von jeweils drei Prüfwürfeln ermittelt. Der Elastizitätsmodul E_{cm} wurde nach DIN EN 1992-1-1 [32] über nachfolgend dargestellte Gleichung bestimmt.

$$E_{cm} = 22 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3} \quad (4.1)$$

Tab. 4-1: Materialkennwerte Push-out Versuche: Kopfbolzen in Vollbetonplatte

Serie	i	Kopfbolzen		f_u [N/mm ²]	Beton		Bewehrung	
		d [mm]	h_{sc} [mm]		f_{cm} [N/mm ²]	E_{cm} [N/mm ²]	Untere Lage	Obere Lage
1-01	1	19,11	123,40	467	44,2	34350 ⁺	Ø10/150	Ø10/150
	2	19,05	122,50		44,3	34390 ⁺		
	3	19,11	123,25		44,8	34504 ⁺		
1-02-1	1	22,19	123,50	514	45,6	34673 ⁺	Ø10/150	Ø10/150
	2	22,29	124,10		45,5	34662 ⁺		
	3	22,28	123,90		44,2	34368 ⁺		
1-02-2	1	22,28	123,50	514	46,2	34824 ⁺	Ø10/150	Ø10/150
	2	22,23	123,50		45,8	34718 ⁺		
	3	22,23	123,30		45,4	34628 ⁺		

⁺ $E_{cm} = 22 (f_{cm}/10)^{0,3}$

4.3.3.3 Versuchsergebnisse

Die Versuchsserie mit massiver Betonplatte ohne Trapezprofilblech wurde durchgeführt, um alle weiteren Versuchsserien mit diesen Ergebnissen vergleichen zu können. Alle Versuche wiesen eine vergleichsweise hohe Betondruckfestigkeit zwischen 44 und 46 N/mm² auf (vgl. Tab. 4-2).

Aus diesem Grund kam es nach einem ersten Bereich mit sehr duktilem Last-Schlupf-Verhalten zu einem abrupten Stahlversagen in Form von Abscherversagen des Kopfbolzenschaftes (vgl. Abb. 4-8 und Abb. 4-7). Trotz dieser hohen Betondruckfestigkeiten zeigten alle Prüfkörper ein hohes charakteristisches Verformungsvermögen und erfüllten das 6mm-Duktilitäts-Kriterium nach DIN EN 1994-1-1 [35], vgl. Tab. 4-2. Der Einfluss der Betonrelaxation (Lastabfälle in der Lastschlupf-Kurve, vgl. Abb. 4-8) wurde zu ca. 10% bestimmt.

Tab. 4-2: Ergebnisse Push-out Versuche: Kopfbolzen in Vollbetonplatte (2*4 Kobos/Versuchskörper)

Serie	i	d [mm]	f_c [N/mm ²]	P_e [kN/Kobo]	$P_{e,static}$ [kN/Kobo]	P_{Rk} [kN/Kobo]	$P_{Rk,static}$ [kN/Kobo]	δ_u^\ddagger [mm]	δ_{uk}^\ddagger [mm]
2	19	44,3	169,00	153,25	13,43				
3	19	44,8	168,69	151,06	11,20				
1-02-1	1	22	45,6	215,31	195,31	193,78	175,78	10,56	9,50
	2	22	45,5	216,75	196,88			13,69	
	3	22	44,2	218,43	198,50			13,38	
1-02-2	1	22	46,2	206,81	188,56	186,13	169,09	11,58	10,42
	2	22	45,8	211,56	189,13			14,47	
	3	22	45,4	208,68	187,88			14,11	

[‡] Bestimmt mittels P_{Rk}

Dabei beschreibt P_e das gemessene Versuchsergebnis, $P_{e,static}$ das Versuchsergebnis unter Berücksichtigung der Relaxation und δ_u das tatsächliche Verformungsvermögen des Verbundmittels. P_{Rk} , $P_{Rk,static}$ und δ_{uk} sind die hieraus nach DIN EN 1994-1-1 [35], Anhang B.2.5 abgeleiteten charakteristischen Größen.



Abb. 4-7: Abscherversagen der Kopfbolzen, aus [2]

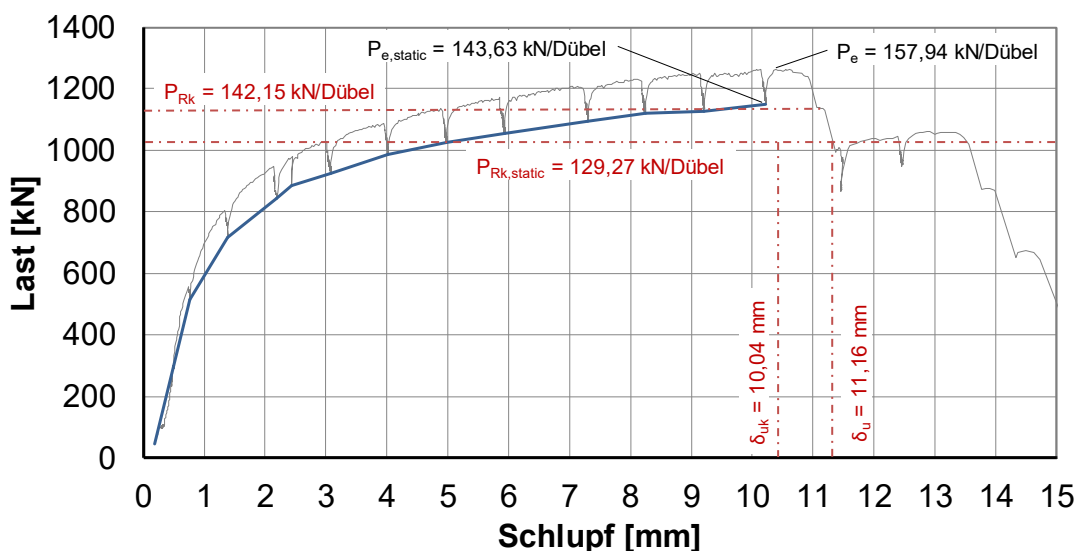


Abb. 4-8: Last-Schlupf-Kurve mit massiver Betonplatte, Versuch 1-01-1 aus [2]

4.3.4 Versuchskörper mit Kopfbolzen in profilierten Betongurten

4.3.4.1 Versuchskörpergeometrien und Parameterbereiche

In [2] sind u.a. die Ergebnisse von 27 Push-Out Versuchen mit profilierten Betongurten zusammengestellt. Die Planung und die Versuchsdurchführung orientierten sich an DIN EN 1994-1-1 [35], Anhang B.2 „Versuche für Verbundmittel“. Mit der Wahl der Trapezprofilbleche ArcelorMittal Cofrastra 56 und ArcelorMittal Cofraplus 60 (vgl. Abb. 4-9 und Abb. 4-10) wurde bei den durchgeführten Untersuchungen das Spektrum üblicher Trapezprofilblechgeometrien abgedeckt, indem ein offenes und ein hinterschnittenes Profil verwendet wurde.

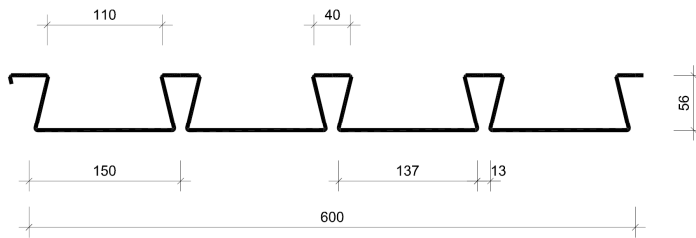


Abb. 4-9: Verwendete Trapezprofilblechgeometrie: Cofrastra 56 ($h_{\text{Profil}} = 56 \text{ mm}$)

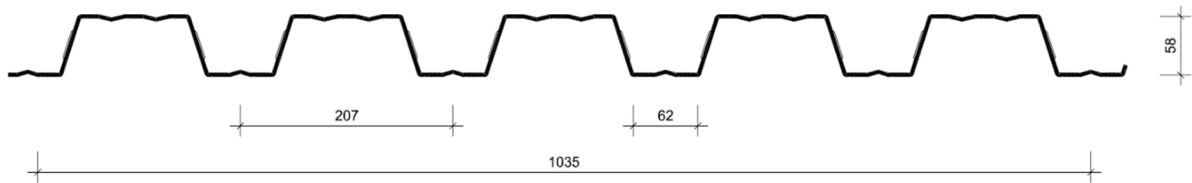


Abb. 4-10: Verwendete Trapezprofilblechgeometrie: Cofraplus 60 ($h_{\text{Profil}} = 58 \text{ mm}$)

Während Konrad [68] großes Augenmerk auf die Position der Kopfbolzen in der Profilblechsicke legte, wurden bei den nun durchgeführten Experimenten zusätzlich zum Einfluss der Form des Trapezprofilblechs folgende Parameter bzw. Einflussfaktoren auf die Kopfbolzentragfähigkeit variiert und untersucht:

- Durchmesser der Kopfbolzen: 19 mm oder 22 mm,
- Anzahl der Kopfbolzen je Sicke: ein oder zwei Kopfbolzen, jeweils mittig in der Profilblechsicke angeordnet,
- Einfluss der Kopfbolzenschweißung: durch das Profilblech geschweißt oder direkt auf den Stahlobergurt geschweißt mit vorgelochtem Profilblech,
- Einfluss der Betongüte: C30/37 oder C40/50,
- Einfluss der Relaxation des Betons,
- Einfluss der Anordnung der Bewehrung: ein- oder zweilagige Bewehrung.

Die Abmessungen der Versuchskörper sind in Abb. 4-11 und Abb. 4-12 dargestellt. Um die Lastausbreitung in der profilierten Betonplatte nicht durch eine zu geringe Plattenbreite zu begrenzen, wurde der Betongurt gegenüber dem Versuch nach DIN EN 1994-1-1 [35] auf beiden Seiten um jeweils 15 cm verbreitert. Die Gesamtbreite der Betonplatte beträgt somit 90 cm. Die Höhe der Betongurte wurde an die Geometrie der Profilbleche angepasst. Somit ergab sich für die Versuchskörper mit Cofrastra 56 Profilblechen eine Höhe des Betongurts von 600 mm und für die Versuchskörper mit Cofraplus 60 Profilen 683 mm.

Obwohl beide eingesetzten Profilbleche grundsätzlich konform mit den Vorgaben nach DIN EN 1994-1-1 [35], Abs. 6.6.1.2 (3) sind, ergaben sich z.B. durch Kombination mit paarweisen Kopfbolzen pro Sicke bzw. mit Kopfbolzen des Durchmessers 22 mm Konfigurationen, die nicht den normativen Vorgaben entsprachen, vgl. hierzu auch Angaben in Kapitel 3.3.3.

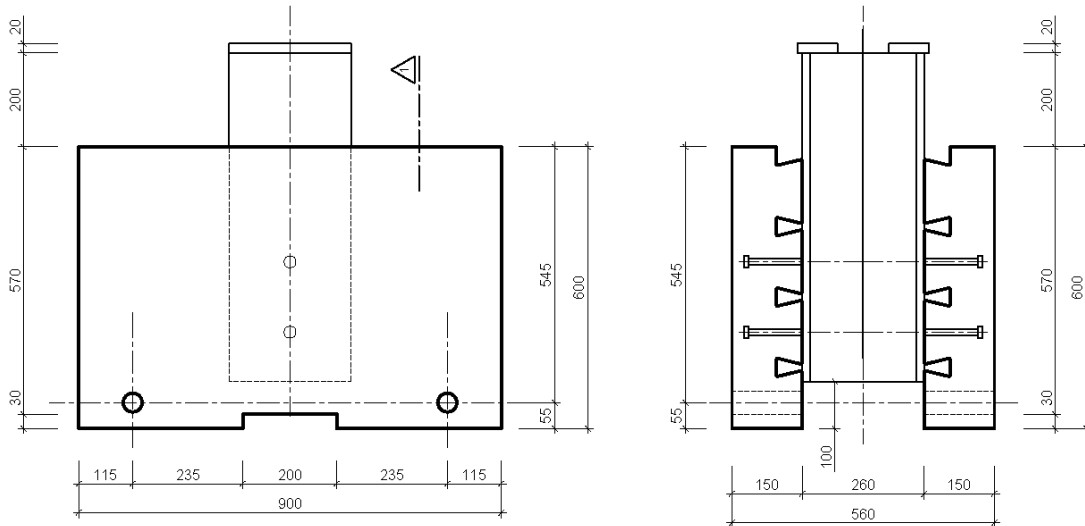


Abb. 4-11: Abmessungen der Versuchskörper mit Cofrastra 56 Trapezprofilblech, aus [3]

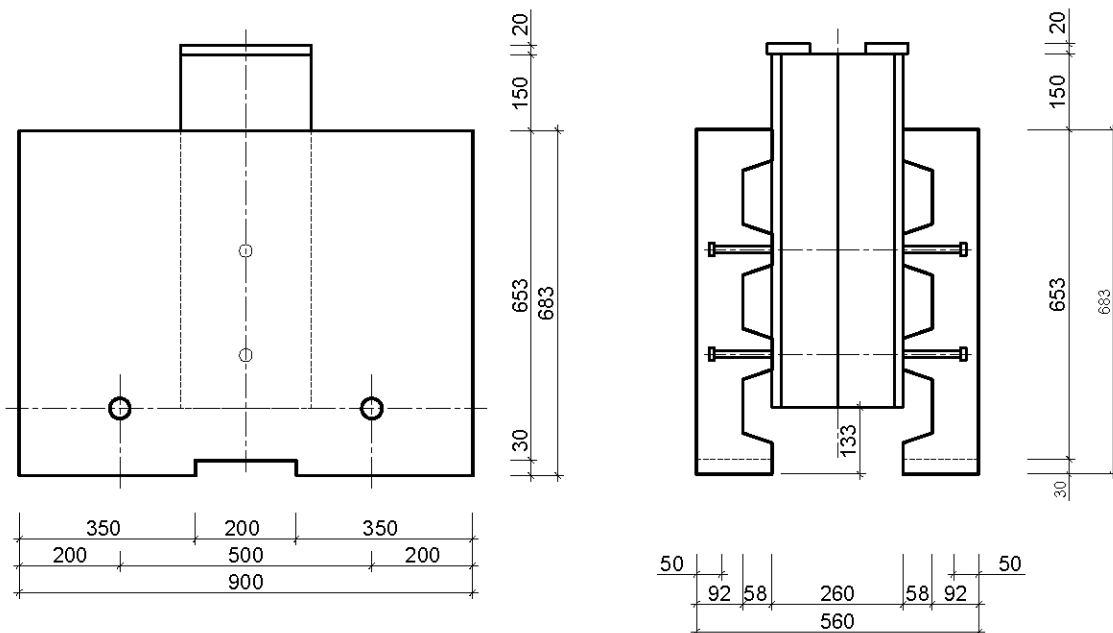


Abb. 4-12: Abmessungen der Versuchskörper mit Cofraplus 60 Trapezprofilblech, aus [3]

Um die Kräfte gezielt vom Stahlträger über die Verbundfuge in den Betongurt zu leiten, weisen alle Versuchskörper an der Aufstandsfläche des Betongurts eine mittige Aussparung auf. Die Bewehrung der Betonplatte erfolgt – sofern im Versuchsprogramm vorgesehen – mit einer Q335A-Matte in oberer Lage bzw. einer Q188A-Matte in unterer Lage. Durch die in der Betonplatte vorgesehenen Bohrungen war vorgesehen, mittels Zugstangen die auftretenden Horizontalkräfte kurzzuschließen, vgl. Abb. 4-2. Die Versuche zeigten jedoch, dass selbst auf Traglastniveau bei den durchgeführten Versuchen kaum Horizontalkräfte aufgetreten sind. Das Stahlprofil ist entsprechend der normativen Vorgaben als HEB 260 Profil ausgeführt.

4.3.4.2 Materialkennwerte

Die Versuchsserien 1-03, 2-01 bis 2-08 sowie 3-03 bis 3-10 aus [2] wurden als Push-out Tests mit profiliertem Betongurt ausgeführt. Die Kennwerte sind in Tab. 4-3 angegeben. Die Höhe h sowie der Schaftdurchmesser d_{sc} der Kopfbolzen wurde im aufgeschweißten Zustand gemessen. Aufgrund eines Defekts am Messschieber bei der Messung der Kopfbolzenhöhen der Versuchsserien 2-02 bis 2-05 wurde auf der sicheren Seite liegend weiteren Berechnungen der Nenndurchmesser 19 mm zugrunde gelegt. Die angegebenen Werte sind pro Versuchskörper gemittelt. Die Zugfestigkeit f_u der Kopfbolzen ist den Hersteller-Prüfzeugnissen entnommen. Sämtliche eingesetzten Kopfbolzen eines bestimmten Durchmessers stammen aus einer Materialcharge. Die Betondruckfestigkeiten f_{cm} wurden an der MPA Uni Stuttgart ermittelt. Der daraus ermittelte Elastizitätsmodul E_{cm} wurde nach Gleichung (4.1) bestimmt.

Tab. 4-3: Materialkennwerte Push-out Versuche: Kopfbolzen in profiliertem Betongurt

Serie	i	Profilblech			Kopfbolzen				Beton		Bewehrung	
		h_p [mm]	b_m [mm]	t [mm]	d [mm]	h_{sc} [mm]	n_r	f_u [N/mm ²]	f_{cm} [N/mm ²]	E_{cm} [N/mm ²]	Untere Lage	Obere Lage
1-03	1				22,14	123,30	1		41,0	33605 ⁺		
	2	58	81,5	0,88	22,10	122,50	1	514	42,5	33968 ⁺	Q188A	Q335A
	3				22,22	122,75	1		42,9	34061 ⁺		
2-01	1				19,11	121,75	1 [‡]		42,4	33932 ⁺		
	2	58	81,5	0,88	19,12	121,75	1 [‡]	467	42,6	33991 ⁺	-	Q335A
	3				19,23	122,00	1 [‡]		41,8	33784 ⁺		
2-02	1	58	81,5	0,88	19,00	122,50	1 [‡]	467	40,7	33508 ⁺	Q188A	Q335A
2-03	1	58	81,5	0,88	19,00	121,75	1	467	39,7	33257 ⁺	-	Q335A
2-04	1	58	81,5	0,88	19,00	120,60	2 [‡]	467	40,3	33423 ⁺	-	Q335A
2-05	1				19,00	121,00	2 [‡]		40,2	33386 ⁺		
	2	58	81,5	0,88	19,00	121,75	2 [‡]	467	38,6	33002 ⁺	Q188A	Q335A
	3				19,00	121,75	2 [‡]		39,2	33145 ⁺		
2-06	1				22,20	122,25	1		40,1	33374 ⁺		
	2	58	81,5	0,88	22,22	122,25	1	514	39,6	33232 ⁺	-	Q335A
	3				22,25	122,25	1		40,6	33490 ⁺		
2-07	1				22,17	121,75	1		46,4	34868 ⁺		
	2	58	81,5	0,88	22,32	122,25	1	514	46,3	34851 ⁺	Q188A	Q335A
	3				22,33	122,25	1		46,0	34774 ⁺		
2-08	1	58	81,5	0,88	19,09	122,00	1	467	45,8	34735 ⁺	Q188A	Q335A
3-03	1	56	110 [†]	1,00	19,04	122,00	1 [‡]	467	39,9	33312 ⁺	-	Q335A
3-04	1	56	110 [†]	1,00	19,12	122,25	1	467	41,0	33580 ⁺	-	Q335A
3-05	1	56	110 [†]	1,00	19,11	121,90	2 [‡]	467	39,7	33282 ⁺	-	Q335A
3-06	1	56	110 [†]	1,00	19,12	121,75	2 [‡]	467	39,5	33207 ⁺	Q188A	Q335A
3-07	1	56	110 [†]	1,00	19,10	122,35	2	467	40,7	33508 ⁺	Q188A	Q335A
3-08	1	56	110 [†]	1,00	19,14	122,00	1	467	41,3	33671 ⁺	-	Q335A
3-09	1	56	110 [†]	1,00	22,20	123,25	1	467	40,7	33514 ⁺	-	Q335A
3-10	1	56	110 [†]	1,00	22,21	122,25	1	467	40,5	33471 ⁺	Q188A	Q335A

[‡] Kopfbolzen durchgeschweißt

[†] Hinterschnittenes Trapezprofil, obere Breite der Profilblechsicke

⁺ $E_{cm}=22 (f_{cm}/10)^{0,3}$

4.3.4.3 Versuchsergebnisse

Die Kopfbolzen in Versuchskörpern mit Cofraplus 60 Profilblechen weisen nach Versuchsende typischerweise zwei Fließgelenke auf, vgl. Abb. 4-13 und Abb. 4-17. Das Last-Schlupf-Verhalten stimmt sehr gut mit dem Modell nach Lungershausen [82] überein. Beim Erreichen eines ersten Last-Maximums wurde das Durchstanzen der Profilblechrippe beobachtet („rib punch-through“), vgl. Abb. 4-14 und Abb. 4-15.

Bei weiterer Belastung nahmen die Zugkräfte im Schaft des Kopfbolzens zu, da sich der Kopf des Bolzens bei größerer Verformung immer stärker auf den Beton an der Kopfunterseite abstützt. Hieraus resultiert zunächst eine weitere Last- und Schlupfzunahme, bevor es zum endgültigen Versagen durch kegelförmige Betonausbrüche kam, vgl. Abb. 4-16. Alternativ trat in einigen wenigen Versuchen bei großen Verformungen ein Schubversagen des Kopfbolzens bzw. ein kombiniertes Versagen auf.

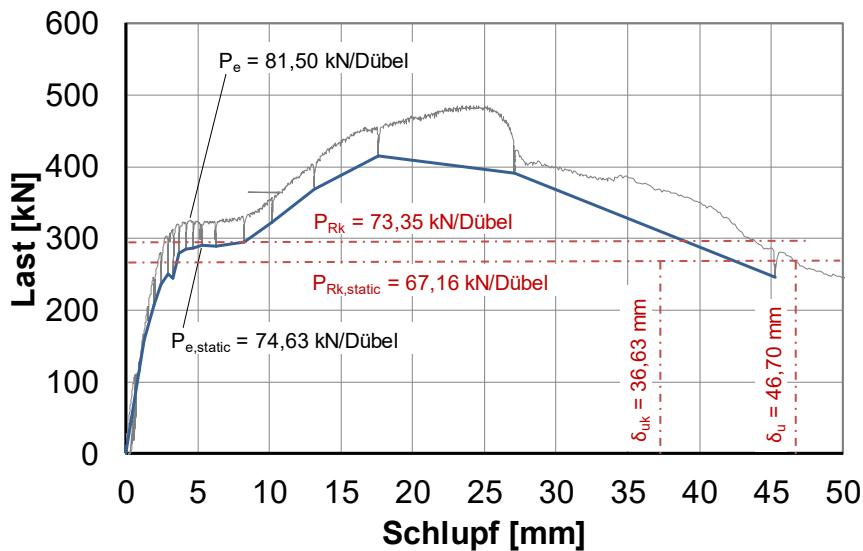


Abb. 4-13: Last-Schlupf-Kurve mit profiliertem Betongurt, Versuch 1-03-1 aus [2]

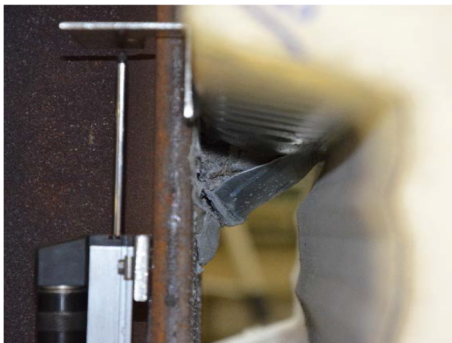


Abb. 4-14: Durchstanzen der Profilblechrippe, aus [2]



Abb. 4-15: Zerstörtes Profilblech aufgrund Durchstanzversagen nach Entfernen des Betons, aus [2]



Abb. 4-16: Gerippte Oberfläche des Betongurtes mit Betonausbrüchen, aus [2]



Abb. 4-17: Kopfbolzenverformung mit zwei Fließgelenken, aus [2]

Alle Versuchskörper mit Cofraplus 60 und Cofrastra 56 Profilblechen ließen sehr große Verformungen zu und erfüllten alle mit Ausnahme des Versuchs 3-09 das 6mm-Duktilitäts-Kriterium nach DIN EN 1994-1-1 [35]. Der Einfluss der Betonrelaxation (Lastabfall in der Last-schlupf-Kurve, vgl. Abb. 4-13) wurde wiederum zu ca. 10% bestimmt.

Tab. 4-4: Ergebnisse Push-out Versuche: Kopfbolzen in profiliertem Betongurt

Serie	i	Profil	d [mm]	n _r [-]	f _c [N/mm ²]	P _e [kN/Kobo]	P _{e,static} [kN/Kobo]	P _{Rk} [kN/Kobo]	P _{Rk,static} [kN/Kobo]	δ _u [‡] [mm]	δ _{uk} [‡] [mm]
1-03	1	CP60	22	1	41,0	81,50	74,63			46,70	
	2	CP60	22	1	42,5	93,88	86,00	73,35	67,16	40,70	36,63
	3	CP60	22	1	42,9	97,13	88,88			45,40	
2-01	1	CP60	19	1 [†]	42,4	65,25	57,88			-	
	2	CP60	19	1 [†]	42,6	70,13	62,75	58,73	52,09	-	-
	3	CP60	19	1 [†]	41,8	74,88	66,63			-	
2-02	1	CP60	19	1 [†]	40,7	69,88	62,00	62,89	55,80	-	-
2-03	1	CP60	19	1	39,7	57,63	51,63	51,86	46,46	-	-
2-04	1	CP60	19	2 [†]	40,3	68,38	61,50	61,54	55,35	7,39	6,65
2-05	1	CP60	19	2 [†]	40,2	65,63	57,94			9,71	
	2	CP60	19	2 [†]	38,6	71,06	64,44	59,07	52,15	-	8,37
	3	CP60	19	2 [†]	39,2	67,06	59,50			9,30	
2-06	1	CP60	22	1	40,1	87,50	79,13			-	
	2	CP60	22	1	39,6	101,60	83,38	78,75	71,22	23,70	21,33
	3	CP60	22	1	40,6	96,50	86,75			-	
2-07	1	CP60	22	1	46,4	114,60	97,25			8,92	
	2	CP60	22	1	46,3	112,40	100,38	96,84	87,53	7,83	7,05
	3	CP60	22	1	46,0	107,60	99,75			27,93	
2-08	1	CP60	19	1	45,8	59,10	51,00	53,19	45,90	-	-
3-03	1	CS56	19	1 [†]	39,9	96,00	84,63	86,40	76,17	-	-
3-04	1	CS56	19	1	41,0	112,90	95,63	101,61	86,06	-	-
3-05	1	CS56	19	2 [†]	39,7	95,10	87,19	85,59	78,47	7,76	6,98
3-06	1	CS56	19	2 [†]	39,5	94,60	85,13	85,14	76,61	8,19	7,37
3-07	1	CS56	19	2	40,7	103,90	93,88	93,51	84,49	-	-
3-08	1	CS56	19	1	41,3	109,10	97,25	98,19	87,53	-	-
3-09	1	CS56	22	1	40,7	128,50	117,13	115,65	105,41	5,99	5,39
3-10	1	CS56	22	1	40,5	121,25	107,50	109,13	96,75	-	-

[‡] Bestimmt durch Wiedererreichen von 90% P_{Rk}; kein Wert = Duktilität „unendlich“, Last-Schlupf-Kurve immer oberhalb 90% P_{Rk}

[†] Durchgeschweißt

Die Einflüsse der untersuchten Parameter äußerten sich wie nachfolgend dargestellt. Für weitere Details siehe auch [44].

Durchgeschweißte Kopfbolzen bzw. vorgelochte Profilbleche

Durchgeschweißte Versuchskörper wiesen eine höhere Traglast auf. Teile der Schubkraft können direkt vom Profilblech abgetragen werden, da keine Relativverschiebung zwischen Profilblech und Kopfbolzen stattfindet. Bei den untersuchten Konfigurationen war dieser Effekt deutlich zu beobachten und führte zu einer durchschnittlichen Traglaststeigerung von 22%. Nach DIN EN 1994-1-1 [35] waren Zunahmen im Bereich zwischen 13% und 17% erwartet worden. Konrad [68] prognostiziert auf Basis numerischer Untersuchungen Steigerungen von 10-12%.

Anzahl der Kopfbolzen pro Profilblechsicke

DIN EN 1994-1-1 [35] lässt mehrere Verbundmittel pro Profilblechsicke zu, sofern ein Mindestachsabstand $\geq 4 \cdot d_{sc}$ zwischen den Verbundmitteln eingehalten wird. Die Tragfähigkeit jedes Verbundmittels ist in diesem Fall aufgrund der gegenseitigen Wechselwirkung mit dem Faktor $1/\sqrt{2} = 0,71$ abzumindern. Dieser Wert ist als sehr konservativ anzusehen. Konrad [68] legte den Abminderungsfaktor – basierend auf seinen Untersuchungen – mit 0,80 fest. Bei den nun durchgeführten Versuchen [2] lag der Achsabstand der Verbundmittel bei 100 mm, was ungefähr $5 \cdot d_{sc}$ für Kopfbolzen mit 19 mm Schaftdurchmesser entspricht und damit sehr nahe am Grenzwert liegt. Die Versuchsergebnisse zeigten, dass es mutmaßlich keine sehr bedeutende Wechselwirkung der Verbundmittel gibt, da die Versagenslasten pro Kopfbolzen bei paarweiser Anordnung lediglich um 2,5% unter den Versuchen mit einem Kopfbolzen pro Sicke lagen. Dies liegt im Bereich der allgemeinen Streuung der Versuchsergebnisse.

Bewehrungslagen

Keine gegenwärtig gültige Norm äußert sich über den Einfluss der Bewehrung von Verbundträgern mit profilierten Betongurten. Die nun durchgeführten Push-out Versuche wiesen durchgängig eine obere Bewehrungslage auf Höhe der Bolzenköpfe auf. Es zeigte sich, dass eine zusätzliche untere Bewehrungslage (unmittelbar oberhalb der Profilblechsicke) nur einen sehr geringen Einfluss auf die Traglast hat. Dagegen erhöht sich das Verformungsvermögen erheblich, siehe auch [44].

Durchmesser der Kopfbolzen

Gemäß DIN EN 1994-1-1 [35] ist die Traglast eines Kopfbolzens proportional zu d_{sc}^2 . Die Versuche wurden mit Kopfbolzen der Durchmesser 19 mm und 22 mm durchgeführt. Somit war eine Traglaststeigerung von rund 34% erwartet worden. Tatsächlich lagen die Traglasten der Versuche mit 22 mm Kopfbolzen ca. 65% über den Ergebnissen der Tests mit 19 mm Kopfbolzen.

Einfluss des Profilblechs

Die Rippenhöhe der untersuchten Profilbleche ist nahezu identisch. Das offene Profilblech Cofraplus 60 ist 58 mm hoch, das hinterschnittene Profil Cofrastra 56 weist eine Sickenhöhe von 56 mm auf. Bei gleicher Gesamthöhe der Betondecke liegt die Tragfähigkeit der Verbunddecke mit Cofrastra 56 Profil rund 37% höher als beim Einsatz des Cofraplus 60 Profils. Dies ist wahrscheinlich auf die hinterschnittene Profilblechgeometrie zurückzuführen, da sich hierdurch für den Beton in der Profilblechsicke eine Klemmwirkung ergibt, die zusätzliche Reibung erzeugt und somit die Tragfähigkeit deutlich erhöht.

Betongüte

Gemäß DIN EN 1994-1-1 [35] ist die Traglast P eines Kopfbolzens proportional zu $f_{ck}^{1/2}$. Bei den im Rahmen des Projekts DISCCO [2] durchgeführten Versuchen zeigte sich hingegen ein nahezu linearer Zusammenhang. Konrad [68] konnte den normativen Zusammenhang ebenfalls nicht bestätigen und fand Abhängigkeiten zwischen $P \sim f_{ck}^{2/3}$ und $P \sim f_{ck}^{1/3}$, die nicht ganz so streng sind wie der normative Zusammenhang. Bei den untersuchten Betonfestigkeiten vergleichbarer Push-out Prüfkörper (z.B. Serien 2-06-3 und 2-07-3) zeigte sich eine Laststeigerung um rund 11,5%. Nach DIN EN 1994-1-1 [35] wäre lediglich ein Zuwachs um 7% zu erwarten gewesen. Nach Konrad [68] ergibt sich eine Zunahme um 10%. Dies passt sehr gut zum gemessenen Lastzuwachs. Tab. 4-5 zeigt einige Versuchsergebnisse sowie die zugehörigen ermittelten Betondruckfestigkeiten. Normalisiert man die Traglasten auf die unterschiedlichen mutmaßlichen Abhängigkeiten von der Betondruckfestigkeit, so erhält man für das Verhältnis P_e/f_c die beste Übereinstimmung, vgl. Tab. 4-5. Der Ansatz nach DIN EN 1994-1-1 [35] dagegen streut sehr stark, der Ansatz von Konrad [68] liegt deutlich besser. Hieraus könnte geschlossen werden, dass tatsächlich ein nahezu linearer Zusammenhang zwischen Traglast und Betondruckfestigkeit vorliegt. Es ist allerdings anzumerken, dass diese Schlussfolgerungen allein auf Versuchen mit Cofraplus 60 Profilblechen beruhen, bei denen für die Traglast auch ein signifikanter Beitrag der Kopfbolzen beobachtet wurde. Für belastbare Aussagen sind weitere Versuchsreihen notwendig.

Tab. 4-5: Abhängigkeit der Kopfbolzen-Traglast von der Betondruckfestigkeit

Serie	1-04 (aus [89])	2-06-3	2-07-3	μ	σ	VarK
f_c [N/mm ²]	30	40	46	38,7	8,1	0,21
P_e [kN]	288	386	431	368,3	73,1	0,20
P_e/f_c	9,6	9,7	9,4	9,5	0,1	0,02
$P_e/f_c^{1/2}$	52,6	61,0	63,5	59,1	5,7	0,10
$P_e/f_c^{2/3}$	29,8	33,0	33,6	32,1	2,0	0,06

Betonrelaxation

Obwohl die Versuche bis zum Erreichen der Traglast „quasi-statisch“, also mit der geringsten Geschwindigkeit ($v = 0,01 \text{ mm/s}$) der Versuchspresse absolviert wurden, kann der Effekt der Betonrelaxation nicht vernachlässigt werden. Durch Stoppen der Presse unter Beibehaltung des jeweils aktuellen Verschiebeweges kam es im Zeitraum von 5 min zu Lastabfällen im Bereich von 10%. Gemäß dem Nationalen Anhang zu DIN EN 1994-1-1 [36] ist dieser Effekt durch eine Erhöhung des Teilsicherheitsbeiwerts γ_v von 1,25 auf 1,50 bei der Bestimmungsgleichung „Betonversagen“ für die Kopfbolzentragfähigkeit zu berücksichtigen. Dies entspricht einer Reduktion der Tragfähigkeit um ca. 16%.

4.3.5 Versuchskörper mit Schenkeldübeln in Vollbetonplatten

4.3.5.1 Versuchskörpergeometrien und Parameterbereiche

Die Geometrie der Versuchskörper, die im Rahmen der europäischen Zulassungsversuche [18] geprüft wurden, orientiert sich an den Vorgaben in DIN EN 1994-1-1 [35], Anhang B, sowie an früher, im Rahmen der Entwicklung der X-HVB Schenkeldübel durchgeführten Versuchen. Damit soll die Vergleichbarkeit der aktuellen Versuche mit den Versuchen aus der Vergangenheit sichergestellt werden, um eine noch umfangreichere Datenbasis herzustellen, die insbesondere bisherige Lücken ergänzen soll. Die Anordnung der Schenkeldübel wird nach den Vorgaben der aktuell gültigen nationalen bauaufsichtlichen Zulassung [16] gewählt.

Die Versuchskörper bestehen jeweils aus einem Stahlprofil, auf das mittels Setzbolzen X-HVB Schenkeldübel befestigt sind. Pro Flansch werden jeweils vier Schenkeldübel angebracht, die in die Betongurte einbetoniert werden. Über diese Schenkeldübel, die als Verbundmittel dienen, wird die Kraft aus der Versuchspresse über das Stahlprofil in die Betongurte übertragen, wodurch sich die gewünschte Längsschubbeanspruchung der Verbindungsmittel ergibt.

Die Betongurte der Versuchskörper mit den Abmessungen 600x600 mm stimmten exakt mit den Vorgaben nach DIN EN 1994-1-1 [35] überein. Die Höhe der Betongurte wurde an die Höhe der untersuchten Schenkeldübel angepasst (vgl. Tab. 4-7), sodass jeweils eine ausreichende Betondeckung gewährleistet war. Um die Kräfte gezielt vom Stahlträger über die Verbundfuge in den Betongurt zu leiten, wiesen alle Versuchskörper an der Aufstandsfläche des Betongurts eine mittige Aussparung auf. Die Bewehrung der Betonplatte erfolgte normgemäß mit Betonstahl $\varnothing 10 \text{ mm}$ bzw. bei Serien mit dünnen Betonplatten mit einer Q335A-Matte. Ebenso war das Stahlprofil entsprechend der normativen Vorgaben als HEB 260 Profil ausgeführt. Für die Serien mit dünnen Betonplatten wurden geschweißte I-Profile ähnlich IPE 120 verwendet.

Insgesamt wurden 24 Prüfkörper mit 8 verschiedenen Konfigurationen hergestellt, sodass jeweils drei Versuchskörper mit identischer Konfiguration geprüft werden konnten. Die Variation einzelner Parameter zwischen den Versuchsserien ermöglichte es, den Einfluss dieser Parameter auf die Längsschubtragfähigkeit des Systems zu untersuchen.

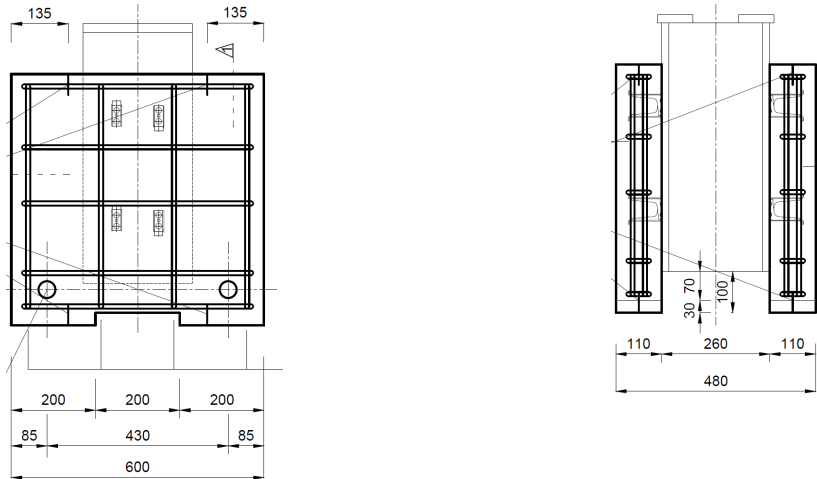


Abb. 4-18: Abmessungen der Versuchskörper mit Schenkeldübeln in Vollbetonplatte, aus [71]

Zwischen den Konfigurationen wurden folgende Parameter variiert:

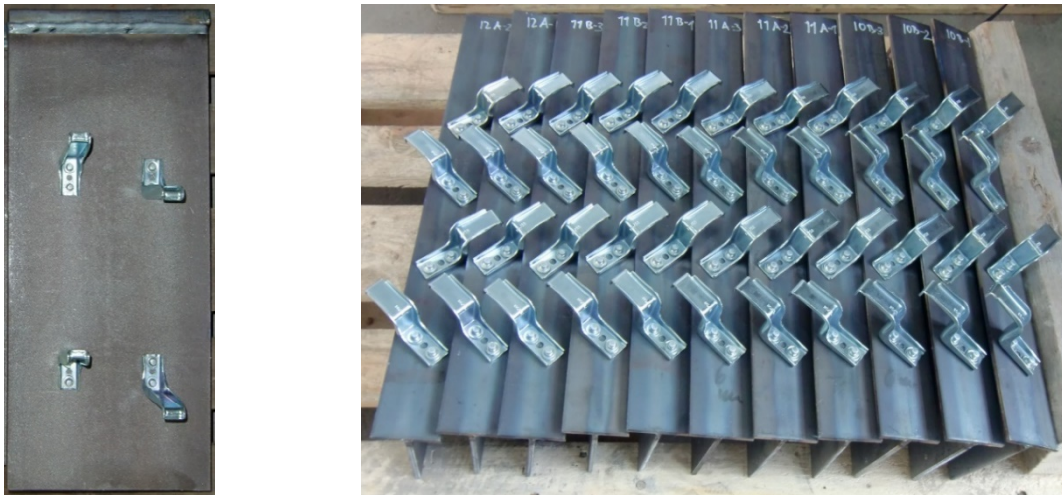
- Höhe und Anordnung der Schenkeldübel,
- Geometrie der Stahlprofile,
- Art und Güte des Betons.

Die Konfigurationen der einzelnen Versuchsserien sind in Tab. 4-7 zusammengefasst. Für jeden Versuchskörper wurden insgesamt 8 X-HVB Schenkeldübel verwendet: d.h. pro Seite jeweils 4 Stück. Die Art der Anordnung der Verbindungsmittel teilte sich auf in:

- zweireihig, alternierend (parallel zur Trägerachse), Serien 1-4,
- einreihig (sog. „Duck-Walk“), Serien 10-13.

4.3.5.2 Materialkennwerte

Die Versuchsserien 1 bis 4 sowie 10 bis 13 aus [71] wurden als Push-out Tests mit massiver Betonplatte ausgeführt. Die Kennwerte sind in Tab. 4-7 angegeben. Die Betondruckfestigkeiten f_{cm} wurden pro Serie aus dem Mittelwert von 3 zeitgleich zu den Versuchen geprüften Betonwürfeln an der MPA Uni Stuttgart ermittelt. Entscheidend für die Übertragung der Schubkraft durch den X-HVB Schenkeldübel ist deren vorschriftsmäßige Befestigung mittels Setzbolzen. Zum Einsatz kamen Hilti X-ENP 21 Setzbolzen. Dieser wird aus Vergütungsstahl in Anlehnung an DIN EN 10083-2 [25] gefertigt.



a) Serien 1-4: alternierend, parallel b) Serien 10-13, sog. „Duck-Walk“

Abb. 4-19: Anordnung der X-HVB Schenkeldübel

Das Material ist wärmebehandelt und erreicht eine Oberflächenhärte von $HRc = 58 \pm 1$. Dies entspricht einer Zugfestigkeit von $f_u = 2.200 \text{ N/mm}^2$. Die korrekte Positionierung kann nach der Montage über einen zulässigen Nagelüberstand (NÜ) geprüft werden. Nach [16] muss der Nagelüberstand zwischen 8,2 mm und 9,8 mm liegen. Tab. 4-6 gibt beispielhaft die gemessenen Nagelüberstände der Serie 1 an. Die Nagelüberstände aller weiteren Serien sind dem Anhang zu entnehmen. Es ist deutlich zu erkennen, dass alle eingeschossenen Bolzen das entsprechende Kriterium einhielten. Sämtliche eingesetzten Setzbolzen sowie Schenkeldübel einer bestimmten Größe stammten jeweils aus einer Materialcharge.

Für die Serien 1, 2, 3 und 4 wurden gemäß DIN EN 1994-1-1, Anhang B [35] HEB 260 Walzprofile der Stahlgüte S235 verwendet. Für die kleinen Stahlprofile sollten geringe Untergrundfestigkeiten zum Einsatz kommen, um möglichst ungünstige Verhältnisse bezüglich der Tragfähigkeit der Setzbolzen zu untersuchen. Die IPE 120 Profile der Serien 10, 11 und 12 mussten daher aus Stahlblechstücken zusammengeschweißt werden, da IPE 120 Walzprofile der Stahlgüte S235 nicht lieferbar waren.

Tab. 4-6: X-HVB Schenkeldübel in Vollbetonplatte, Nagelüberstände Serie 1, Angabe in [mm]

Prüfkörper		1A-1	1A-2	1A-3
Dübel 1	a	8,90	8,83	8,79
	b	8,79	8,88	8,66
Dübel 2	a	8,75	8,85	9,08
	b	8,76	8,77	8,92
Dübel 3	a	8,94	8,81	8,79
	b	8,91	8,79	8,81
Dübel 4	a	8,74	8,80	8,80
	b	9,08	9,20	9,20
Mittelwert		8,86	8,87	8,88
Standardabweichung		0,12	0,14	0,18
Mittelwert		8,87		
Standardabweichung		0,14		

Tab. 4-7: Materialkennwerte Push-out Versuche: X-HVB Schenkeldübel in Vollbetonplatte

Serie	i	Schenkeldübel		Stahlprofil	Beton- güte	f _{cm} [N/mm ²]	Höhe Betongurt h _c [mm]	Bewehrung o. / u. Lage
		Anordnung	X-HVB					
1	1	z-a-p ⁺	80	HEB 260	C20/25	26,4	110	Ø10/150 Ø10/150
	2					28,4		
	3					27,2		
2	1	z-a-p ⁺	80	HEB 260	LC20/22	36,0	110	Ø10/150 Ø10/150
	2					36,6		
	3					36,7		
3	1	z-a-p ⁺	95	HEB 260	LC20/22	36,2	120	Ø10/150 Ø10/150
	2					35,1		
	3					35,3		
4	1	z-a-p ⁺	125	HEB 260	LC45/55	58,3	150	Ø10/150 Ø10/150
	2					55,3		
	3					55,0		
10	1	e-d-w [‡]	40	IPE 120	C20/25	25,2	50	Q335A mittig
	2					24,9		
	3					25,5		
11	1	e-d-w [‡]	40	IPE 120	LC20/22	34,3	50	Q335A mittig
	2					34,5		
	3					35,1		
12	1	e-d-w [‡]	40	IPE 120	LC45/55	51,8	50	Q335A mittig
	2					52,6		
	3					54,2		
13	1	e-d-w [‡]	40	IPN 120 (L'Aquila)	C20/25	28,9	50	Q335A mittig
	2					27,1		
	3					27,3		

⁺ z-a-p: zweireihig alternierend parallel [‡] einreihig duck-walk

Die IPN 120 Stahlträger der Serie 13 waren bereits in einem Gebäude verbaut, das während des Erdbebens von L'Aquila (Italien) im Jahr 2009 eingestürzt war. Diese Stahlträger wurden verwendet, um weitere Informationen bezüglich des möglichen Einsatzes von Schenkeldübeln in Bestandsgebäuden bzw. mit älteren Stahlgüten zu sammeln. Der X-HVB 40 Schenkeldübel soll vor allem zum Einsatz kommen, wenn bestehende Gebäude nachträglich ertüchtigt bzw. verstärkt werden müssen. Bezüglich der Materialeigenschaften der Träger aus L'Aquila wurden Zugversuche durchgeführt [61]. Die Ergebnisse der zwei Zugproben mit IPN 120 Profilen sind in Tab. 4-8 zusammengefasst. Hierbei stellte sich überraschenderweise heraus, dass die Träger unbekanntes Alters vergleichsweise hohe Materialfestigkeiten aufwiesen.

Tab. 4-8: X-HVB Schenkeldübel: Materialeigenschaften der IPN Stahlprofile Serie 13 [61]

Zugversuch	Profil	Zugfestigkeit [N/mm ²]	Streckgrenze [N/mm ²]
4	IPN 120	613	379
5	IPN 120	573	373

4.3.5.3 Versuchsergebnisse

Tab. 4-9 fasst die Versuchsergebnisse der einzelnen Versuchsserien zusammen. Trotz normgemäßer Vorbelastungszyklen stieg die Last bei den Serien 1, 2, 3 und 4 zu Beginn der Versuche sehr schnell an und übertraf deutlich die Schubtragfähigkeit der Setzbolzen. Abb. 4-20 zeigt beispielhaft die Last-Schlupf-Kurven der drei Versuche der Serie 1.

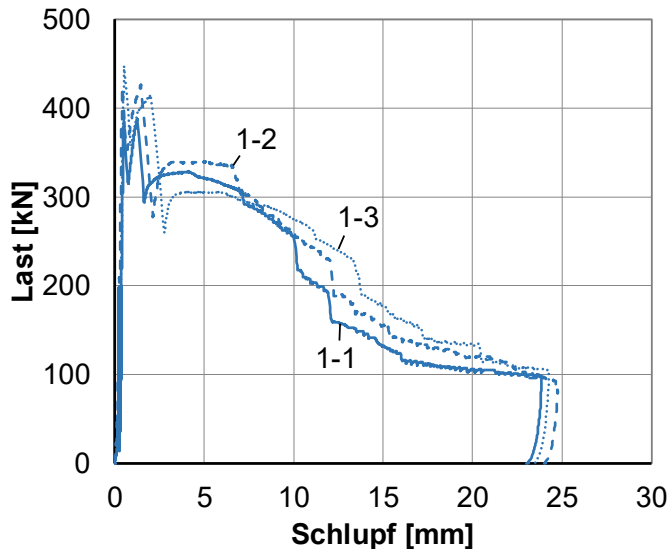


Abb. 4-20: Last-Schlupf-Kurve mit massiver Betonplatte, Versuchsserie 1 aus [71]

Ein solcher Anstieg bis weit über die theoretische Setzbolzentragfähigkeit bei einem Schlupf von deutlich weniger als 2 mm lässt sich nur durch Reibungseffekte zwischen Betongurt und Stahlträger erklären, die auch durch die Vorbelastung nicht ausgeschaltet werden konnten. Der schnelle und hohe Last-Anstieg löste sich unter einem lauten Knall schlagartig. Danach stieg die Kurve erwartungsgemäß auf ein prognostiziertes realistisches Maximum. Es ist somit davon auszugehen, dass bei diesem schlagartigen Last-Abfall keine Setzbolzen bzw. Schenkeldübel geschädigt wurden, da die Versuche ein Lastniveau für die Längsschubtragfähigkeit erreichten, das mit früheren Versuchen vergleichbar war. Die Lastspitzen zu Beginn der Versuche in den Last-Schlupf-Kurven der Serien 1, 2, 3 und 4 werden daher bei der Ermittlung der Traglast vernachlässigt. Die Last-Verformungs-Kurven aller Versuchskörper sind im Anhang enthalten.

Das charakteristische Verformungsvermögen δ_{uk} (6 mm-Duktilitäts-Kriterium) nach DIN EN 1994-1-1 [35] konnte für alle Versuche bis auf die Serien 3 und 10 nachgewiesen werden. Die Verformungen der Serien 3 und 10 lagen knapp unterhalb des Kriteriums. Dennoch kann auch für diese Serien von ausreichender Duktilität ausgegangen werden. Serie 10 liegt mit 5,75 mm ohnehin nur knapp unterhalb des 6 mm-Kriteriums. Der für die Bestimmung des Verformungsvermögens maßgebende Versuchskörper der Serie 10-1 wies nach Erreichen der Traglast aus

ungeklärter Ursache einen deutlich schnelleren Traglastabfall auf als die beiden weiteren Versuchskörper 10-2 und 10-3, die ein nahezu identisches Last-Schlupf-Verhalten zeigten und das 6 mm-Kriterium deutlich erfüllten.

Tab. 4-9: X-HVB Schenkeldübel: Versuchsergebnisse in Vollbetonplatte

Serie	Verbindungs- mittel	Versuch	f_c [N/mm ²]	δ_{uk} [mm]	Traglast $P_{e,ges}$ [kN]	Traglast $P_{e,X-HVB}$ [kN/X-HVB]
1	X-HVB 80	1-1	26,4	8,96	328,8	41,1
		1-2	28,8		340,0	42,5
		1-3	27,2		306,0	38,3
2	X-HVB 80	2-1	36,0	7,33	322,5	40,3
		2-2	36,6		331,2	41,4
		2-3	36,7		324,2	40,5
3	X-HVB 95	3-1	36,2	5,33 (9,4) ⁺	362,3	45,3
		3-2	35,1		368,7	46,1
		3-3	35,3		373,1	46,6
4	X-HVB 125	4-1	58,3	8,61	416,4	52,1
		4-2	55,3		407,8	51,0
		4-3	55,0		407,1	50,9
10	X-HVB 40	10-1	25,2	5,75 (6,4) ⁺	273,3	34,2
		10-2	24,9		279,2	34,9
		10-3	25,5		293,0	36,6
11	X-HVB 40	11-1	34,3	7,47	289,4	36,2
		11-2	34,5		296,9	37,1
		11-3	35,1		303,3	37,9
12	X-HVB 40	12-1	51,8	9,50	299,4	37,4
		12-2	52,6		309,1	38,6
		12-3	54,2		304,1	38,0
13	X-HVB 40	13-1	28,9	6,17	301,8	37,7
		13-2	27,1		315,2	39,4
		13-3	27,3		309,2	38,7

⁺ Werte nach modifizierter Auswertung, vgl. Text in Abschn. 4.3.5.3

Die selbe Argumentation gilt für Serie 3. Ergänzend ist hier anzumerken, dass die Tragfähigkeit pro X-HVB Schenkeldübel bei allen drei Versuchskörpern dieser Serie in den Push-out Versuchen höher liegt als die reine Abschertragfähigkeit der beiden Setzbolzen pro Schenkeldübel, die auf charakteristischem Niveau bei 19,86 kN pro Setzbolzen liegt, also bei 39,7 kN pro Schenkeldübel. Auf diesem Lastniveau sind deutlich größere Verformungen möglich, vgl. modifizierte Werte für δ_{uk} in Tab. 4-9. Vergleichbar mit den Bestimmungsgleichungen zur Kopfbolzentragfähigkeit wird auch hier für die Bemessung die kleinere der beiden Tragfähigkeiten maßgebend. Unter Berücksichtigung dieser Aspekte ist bei allen untersuchten Serien von duktilem Verhalten der Verbindungsmittel auszugehen, vgl. auch [71].

Bei den durchgeführten Push-out Versuchen kam es zu unterschiedlichen Versagensarten der Prüfkörper nach Erreichen der Traglast. Grundsätzlich ist zwischen Betonversagen und Stahlversagen (Schenkeldübel bzw. Setzbolzen) zu unterscheiden.

Betonversagen

Bei den Versuchen der Serien 10, 11, 12 und 13 waren im Versuchsverlauf schon sehr früh die ersten Risse auf den Betonoberflächen zu erkennen. Diese traten zunächst in Betongurtmitte auf. Mit der Zeit breiteten sich diese Risse, unter einem Winkel von ca. 30-45°, nach unten zur Aufstandsfläche hin aus. Nach Erreichen der Traglast waren weitere Risse auf den Innenseiten und auf den Flanken der Betongurte zu erkennen. Mit weiterem Versuchsfortschritt weiteten sich die Risse auf und es kam teilweise zu großflächigen Betonausbrüchen bzw. -abplatzungen. Abb. 4-21 zeigt Rissbilder von Versuchskörpern mit X-HVB 40 Schenkeldübeln.



Draufsicht

Innenseite

Außenseite

Abb. 4-21: Rissbilder der Versuchskörper mit X-HVB 40 Schenkeldübeln

Neben der starken Rissbildung kam es in den Serien 10, 11, 12 und 13 zu einem Abheben der Betongurte von den Stahlträgern. Hierbei waren Spaltbreiten von mehr als 5 mm zu beobachten. Durch diesen Spalt zwischen Betongurt und Stahlträger war bis zum Abbruch der Versuche (bei ca. 20-25 mm Maschinenweg) augenscheinlich zu erkennen, dass die Schenkeldübel noch mit dem Stahlträgerflansch verbunden waren. Die Setzbolzen wurden somit nicht zerstört. Die lokalen Betonausbrüche auf den Innen- und Außenflächen der Betonkörper befanden sich auf Höhe der Schenkeldübel. Es ist daher anzunehmen, dass der Beton lokal vor den Schenkeldübeln versagt hat.

Um weitere Informationen bezüglich des Versagensmechanismus zu erhalten, wurden nach Beendigung der Versuche einige Versuchskörper geöffnet. Für die Serien 10, 11, 12 und 13 (X-HVB 40) wurden beispielhaft die Versuchskörper 10-3 (Normalbeton), 12-3 (Leichtbeton) und 13-2 (Stahlträger aus *L'Aquila*) geöffnet. Beim Öffnen wurde der zerstörte Beton um die

Verbundmittel entfernt. Abb. 4-22 zeigt die geöffneten Versuchskörper. Bei allen drei geöffneten Versuchskörpern waren sowohl die Schenkeldübel als auch die Setzbolzen vollkommen intakt. Dies bestätigt die Vermutung, dass für die Versuchskörper mit X-HVB 40 Schenkeldübeln reines Betonversagen aufgetreten ist.



Abb. 4-22: Geöffnete Versuchskörper mit X-HVB 40 Schenkeldübeln

Stahlversagen / Versagen der Verbindungsmittel

In den Serien 1, 2, 3 und 4 kam es zu keiner nennenswerten Rissbildung. Lediglich am Ende der Versuche, ab einem Schlupf von $s > 15$ mm, traten vertikale Risse auf den Außenflächen der Betongurte, unmittelbar oberhalb der Aufstandsflächen, auf. Diese Risse waren nur oberflächlich und hatten keinen Einfluss auf den Versagensmechanismus. Ein reines Betonversagen kann somit ausgeschlossen werden. Abb. 4-23 zeigt jeweils beispielhaft das Rissbild einer Oberfläche der Serien 1-4.

Nach Erreichen der Traglast nahm die Pressenlast in den Versuchsserien 1, 2, 3 und 4 nur sehr langsam ab. Ab einem Schlupf von $s > 7$ mm kam es zu ersten dumpfen Schlägen, die mit einem schlagartigen Lastabfall von ca. 30 bis 100 kN Pressenlast einhergingen. Dieser Vorgang wiederholte sich bis zum Ende der Versuche noch mehrmals. Dies lässt vermuten, dass pro Lastabfall ein bzw. mehrere Setzbolzen schlagartig versagt haben. Zudem war nach den Schlägen ein Abheben der Betongurte von den Stahlträgern zu beobachten.

Um weitere Informationen bezüglich des Versagensmechanismus zu erhalten, wurden drei Versuchskörper geöffnet bzw. der Betongurt wurde vom Stahlträger entfernt, sodass die Scherfuge untersucht werden konnte. Geöffnet wurden Versuchskörper 1-3 (C20/25), 3-3 (LC20/22) und 4-2 (LC45/55). Die Annahme, dass der Beton nicht maßgebend für das Versagen war, konnte für alle geöffneten Versuchskörper bestätigt werden. Auf der Innenseite der Betongurte waren lediglich geringe Risse bzw. Abplatzungen in der unmittelbaren Nähe der Schenkeldübel zu erkennen. Abb. 4-23 und Abb. 4-24 zeigen die Betongurte nach Versuchsende, d. h. nach einer Relativverschiebung zwischen Betongurt und Stahlträger in Höhe von

ca. 15-25 mm. Die tatsächliche Betonschädigung bei Maximallast dürfte daher noch weit geringer sein.

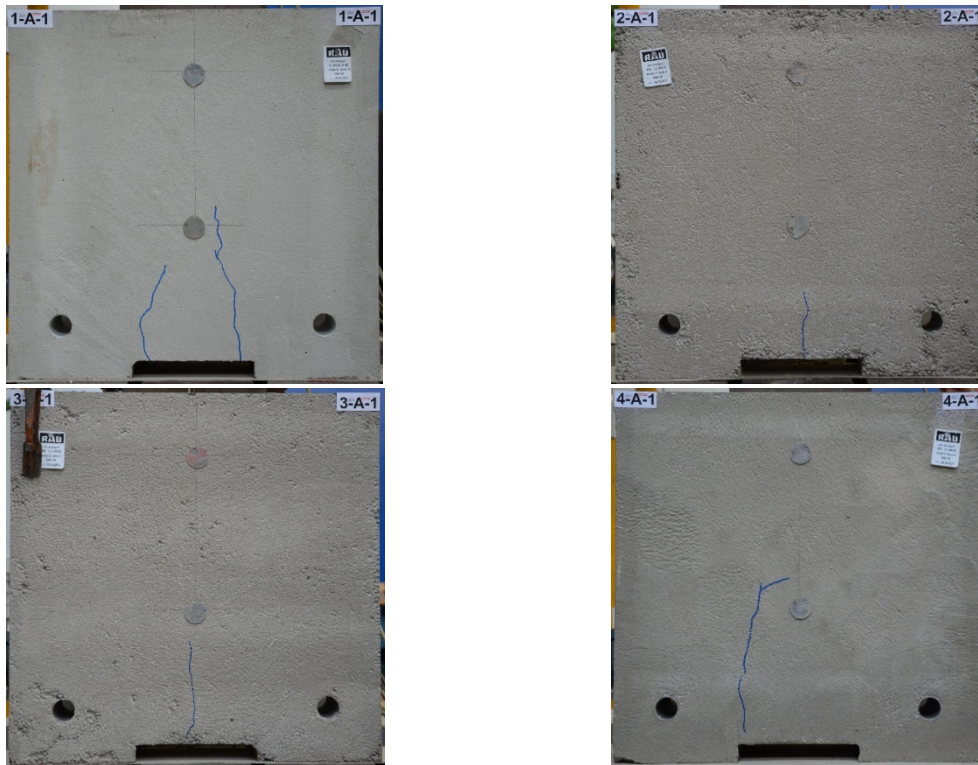


Abb. 4-23: Rissbilder der Serien 1, 2, 3 und 4

Für die Versuchskörper der Serien 1, 2, 3 und 4 ist somit von einem Mischversagen (bzgl. der Versagensmodi) der Setzbolzen und der Schenkeldübel auszugehen. Bestandteile dieses Mischversagens waren (vgl. Abb. 4-24):

- Plastische Verformung des Trägermaterials (Stahlprofil)
- Lochleibung im Blech des Befestigungsschenkels (X-HVB)
- Abscheren am Übergang zwischen Trag- und Befestigungsschenkel (X-HVB)
- Herausziehen des Setzbolzens aus dem Trägermaterial bzw. aus den Rondellen
- Abscheren des Setzbolzens.



Lochleibung-Abscheren



Herausziehen-Abscheren



Herausziehen



Herausziehen-Abscheren



Abscheren des X-HVB am Übergang zwischen Trag- und Befestigungsschenkel
Abb. 4-24: Hauptbestandteile des Mischversagens der Verbindungsmittel

4.3.6 Versuchskörper mit Schenkeldübeln in profilierten Betongurten

4.3.6.1 Versuchskörpergeometrien und Parameterbereich

Für X-HVB Schenkeldübel in profilierten Betongurten liegen keine eigenen Versuchsergebnisse vor. Mit freundlicher Genehmigung der Hilti AG dürfen im Rahmen dieser Arbeit Ergebnisse von Versuchen ausgewertet werden, die während der Entwicklung der X-HVB Schenkeldübel durch die Hilti AG durchgeführt wurden.

Alle von Hilti dokumentierten Versuche mit X-HVB Schenkeldübeln in profilierten Betongurten wurden im Vorfeld des europäischen Zulassungsverfahrens [18] genau beurteilt und nachgeprüft.

4.3.6.2 Versuchsergebnisse

Tab. 4-10 und Tab. 4-11 listen die Eurocode-konform durchgeführten Versuche auf. Alle Versuche, die das 6-mm-Kriterium nach DIN EN 1994-1-1 [35] nicht einhalten konnten und/oder deren Versuchsdurchführung fehlerhaft war bzw. nicht eindeutig nachvollzogen werden konnte etc., sind in den Tabellen nicht aufgeführt und werden nachfolgend für die Auswertungen nicht berücksichtigt. Einige Versuche konnten unter der gemessenen Traglast das 6-mm-Kriterium nicht erfüllen. Berücksichtigt man in diesen Fällen wiederum, dass die endgültige Traglast der X-HVB Schenkeldübel als der kleinere Wert aus der im Versuch gemessenen Kraft oder der maximalen Schubtragfähigkeit der Setzbolzen (39,7 kN auf Versuchsniveau) definiert ist, wird das 6-mm-Kriterium in diesen Fällen für das Last-Niveau „39,7 kN“ in allen Fällen erfüllt.

Tab. 4-10: X-HVB Schenkeldübel: Versuchsergebnisse X-HVB parallel zur Trägerachse, Profilblech senkrecht zur Trägerachse

Literatur	X-HVB	Profilblech	b_m [mm]	h_P [mm]	f_c [N/mm ²]	$P_{e,X-HVB}$ [kN/X-HVB]	δ_{uk} [mm]
[60]	80	Holorib 38	118	38	28,7	42,0	8,2
[60]	80	Holorib 38	118	38	28,7	37,0	
[60]	80	Holorib 38	118	38	28,7	36,2	
[96]	95	TR50/260	170	50	36,6	40,5	7,5
[96]	95	TR50/260	170	50	36,6	44,5	
[96]	95	TR50/260	170	50	36,6	42,3	
[60]	105	Montarib 58	112	58	28,8	32,2	7,6
[60]	105	Montarib 58	112	58	28,8	32,2	
[60]	105	Montarib 58	112	58	28,8	32,9	
[60]	105	HI-Bond 55	75	55	32,0	29,8	6,3
[60]	105	HI-Bond 55	75	55	32,0	28,7	
[60]	105	HI-Bond 55	75	55	32,0	28,5	
[123]	105	USD 2"	152,5	51	30,8	35,6	6,0
[123]	105	USD 2"	152,5	51	30,8	36,2	
[123]	105	USD 2"	152,5	51	35,2	37,7	
[59]	100	Hi-Bond 55	75	55	27,1	25,5	6,3
[59]	100	Hi-Bond 55	75	55	27,1	29,1	
[59]	100	Hi-Bond 55	75	55	27,1	25,2	
[129]	110	BD-65	150	65	43,8	47,9	+
[129]	110	BD-65	150	65	43,8	52,9	
[129]	110	BD-65	150	65	43,8	40,2	
[129]	140	BD-65	150	65	52,8	49,7	8,2
[129]	140	BD-65	150	65	52,8	57,4	
[129]	140	BD-65	150	65	52,8	56,6	

Literatur	X-HVB	Profilblech	b_m [mm]	h_P [mm]	f_c [N/mm ²]	$P_{e,X-HVB}$ [kN/X-HVB]	δ_{uk} [mm]
[129]	110	BD-65	150	65	26,5	45,3	
[129]	110	BD-65	150	65	26,5	58,6	8,7
[129]	110	BD-65	150	65	26,5	52,2	
[129]	140	YX76-344-688	172,5	76	21,9	50,0	
[129]	140	YX76-344-688	172,5	76	21,9	51,2	6,0
[129]	140	YX76-344-688	172,5	76	21,9	40,1	
[129]	140	YX76-344-688	172,5	76	40,5	48,0	
[129]	140	YX76-344-688	172,5	76	40,5	43,8	+
[129]	140	YX76-344-688	172,5	76	40,5	44,7	
[129]	140	YX76-344-688	172,5	76	42,3	40,0	
[129]	140	YX76-344-688	172,5	76	42,3	46,3	9,0
[129]	140	YX76-344-688	172,5	76	42,3	50,0	
[129]	140	YX76-344-688	172,5	76	20,3	41,1	
[129]	140	YX76-344-688	172,5	76	20,3	37,4	7,4
[129]	140	YX76-344-688	172,5	76	20,3	34,1	
[129]	140	YX76-344-688	172,5	76	53,8	58,2	
[129]	140	YX76-344-688	172,5	76	53,8	51,4	7,4
[129]	140	YX76-344-688	172,5	76	53,8	52,7	
[129]	140	YX76-344-688	172,5	76	65,5	49,8	
[129]	140	YX76-344-688	172,5	76	65,5	50,4	+
[129]	140	YX76-344-688	172,5	76	65,5	51,7	
[129]	140	YX76-344-688	172,5	76	23,4	51,8	
[129]	140	YX76-344-688	172,5	76	23,4	56,4	9,5
[129]	140	YX76-344-688	172,5	76	23,4	51,3	

+ Das 6 mm-Kriterium wird erfüllt unter Begrenzung der Push-out-Traglast auf die maximale Traglast von zwei X-ENP-21 HVB Setzbolzen, also 39,7 kN, vgl. Abschnitt 4.3.5.3

X-HVB Schenkeldübel dürfen in Sicken von Profilblechen sowohl parallel als auch senkrecht zur Trägerlängsachse angeordnet werden. Hierbei weisen die unterschiedlichen Orientierungen unter ansonsten identischen Bedingungen leicht unterschiedliche Tragfähigkeiten auf, wobei die senkrechte Anordnung im Mittel ca. 10% geringere Traglasten zeigt, vgl. [18], da hier der Beton keine so große Abstützwirkung auf den liegenden Teil des Schenkeldübels ausüben kann. Daher ist diese Anordnung lediglich dann zu empfehlen, wenn die Platzverhältnisse in der Profilblechsicke keine parallele Anordnung gestatten.

Tab. 4-11: X-HVB Schenkeldübel: Versuchsergebnisse X-HVB senkrecht zur Trägerachse, Profilblech senkrecht zur Trägerachse

Literatur	X-HVB	Profilblech	b_m [mm]	h_P [mm]	f_c [N/mm ²]	$P_{e,X-HVB}$ [kN/X-HVB]	δ_{uk} [mm]
[14]	95	Holorib 51	124,5	51	33,9	47,0	
[14]	95	Holorib 51	124,5	51	33,9	45,4	11,1
[14]	95	Holorib 51	124,5	51	33,9	45,1	
[96]	95	TR50/260	170	50	36,8	34,5	17,5

Literatur	X-HVB	Profilblech	b_m [mm]	h_P [mm]	f_c [N/mm ²]	$P_{e,X-HVB}$ [kN/X-HVB]	δ_{uk} [mm]
[129]	110	YX51-240-720	120,25	51	43,8	46,3	
[129]	110	YX51-240-720	120,25	51	43,8	44,1	10,6
[129]	110	YX51-240-720	120,25	51	43,8	43,4	
[14]	125	Cofrastra 70	115	75	33,9	37,6	6,0
[14]	125	Cofrastra 70	115	75	33,9	37,7	
[14]	125	PrinsPVS 73	65,5	73	33,9	25,4	6,8
[14]	125	PrinsPVS 73	65,5	73	33,9	25,6	
[59]	140	Haricol 80S	67	80	26,1	21,2	
[59]	140	Haricol 80S	67	80	26,1	20,7	10,8
[59]	140	Haricol 80S	67	80	26,1	22,1	
[14]	140	HiBond 77	56,5	77	33,9	21,1	8,1
[14]	140	HiBond 77	56,5	77	33,9	19,9	
[129]	140	YX51-240-720	120,25	51	54,8	40,7	
[129]	140	YX51-240-720	120,25	51	54,8	49,0	8,2
[129]	140	YX51-240-720	120,25	51	54,8	42,9	
[129]	140	YX66-344-688	173	76	23,1	37,8	
[129]	140	YX66-344-688	173	76	23,1	50,3	8,6
[129]	140	YX66-344-688	173	76	23,1	50,6	

4.3.7 Versuchskörper mit Betondübeln in Slim-Floor Querschnitten

4.3.7.1 Versuchskörpergeometrien und Parameterbereiche

Um die Wettbewerbsfähigkeit der Slim-Floor Decken weiter zu stärken, wurde seitens des Stahlkonzerns ArcelorMittal begonnen, weitspannende Systeme zu entwickeln. Das Ziel war es, bis zu 14 m große Stützweiten zu überspannen, vgl. auch [111]. Der neu entwickelte CoSFB (Composite Slim-Floor Beam) integriert dabei den Stahlträger in den Betongurt. Durch Bohrungen im Steg des Stahlträgers werden Bewehrungsstäbe geführt, die als Verbundmittel dienen. Hierfür wurden im Jahr 2009 6 Push-out Versuche durchgeführt [74], die im Jahr 2011 um eine weitere Testreihe ergänzt wurden [73]. Bei der Versuchsauswertung der Push-Out-Prüfkörper im Jahr 2009 wurde mangels einer breiten Datenbasis das Bemessungskonzept von Zapfe [128] angewandt, das die Tragfähigkeit der Betondübel u.a. in Abhängigkeit der Betonzugfestigkeit sieht. Ein erstes Ziel dieser neuen Versuchsreihen [72] bestand darin, diese Abhängigkeit zu überprüfen und ggf. einen anderen Bezug herauszuarbeiten.

Der Hauptgrund für die zusätzlichen Tests lag darin, dass bei den sechs im Jahr 2009 durchgeführten Versuchen das Ergebnis eines Tests deutlich von den Werten der anderen abwich: alle sechs Versuche wiesen Traglasten auf, die sich nicht nennenswert voneinander unterschieden, beim „Ausreißer“ wurde hierbei allerdings eine rund 33% höhere Betondruckfestigkeit ermittelt als bei den anderen Probekörpern.

Daraus und durch den Bezug auf die Betonfestigkeit nach Zapfe [128] ergab sich bei der damaligen statistischen Auswertung [74] mit 70,25 kN ein sehr niedriger Bemessungswert pro Betondübel verglichen mit dem experimentell ermittelten Mittelwert von rund 196 kN pro Betondübel.

Um die Tragfähigkeit der zum Einsatz kommenden Betondübel genauer zu untersuchen, wurden am Institut für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart zusätzliche Versuche [72] durchgeführt, die die Versuche aus dem Jahr 2009 ergänzten und die vorhandenen Unklarheiten beseitigen sollten. Zusätzlich sollte durch die zusätzlichen Tests eine breitere Datenbasis für die statistische Auswertung geschaffen werden.

Die im Rahmen von [72] durchgeführten Versuche konzentrierten sich hauptsächlich auf die Bestimmung der Längsschubtragfähigkeit unter der gegenseitigen Einflussnahme verschiedener Parameter des Verbunddeckensystems. Die einzelnen Versuchsreihen unterscheiden sich jeweils um einen bestimmten Parameter, so dass gezielt dessen Einfluss auf die Betondübeltragfähigkeit untersucht wurde. Es wurden 21 Push-out Probekörper (7 Serien à 3 Versuchskörpern) hergestellt und getestet. Grundlegend unterschieden sich die einzelnen Serien in den verschiedenen verwendeten Stahlträgern (HEA- bzw. HEM-Baureihe), verschiedenen Bewehrungsstäben (Durchmesser 12 mm bzw. 25 mm) bzw. unterschiedlich großen Bohrungen für die Betondübel (Durchmesser 25 mm bzw. 40 mm) – siehe Tab. 4-12.

Tab. 4-12: Übersicht CoSFB Testreihe

Serie	Walzprofil	t _{Steg} [mm]	Ø Stegausehnung [mm]	Ø Bewehrung [mm]	Abstand Stegausehnung – OK Oberflansch [mm]
1a	HEM 220	15,5	40	12	64
1b	HEM 220	15,5	40	12	64
2-1a	HEA 240	7,5	40	12	53
2-1b	HEA 240	7,5	40	12	53
2-2a	HEM 220	15,5	25	12	56,5
2-2b	HEM 220	15,5	40	25	64
2-3*	HEM 220	15,5	25	12	56,5

* Anmerkung zu Serie 2-3: Kein Beton in der Stegausehnung („Betondübel ohne Beton“), Bohrloch im Steg vor Betonage mit Silikon verschlossen

Die Versuchsabmessungen sowie die Versuchsdurchführung orientierten sich hierbei an DIN EN 1994-1-1 [35], vgl. Abb. 4-25. Entsprechend der Forderung dieser Norm wurden die beiden Seiten des Push-out Körpers liegend betoniert. Insbesondere wurde darauf geachtet, dass die Push-out Körper jeder Ausführungsvariante gleichzeitig – also aus einer Betoncharge – betoniert worden sind. Dies hatte zur Folge, dass die Push-out Körper erst nach dem Betonieren zusammengebaut werden konnten. Der Zusammenbau erfolgte durch Verschweißen der beiden Körperhälften. Die Stahlprofile konnten an den beiden Unterflanschen der Stahlträger

ohne einen zusätzlichen Zwischenträger miteinander verschweißt werden. Hierzu waren die Unterflansche auf der Außenseite jeweils 5 mm angefast (vgl. Abb. 4-26).

Das nachträgliche Zusammenbauen der beiden Trägerhälften sowie die sehr ebene Aufstandsfläche der Push-out-Körper ermöglichten den Verzicht auf eine Mörtelausgleichsschicht beim Einbau der Versuchskörper in den Versuchsstand.

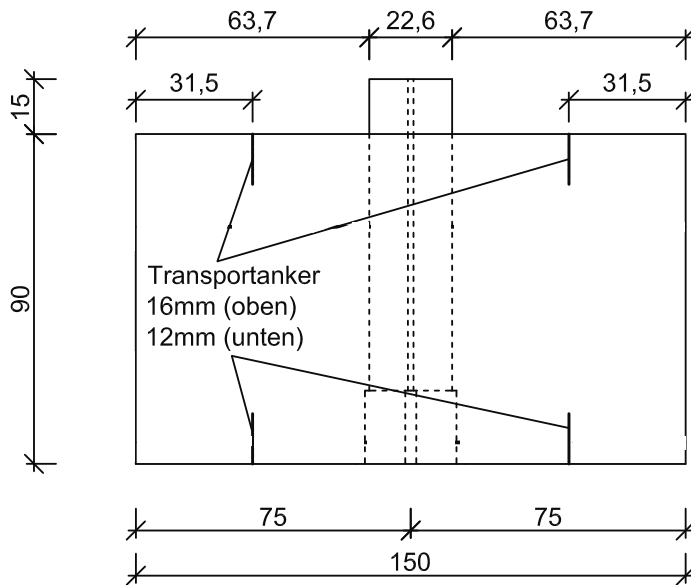


Abb. 4-25: Abmessungen Push-out Tests (z. B. Serie 1a)

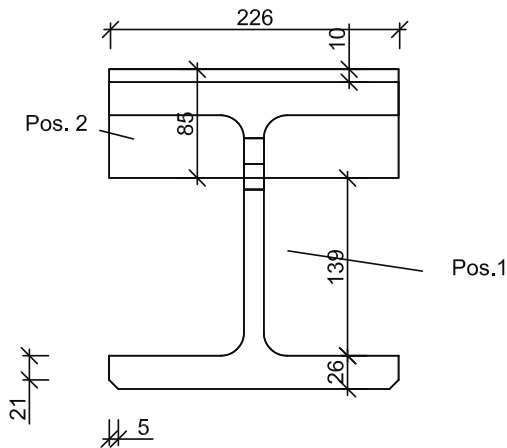


Abb. 4-26: Stahlquerschnitt HEM 220 (z. B. Serie 1a) mit Kopfplatte

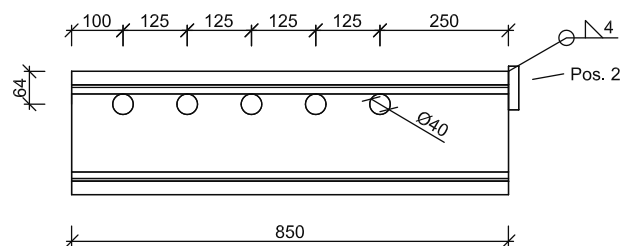


Abb. 4-27: Position der Bohrungen am HEM 220 - Träger (z. B. Serie 1a)

Wie in Abb. 4-27 zu erkennen ist, wurden je Push-out Körperhälfte 5 Betondübel bzw. Bohrungen angeordnet. Der Lochdurchmesser wurde bei den einzelnen Serien variiert. Die Abbildung zeigt beispielhaft die Konfiguration der Serie 1a. Der Achsabstand der Bohrungen zueinander betrug bei allen Testserien 125 mm, der Randabstand 100 mm auf der lastabgewandten Seite. Somit besaß jeder Push-out Test 10 Betondübel. Der für den Betondübel notwendige Bewehrungsstab hatte pauschal bei allen Versuchsserien eine Gesamtlänge von 180 cm mit ca.

30 cm langen Endhaken. Somit wurde bei allen Konfigurationen die erforderliche Mindestverankerungslänge nach DIN EN 1992-1-1 [32] für die Bewehrungsstäbe eingehalten.

Um eine gleichmäßige Lasteinleitung in den Stahlträger zu gewährleisten, wurde eine Kopfplatte auf den Stahlträger aufgeschweißt, vgl. Pos. 2 in Abb. 4-26. Die Anordnung der Bleche auf Höhe der Betondübel und die daraus resultierende Lasteinleitung auf Höhe der Betondübel diente zur Reduktion auftretender Exzentrizitätsmomente. Die Lasteinleitung von der Prüfmaschine in die Testkörper erfolgte über eine dicke Lastverteilungsplatte, die auf den beiden Kopfplatten aufgelagert wurde.

4.3.7.2 Materialkennwerte

Gleichzeitig mit der Herstellung der Versuchsträger wurden im Betonwerk Probewürfel und -prismen hergestellt, vgl. [26] und [27]. Die Würfel besaßen hierbei die Abmessungen 15x15x15cm, die Prismen hatten die Abmessung von 53x10x10cm. Je Charge wurden zehn normalgelagerte Probewürfel, drei wassergelagerte Proben sowie neun Betonprismen hergestellt. Anhand der Würfel wurden die Druckfestigkeiten bestimmt [28], die Prismen dienten zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit [29]. Die Würfel und Prismen wurden jeweils zeitgleich mit dem jeweiligen Versuch getestet. Es ergaben sich hierbei die in Tab. 4-13 angegebenen Festigkeiten. Angegeben ist jeweils der Mittelwert aus den Einzelproben. Die Druckfestigkeit ist als Zylinderdruckfestigkeit angegeben.

Tab. 4-13: Übersicht der Betondruck- und Biegezugfestigkeiten

Serie	Druckfestigkeit * [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]
1a	26,7	4,1
1b	55,1	5,1
2-1a	29,5	4,0
2-1b	58,2	5,3
2-2a	32,7	4,4
2-2b	40,0	4,7
2-3	38,3	4,7

*Wert auf die Zylinderdruckfestigkeiten umgerechnet ($f_{c,cyl} \approx 0,81 \cdot f_{c,cube}$)

Die Bewehrung wurde für alle Versuchsträger aus derselben Charge entnommen, so dass für jeden unterschiedlichen Durchmesser nur jeweils drei Zugproben für die Bestimmung der Festigkeit geprüft wurden, vgl. [24] und [38]. Die Bewehrungsstäbe für den Betondübel hatten bei den unterschiedlichen Serien entweder einen Durchmesser von 12 mm oder 25 mm. Die Zugfestigkeit wurde an der MPA Stuttgart bestimmt, vgl. Tab. 4-14.

Tab. 4-14: Zugfestigkeit der Stahlbetonbewehrung, Durchmesser 12 mm und 25 mm

Versuchskörper	Querschnittsfläche [mm ²]	R _{p0,2} [N/mm ²]	R _m [N/mm ²]	Fließdehnung [-]
Mittelwert D12	111,3	530,6	582,5	2,65*10 ⁻³
Mittelwert D25	496,1	529,3	636,9	2,65*10 ⁻³

Die Materialkennwerte der Baustahlprofile wurden von ArcelorMittal ermittelt. Es wurden insgesamt aus fünf Trägern (4 x HEM 220, 1 x HEA 240) je drei Proben (am Obergurt links und rechts sowie in Stegmitte) entnommen. Die Werte der einzelnen Proben der Profile lagen nahe beieinander, sodass für weiterführende Berechnungen gemittelte Werte benutzt werden konnten. Es ergaben sich die in Tab. 4-15 aufgeführten Festigkeiten.

Tab. 4-15: Materialkennwerte des Baustahlprofils

Versuchskörper	R _{eH} [N/mm ²]	R _{eL} [N/mm ²]	R _m [N/mm ²]	Fließdehnung [-]
Mittelwert HEA 240	462	449	541	2,308*10 ⁻³
Mittelwert HEM 220	382	375	507	1,906*10 ⁻³

4.3.7.3 Versuchsergebnisse

Abb. 4-28 zeigt beispielhaft am Ergebnis des Versuchskörpers P1 der Serie 1a das charakteristische Last-Schlupf-Verhalten der CoSFB Betondübel mit einem Durchmesser 12 mm Bewehrungsstab. Deutlich zu erkennen ist das ausgeprägt duktile Verhalten der Betondübel, was dazu führt, dass alle untersuchten Konfigurationen das Duktilitätskriterium nach DIN EN 1994-1-1 [35] einhalten bzw. sogar deutlich besser abschneiden als normativ gefordert.

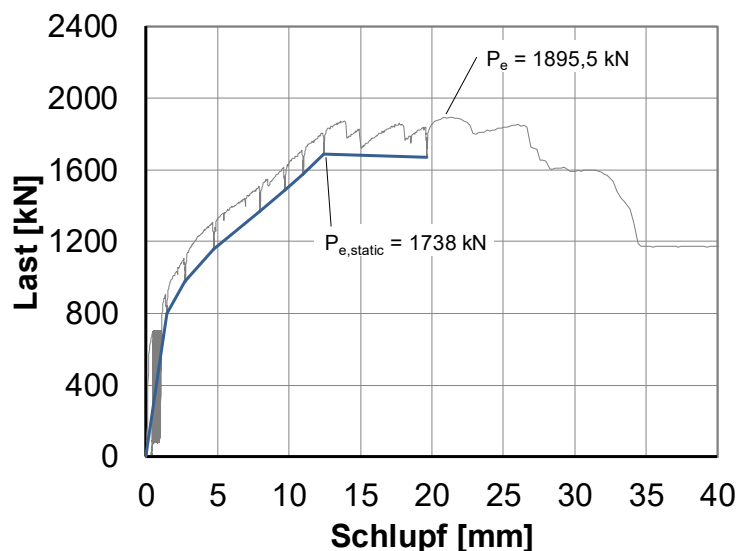


Abb. 4-28: Last-Schlupf-Kurve mit CoSFB Betondübel, Versuchsserie 1a-P1, aus [73]

Auf die zyklische Vorbelastungsphase folgt die Laststeigerungszone. Deutlich zu erkennen sind die Relaxationspunkte. Schließlich tritt der stufenweise Lastabfall nach Erreichen der Traglast der Verbundmittel ein.

Abb. 4-28 und Abb. 4-29 zeigen bei gleichzeitiger Betrachtung beispielhaft für alle Serien – mit Ausnahme von Serie 2-2b –, dass das Versagen der Betondübel bzw. der Bewehrungsstäbe in den Betondübeln sehr gut am jeweiligen Last-Verformungs-Diagramm nachvollzogen werden kann. Nach Erreichen der Traglast kommt es zu einem treppenartigen Lastabfall. Zeitgleich waren aus dem Versuchskörper heraus laute und dumpfe Schläge zu vernehmen, die nach dem Aufsägen eindeutig dem Versagen der Bewehrungsstäbe zugeordnet werden konnten. Des Weiteren ist sehr gut der stufenweise Lastabfall zu erkennen, woraus zu schließen ist, dass die Verbindungsmittel nicht alle gleichzeitig, sondern der Reihe nach versagten.

Durch das Aufsägen der Prüfkörper mehrerer Versuchsreihen war festzustellen, dass die plastischen Verformungen der Bewehrungsstäbe durch die Längsschubbeanspruchung nicht bei jeder Konfiguration gleich stark ausgeprägt waren. Um hier Beziehungen zwischen den einzelnen Serien ableiten zu können, wurden die ausgebauten Bewehrungsstäbe vermessen. Ausgehend vom mittleren Fließgelenk im Stab wurde die Verformungslänge gemessen, die als der axiale Abstand zu einem der seitlich gelegenen Fließgelenke definiert wurde. In einem zweiten Schritt wurde der Abstand der beiden Fließgelenke senkrecht zur Trägerachse vermessen. Schließlich wurde aus diesen Messwerten der Verformungswinkel abgeleitet, der als Drehwinkel der Gerade durch die beiden Fließgelenke aus der ursprünglichen Stabachse definiert wurde, vgl. Abb. 4-29. Um keine Verfälschung der Resultate durch Randeinflüsse zu erhalten, wurden für die Auswertung lediglich die Stäbe 2, 3 und 4 herangezogen. Die Ergebnisse lassen folgende Schlüsse zu, vgl. [101]:

- Eine Erhöhung der Betonfestigkeit verkürzt die Verformungslänge, so dass die Fließgelenke näher zusammenrücken. Durch diesen Effekt erhöht sich der Verformungswinkel.
- Das Zusammenrücken der Fließgelenke bewirkt eine Konzentration der Schubbeanspruchung im Bewehrungsstab.
- Diese stärker konzentrierte Beanspruchung wird daher als Ursache angesehen, dass die Serien mit höherer Betongüte eine niedrigere Traglast aufweisen als die anderen Serien.

Durch den parametrisierten Aufbau des Versuchsprogramms konnten Abhängigkeiten von einzelnen Einflussgrößen untersucht werden. Diese sind nachfolgend dargestellt.

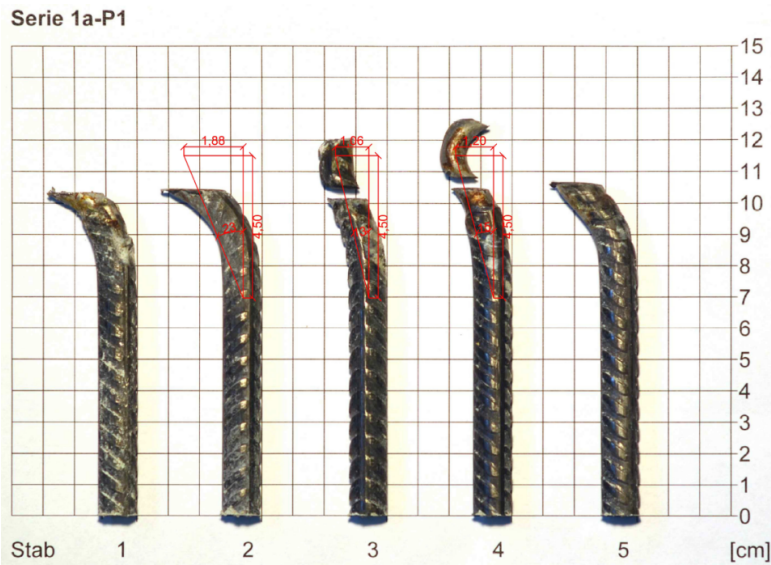


Abb. 4-29: Plastisch verformte CoSFB Betondübel, Versuchsserie 1a-P1, aus [101]

Betongüte

Der Vergleich der Serien 1a und 1b (Stahlprofil HEM 220) zeigt deutlich, dass bei ansonsten gleicher Konfiguration – aber ungefähr doppelter Betondruckfestigkeit – die maximale Traglast pro Betondübel deutlich absinkt. Der Unterschied zwischen den beiden Serien beträgt rund 17%. Auch beim Vergleich der Serien 2-1a und 2-1b wird deutlich, dass die maximale Traglast pro Betondübel absinkt – zwischen den beiden Serien um rund 7%. Zusätzlich war festzustellen, dass sich die Stegausehmunen beim untersuchten Probekörper der Serie 2-1a durch den offensichtlich starken Druck der Bewehrungsstäbe teilweise plastisch verformt haben. Ein deutliches Beispiel zeigt Abb. 4-30. Dieser Effekt war bei den Versuchskörpern der Serie 2-1b, die die höhere Betongüte aufwiesen, nicht feststellbar.



Abb. 4-30: Plastische Verformung einer Stegausehmunung des Probekörpers der Serie 2-1a, [73]

Stegdicke

Die Konfigurationen der Serien 1b und 2-1b sind bis auf das verwendete Stahlprofil identisch. Durch die Variation von HEM 220 auf HEA 240 halbiert sich die Stegdicke von 15,5 mm auf 7,5 mm. Beim Vergleich dieser beiden Serien zeigt sich, dass der Einfluss der Stegdicke nur sehr gering ist. Eine Halbierung der Stegdicke durch den Einsatz des HEA-Trägers reduziert die Traglast pro Betondübel lediglich um ca. 4%.

Durchmesser Bewehrungsstab

Die Konfigurationen der Serien 2-2a und 2-2b sind bis auf den eingelegten Bewehrungsstab im Betondübel identisch. Beim Vergleich dieser beiden Serien zeigt sich, dass der Durchmesser des Bewehrungsstabs einen sehr großen Einfluss auf die Traglast des Betondübels hat. Bei den Versuchen wurde durch die Verdoppelung des Stabdurchmessers auch beinahe eine Verdoppelung der Traglast erzielt. Es ist allerdings anzunehmen, dass die tatsächliche Traglast des Betondübels noch viel höher lag, da bei allen Versuchen der Serie 2-2b ein Versagen des Betons an der Aufstandsfläche der Prüfkörper als maßgebendes Versagenskriterium ausgemacht werden konnte.

Betonfüllung in der Stegbohrung

Die Konfigurationen der Serien 1a und 2-3 sind identisch – mit der Besonderheit, dass bei den Versuchen der Serie 2-3 die Stegausehmungen mit Silikon verschlossen wurden, sodass es keine Betonfüllung in der Stegausehmung gab. Beim Vergleich dieser beiden Serien zeigt sich, dass die Füllung der Stegausehmung mit Beton einen sehr großen Einfluss auf die Traglast des Betondübels hat. Durch das Verhindern einer Betonfüllung reduziert sich die Traglast bei ansonsten ähnlicher Konfiguration um rund ein Drittel.

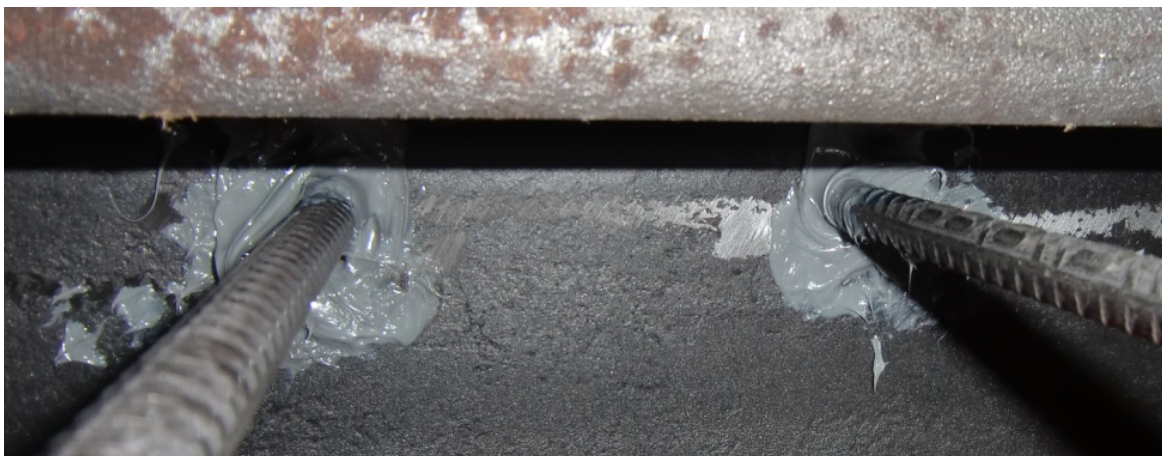


Abb. 4-31: Silikongefüllte Stegausehmungen, aus [73]

Tab. 4-16 fasst alle Versuchsergebnisse der aktuellen Tests (Serien 1a bis 2-3) und den bereits 2009 durchgeführten Versuchen (Serien P1 und P2) zusammen. Neben sämtlichen Geometrie- und Materialangaben sind sowohl die maximale „dynamische“ Traglast als auch die statische Traglast (unter Berücksichtigung der Betonrelaxation) angegeben. Die gemessenen Würfeldruckfestigkeiten sind auf Zylinderdruckfestigkeiten umgerechnet (Faktor 0,80).

Tab. 4-16: Zusammenfassung der CoSFB Versuchsergebnisse

Serie	Test	Walzprofil	t _{Steg}	Ø Steg- aus- nehmung	Ø Beweh- rung	Betondruck- festigkeit f _{cm}	Stegaus- nehmung - OK Flansch (Abb. 4-27)	Pressen- last	Pressen- last stat.
			[mm]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[mm]	[kN]	[kN]
P1	V1					31,8		2141,0	1969,7
	V2	HE220M	15,5	40	12	34,9	64	2292,0	2108,6
	V3					35,3		2070,0	1904,4
P2	V4					45,6		2249,0	2069,1
	V5	HE220M	15,5	40	12	36,4	64	2343,0	2155,6
	V6					36,3		2254,0	2073,7
1a	1					26,8		1895,5	1738,0
	2	HE220M	15,5	40	12	26,6	64	1930,5	1745,5
	3					26,8		2065,0	1942,5
1b	1					54,4		1668,0	1495,5
	2	HE220M	15,5	40	12	54,7	64	1612,5	1461,0
	3					56,1		1684,0	1558,5
2-1a	1					29,2		1579,5	1372,5
	2	HE240A	7,5	40	12	29,6	53	1841,0	1683,5
	3					29,6		1764,5	1586,0
2-1b	1					56,9		1536,0	1358,5
	2	HE240A	7,5	40	12	60,0	53	1582,5	1460,0
	3					57,6		1655,5	1511,0
2-2a	1					32,2		2033,0	1905,0
	2	HE220M	15,5	25	12	32,6	56,5	2022,0	1881,5
	3					33,3		2034,0	1883,0
2-2b	1					38,6		4143,0	3709,5
	2	HE220M	15,5	40	25	41,1	64	3993,0	3527,5
	3					40,4		3798,5	3383,5
2-3	1					37,7		1377,5	1152,5
	2	HE220M	15,5	25	12	38,4	56,5	1486,0	1318,0
	3					38,7		1386,0	1227,5

4.3.8 Zusammenfassung / Schlussfolgerung

Die dargestellten Push-out Versuche stellen Möglichkeiten zum Verbund von Stahlprofil und Betongurt in unterschiedlichen Varianten vor. In den durchgeführten Untersuchungen kamen Push-out Versuchskörper mit Kopfbolzen bzw. X-HVB Schenkeldübeln in Vollbetonplatten

bzw. in profilierten Betongurten sowie CoSFB Betondübel in Slim-Floor Querschnitten zum Einsatz. Zusätzlich wurde die Betondruckfestigkeit in einem weiten Intervall variiert sowie bei den X-HVB-Schenkeldübeln auch die Verwendung von Leichtbetonen untersucht. Hierbei kam es bei Verwendung der Kopfbolzen bzw. X-HVB Schenkeldübel in Vollbetonplatten überwiegend zu Stahlversagen in Form von abgescherten Kopfbolzenschäften bzw. Setzbolzen der Schenkeldübel. In profilierten Betongurten sowie bei Vollbetonplatten niedriger Bauhöhe (kombiniert mit X-HVB 40 Schenkeldübeln) trat mehrheitlich Betonversagen auf. In einigen wenigen Fällen kam es zu kombiniertem Stahl-/Betonversagen, d.h. es traten mehrere Versagensmodi an einem Prüfkörper auf.

Bei der Durchführung und Beurteilung der Versuche wurde vor allem darauf geachtet, ob die unterschiedlichen Konfigurationen das Duktilitätskriterium nach DIN EN 1994-1-1 [35] erfüllten. Hierzu war unter charakteristischem Lastniveau ein Mindest-Verformungsvermögen von 6 mm zu erreichen. Die Mehrheit der getesteten Konfigurationen konnte das Kriterium ohne Einschränkungen erfüllen. Die Versuchsreihe mit den CoSFB Betondübeln wies hierbei das duktilste Verhalten auf, da sich auf Traglastniveau ausgeprägte Fließplateaus ausbildeten. Einige Versuche mit X-HVB Schenkeldübeln konnten das Kriterium mit der gemessenen Traglast nicht erfüllen. Allerdings ist die Traglast von X-HVB Schenkeldübeln per Definition auf die Schubtragfähigkeit der beiden Setzbolzen begrenzt, die zur Befestigung der Schenkeldübel auf dem Untergrund dienen. Wurde in den betreffenden Fällen diese Grenzlast untersucht, konnte das 6 mm-Kriterium deutlich erfüllt werden.

Somit ist festzustellen, dass gemäß der Vorgehensweise zur Ermittlung des Verformungsvermögens nach DIN EN 1994-1-1 [35], Anhang B bei allen untersuchten Verbund-Konfigurationen von duktilem Verhalten des Verbundmittels ausgegangen werden kann – obgleich viele der untersuchten Kombinationen nach DIN EN 1994-1-1 [35] nicht zulässig sind.

4.4 Versuchsbeschreibung Trägerversuche

4.4.1 Allgemeines

Die untersuchten Verbundträger stammen aus zwei Forschungsprojekten:

- DISCCO: Development of Improved Shear Connection Rules in Composite Beams, vgl. [3; 2]
- ArcelorMittal CoSFB: Beantragung einer nationalen Zulassung für den CoSFB Betondübel, vgl. [72; 101]



a) Trägerversuch aus DISSCO [2]



b) Trägerversuch aus CoSFB [72; 101]

Abb. 4-32: Versuchskörper mit (a) profiliertem Betongurt bzw. (b) Betondübel nach CoSFB System

Das DISSCO Forschungsprojekt [2] beschäftigte sich überwiegend mit der Tragfähigkeit und Duktilität von Kopfbolzen in profilierten Betongurten, während mit dem CoSFB Betondübel von ArcelorMittal Slim-Floor Träger hergestellt werden, bei denen durch Bohrungen im Steg des Stahlträgers Bewehrungsstäbe geführt und anschließend in die Betonplatte einbetoniert wurden und somit eine schubfeste Verbindung zwischen Stahlträger und Betonplatte gewährleisten. Verbundträger beider Bauarten können große Spannweiten bei vergleichsweise geringen Bauhöhen überbrücken.

4.4.2 Versuchsdurchführung

Zur Untersuchung beider Trägervarianten wurden 4-Punkt-Biegeversuche durchgeführt. Hierbei wurden die Träger so konfiguriert, dass rechnerisch Schubversagen in der Verbundfuge

auftreten sollte, bevor es in Feldmitte zu einem Biegeversagen der Verbundträger kommen sollte.

Die Versuchsdurchführung erfolgte – sofern in den nachfolgenden Abschnitten nicht anders angegeben – entsprechend den Empfehlungen nach DIN EN 1994-1-1 [35], Anhang B und wurde dem Sinn nach von Push-out Versuchen auf Trägerversuche übertragen. Gemäß DIN EN 1994-1-1 [35], Anhang B.2.4 wurde zunächst die Versuchslast in mehreren Stufen bis zu 40% der erwarteten Bruchlast gesteigert und anschließend 25 Lastzyklen mit Ober- bzw. Unterlasten von 40% bzw. 5% der erwarteten Bruchlast aufgebracht. Dieses Vorgehen wird empfohlen, um Effekte wie Haftreibung zwischen Betongurt und Stahlträger so weit wie möglich zu minimieren, sodass die reinen Dübeltragfähigkeiten bestimmt werden können.

Der komplette Vorbelastungsvorgang wurde kraftgesteuert absolviert. Nach Ende des 25. Lastwechsels wurde die Steuerung der Prüfmaschine auf Wegsteuerung umgeschaltet und die Verschiebung in Weg-Inkrementen von je 5 mm mit einer Geschwindigkeit von $v = 0,01$ mm/s aufgebracht, bis die Last-Verformungs-Kurve ihr Maximum erreicht hatte. Dieses Vorgehen gewährleistete, dass die Versuchsdauer bis zur Bruchlast deutlich mehr als 15 min betrug – wie nach DIN EN 1994-1-1 [35] gefordert. Anschließend wurden die Weg-Inkmente erhöht und die Geschwindigkeit über $v = 0,02$ mm/s im deutlichen Nachtraglastbereich auf $v = 0,05$ mm/s gesteigert. Die Versuche wurden beendet, wenn entweder ein Versagen der Verbundmittel auftrat oder mindestens die vertikale Durchbiegung $L/40 = 5000/40 = 125$ mm bzw. $4000/40 = 100$ mm überschritten wurde. Diese Verformung wurde als notwendig angesehen, um die maximale Biegetragfähigkeit aufbauen zu können. Dieser Wert liegt deutlich über dem nach [11] empfohlenen Grenzwert von $L/250$, der für die untersuchten Trägerlängen 20 mm bzw. 16 mm beträgt.

Über die normativen Anforderungen hinaus wurde bei sämtlichen Versuchen der Einfluss der Kurzzeitrelaxation (vgl. Hanswille et al. [50; 52; 51]) bestimmt. Die weggesteuerte Prüfmaschine wurde hierzu mehrfach vor und nach der Bruchlast angehalten und die jeweils aktuell aufgebrachte Verschiebung für ca. 5 Minuten beibehalten. Durch den Effekt der Kurzzeitrelaxation erfolgte in dieser Zeitspanne ein Lastabfall, der bei ungefähr 4% der anliegenden Pressenkraft liegt. Aus diesen Haltepunkten kann neben der „dynamischen“ Last-Verformungskurve eine statische Last-Verformungskurve ermittelt werden. Weitergehende Informationen zur Versuchsdurchführung können [3] und [74] entnommen werden.

4.4.3 Versuchskörper mit Kopfbolzen in profilierten Betongurten

4.4.3.1 Versuchskörpergeometrien und Parameterbereiche

Die IPE 300 Versuchsträger wiesen 5 m Spannweite auf und wurden als 4-Punkt-Biegeversuche getestet. Die Lasteinleitungspunkte lagen hierbei jeweils 1,80 m von den Auflagern entfernt, sodass in den äußeren Trägerbereichen von konstanter Schubbeanspruchung ausgegangen werden konnte. Der profilierte Betongurt wurde mit Cofraplus 60 Blechen ausgeführt. Die Gesamtdicke der Betonplatte lag bei 130 mm.

Um direkte Vergleiche mit den Push-out Versuchen anstellen zu können, wurden bei den Trägerversuchen ebenfalls folgende Parameter variiert, vgl. Tab. 4-17:

- Durchmesser der Kopfbolzen: 19 mm oder 22 mm,
- Anzahl der Kopfbolzen je Sicke: ein oder zwei Kopfbolzen, jeweils mittig in der Profilblechsicke angeordnet,
- Einfluss der Kopfbolzenschweißung: durch das Profilblech geschweißt oder direkt auf den Stahlobergurt geschweißt mit vorgelochtem Profilblech,
- Einfluss der Betongüte: C30/37 oder C40/50,
- Einfluss der Anordnung der Bewehrung: ein- oder zweilagige Bewehrung.

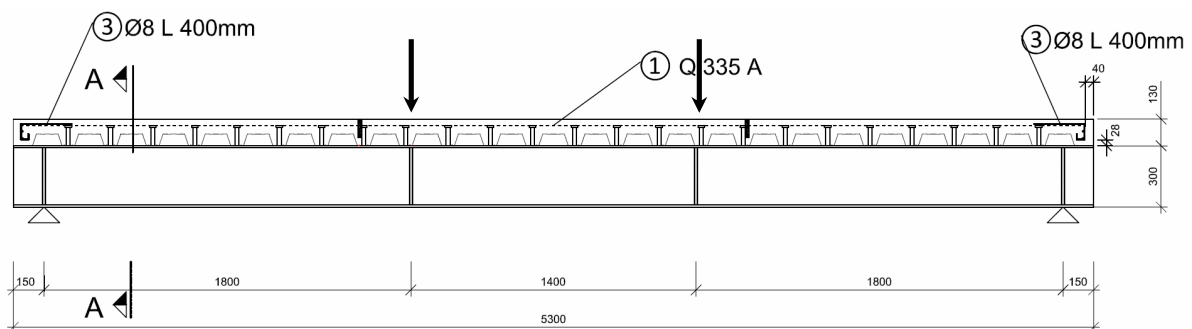


Abb. 4-33: Abmessungen der Versuchskörper mit profiliertem Betongurt

4.4.3.2 Materialkennwerte

Die Versuchsserien 2-01 bis 2-08 aus [2] wurden als Trägerversuche mit profiliertem Betongurt ausgeführt. Die Kennwerte sind in Tab. 4-17 angegeben. Die Höhe h sowie der Schaftdurchmesser d_{sc} der Kopfbolzen sind als Nennwerte angegeben. Die Zugfestigkeit f_u der Kopfbolzen ist den Hersteller-Prüfzeugnissen entnommen. Sämtliche eingesetzten Kopfbolzen eines bestimmten Durchmessers stammen aus einer Materialcharge. Die Betondruckfestigkeiten f_{cm} wurden parallel zu den Trägerversuchen mittels 3 Probewürfeln an der MPA Uni Stuttgart ermittelt. Der daraus ermittelte Elastizitätsmodul E_{cm} wurde nach DIN EN 1992-1-1 [32] bestimmt.

Tab. 4-17: Materialkennwerte Trägerversuche: Kopfbolzen in profiliertem Betongurt

Serie	Profilblech			Kopfbolzen		Beton			Bewehrung		
	h_p [mm]	b_m [mm]	t [mm]	d [mm]	h_{sc} [mm]	n_r	f_u [N/mm ²]	$f_{cm,cyl}$ [N/mm ²]	E_{cm} [N/mm ²]	Untere Lage	Obere Lage
2-01	58	81,5	0,88	19	100	1 [‡]	549	45,2	34591 ⁺	-	Q335A
2-02				1		549	44,3	34383 ⁺	Q188A	Q335A	
2-03				2 [‡]		549	45,4	34637 ⁺	-	Q335A	
2-04				2		549	44,3	34383 ⁺	-	Q335A	
2-05				1		543	41,4	33692 ⁺	-	Q335A	
2-06				1		543	41,6	33740 ⁺	Q188A	Q335A	
2-07				1		543	64,2	38431 ⁺	Q188A	Q335A	
2-08				2 [‡]		549	63,4	38287 ⁺	Q188A	Q335A	

[‡] Kopfbolzen durchgeschweißt

⁺ $E_{cm} = 22 (f_{cm}/10)^{0,3}$

Die Materialkennwerte der Baustahlprofile wurden von ArcelorMittal ermittelt. Es wurden insgesamt drei Proben (am Obergurt links und rechts sowie in Stegmitte) entnommen. Die Werte der einzelnen Proben der Profile lagen nahe beieinander, sodass für weiterführende Berechnungen gemittelte Werte benutzt werden können. Es ergaben sich die in Tab. 4-18 aufgeführten Festigkeiten.

Tab. 4-18: Materialkennwerte des Baustahlprofils

Versuchskörper	R_{eH} [N/mm ²]	R_{eL} [N/mm ²]	R_m [N/mm ²]
Mittelwert IPE 300	418	395	496

4.4.3.3 Versuchsergebnisse

Nachfolgend sind die Ergebnisse der 8 durchgeführten Trägerversuche dargestellt. Beispielfhaft sind bei Versuch 2-01 die Last-Verformungs-Kurve sowie die daraus abgeleitete statische Last-Verformungskurve dargestellt, deren grundlegendes Verhalten sich auch auf die Versuche 2-02 bis 2-08 übertragen lässt. Alle Last-Verformungs-Kurven sowie weitere Details sind im Anhang enthalten.

Träger 2-01

Versuch 2-01 benutzte einen durchgeschweißten 19 mm Kopfbolzen pro Profilblechsicke. Die Betongüte betrug C30/37 und die Betonplatte war nur einlagig bewehrt. Die Traglast betrug $P_{max} = 388$ kN bei einer vertikalen Durchbiegung von 53,5 mm in Feldmitte. Die statische Traglast unter Berücksichtigung der Betonrelaxation lag bei 373 kN, was einer Traglastminderung von ca. 4% entspricht, vgl. Abb. 4-34 und Abb. 4-35. Die Last-Verformungs-Kurve weist ein überaus duktilen Bauteilverhalten auf. Das L/40-Kriterium konnte erfüllt werden – der Versuch wurde bei einer maximalen Verformung von 145 mm in Feldmitte beendet.

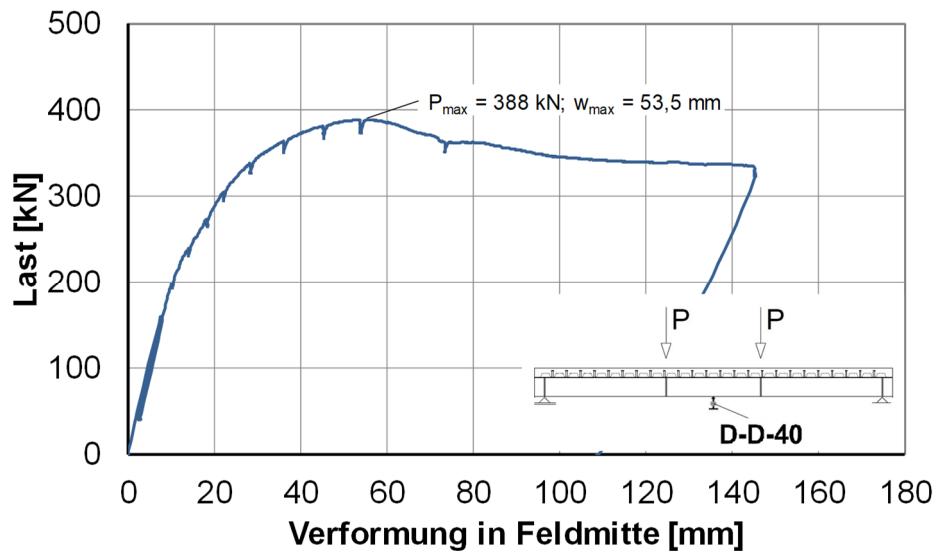


Abb. 4-34: Last-Verformungs-Kurve Versuchsträger 2-01, aus [69]

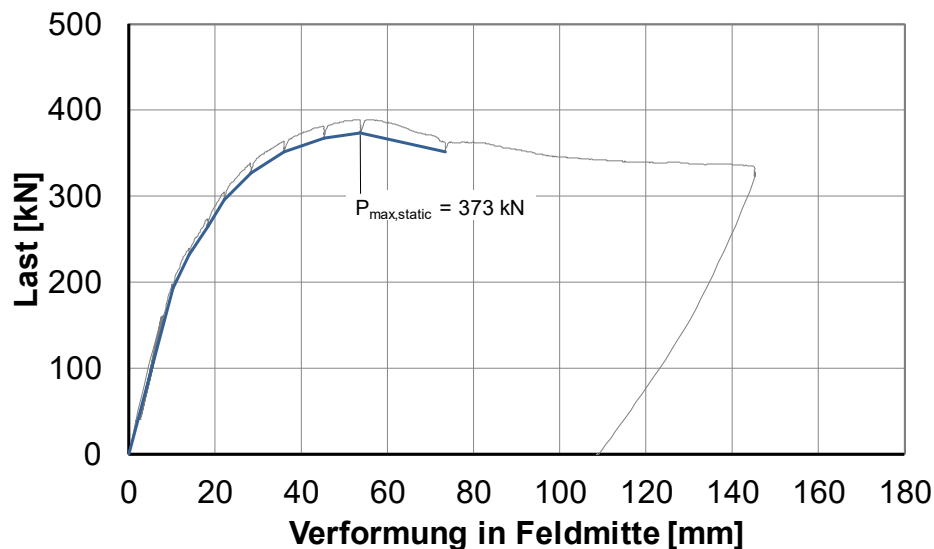


Abb. 4-35: Statische Last-Verformungs-Kurve Versuchsträger 2-01, aus [69]

Träger 2-02

Versuch 2-02 benutzte einen 19 mm Kopfbolzen pro Profilblechsicke. Das Profilblech war vorgelocht. Die Betongüte betrug C30/37 und die Betonplatte war zweilagig bewehrt. Die Traglast betrug $P_{\max} = 391 \text{ kN}$ bei einer vertikalen Durchbiegung von 58,5 mm in Feldmitte. Die statische Traglast unter Berücksichtigung der Betonrelaxation lag bei 377 kN, was einer Traglastminderung von ca. 3,5% entspricht. Die Last-Verformungs-Kurve weist ein überaus duktiles Bauteilverhalten auf. Das L/40-Kriterium konnte erfüllt werden – der Versuch wurde bei einer maximalen Verformung von 140 mm in Feldmitte beendet.

Träger 2-03

Versuch 2-03 benutzte zwei durchgeschweißte 19 mm Kopfbolzen pro Profilblechsicke. Die Betongüte betrug C30/37 und die Betonplatte war einlagig bewehrt. Die Traglast betrug $P_{max} = 393$ kN bei einer vertikalen Durchbiegung von 44,5 mm in Feldmitte. Die statische Traglast unter Berücksichtigung der Betonrelaxation lag bei 374 kN, was einer Traglastminderung von ca. 4,5% entspricht. Die Last-Verformungs-Kurve weist ein überaus duktilen Bauteilverhalten auf. Das L/40-Kriterium konnte erfüllt werden – der Versuch wurde bei einer maximalen Verformung von 140 mm in Feldmitte beendet.

Träger 2-04

Versuch 2-04 benutzte zwei 19 mm Kopfbolzen pro Profilblechsicke. Das Profilblech war vorgelocht. Die Betongüte betrug C30/37 und die Betonplatte war einlagig bewehrt. Die Traglast betrug $P_{max} = 454$ kN bei einer vertikalen Durchbiegung von 49,5 mm in Feldmitte. Die statische Traglast unter Berücksichtigung der Betonrelaxation lag bei 435 kN, was einer Traglastminderung von ca. 4,2% entspricht. Die Last-Verformungs-Kurve weist ein überaus duktilen Bauteilverhalten auf. Das L/40-Kriterium konnte erfüllt werden – der Versuch wurde bei einer maximalen Verformung von 135 mm in Feldmitte beendet.

Träger 2-05

Versuch 2-05 benutzte einen 22 mm Kopfbolzen pro Profilblechsicke. Das Profilblech war vorgelocht. Die Betongüte betrug C30/37 und die Betonplatte war einlagig bewehrt. Die Traglast betrug $P_{max} = 406$ kN bei einer vertikalen Durchbiegung von 54,0 mm in Feldmitte. Die statische Traglast unter Berücksichtigung der Betonrelaxation lag bei 388 kN, was einer Traglastminderung von ca. 4,7% entspricht. Die Last-Verformungs-Kurve weist ein überaus duktilen Bauteilverhalten auf. Das L/40-Kriterium konnte erfüllt werden – der Versuch wurde bei einer maximalen Verformung von 140 mm in Feldmitte beendet.

Träger 2-06

Versuch 2-06 benutzte einen 22 mm Kopfbolzen pro Profilblechsicke. Das Profilblech war vorgelocht. Die Betongüte betrug C30/37 und die Betonplatte war zweilagig bewehrt. Die Traglast betrug $P_{max} = 418$ kN bei einer vertikalen Durchbiegung von 60,0 mm in Feldmitte. Die statische Traglast unter Berücksichtigung der Betonrelaxation lag bei 403 kN, was einer Traglastminderung von ca. 3,8% entspricht. Die Last-Verformungs-Kurve weist ein überaus duktilen Bauteilverhalten auf. Das L/40-Kriterium konnte erfüllt werden – der Versuch wurde bei einer maximalen Verformung von 140 mm in Feldmitte beendet.

Träger 2-07

Versuch 2-07 benutzte einen 22 mm Kopfbolzen pro Profilblechsicke. Das Profilblech war vorgelocht. Die Betongüte betrug C40/50 und die Betonplatte war zweilagig bewehrt. Die Traglast betrug $P_{max} = 430$ kN bei einer vertikalen Durchbiegung von 51,0 mm in Feldmitte. Die statische Traglast unter Berücksichtigung der Betonrelaxation lag bei 411 kN, was einer Traglastminderung von ca. 4,2% entspricht. Die Last-Verformungs-Kurve weist ein überaus duktiles Bauteilverhalten auf. Das L/40-Kriterium konnte erfüllt werden – der Versuch wurde bei einer maximalen Verformung von 165 mm in Feldmitte beendet.

Träger 2-08

Versuch 2-08 benutzte einen 19 mm Kopfbolzen pro Profilblechsicke. Das Profilblech war vorgelocht. Die Betongüte betrug C40/50 und die Betonplatte war zweilagig bewehrt. Die Traglast betrug $P_{max} = 408$ kN bei einer vertikalen Durchbiegung von 52,0 mm in Feldmitte. Die statische Traglast unter Berücksichtigung der Betonrelaxation lag bei 395 kN, was einer Traglastminderung von ca. 3,0% entspricht. Die Last-Verformungs-Kurve weist ein überaus duktiles Bauteilverhalten auf. Das L/40-Kriterium konnte erfüllt werden – der Versuch wurde bei einer maximalen Verformung von 142 mm in Feldmitte beendet.

Versagensmodi

Im Laufe der Versuchsdurchführung wurden unterschiedliche Versagensmechanismen beobachtet. Dabei war festzustellen, dass sich bei der Mehrzahl der Versuche kein maßgebender Versagensmechanismus herausstellte, sondern mehrere Versagensmodi annähernd gleichzeitig auftraten. Grundsätzlich stimmten die beobachteten Versagensmodi mit Blechablösung und Rippendurchstanzen bei geringen Verformungen sowie Betonausbruch bei großen Verformungen sehr gut mit denjenigen überein, die bei den korrespondierenden Push-out Versuchen (genaue Beschreibung der Modi vgl. Kap. 4.3.4) beobachtet wurden, vgl. Abb. 4-36 bis Abb. 4-41.



Abb. 4-36: Geringe Blechablösung zu Beginn des Versuchs (Serie 2-01, ca. 20 mm vertikale Verformung), aus [69]



Abb. 4-37: Deutliche Blechablösung bei Versuchsende (Serie 2-01, ca. 130 mm vertikale Verformung), aus [69]



Abb. 4-38: Betonausbruch an Sicke unterhalb der Lasteinleitung, Serie 2-03, ca. 95 mm vertikale Verformung), aus [69]



Abb. 4-39: Betonausbruch an Sicke im Längsschubbereich, Serie 2-03, ca. 95 mm vertikale Verformung), aus [69]

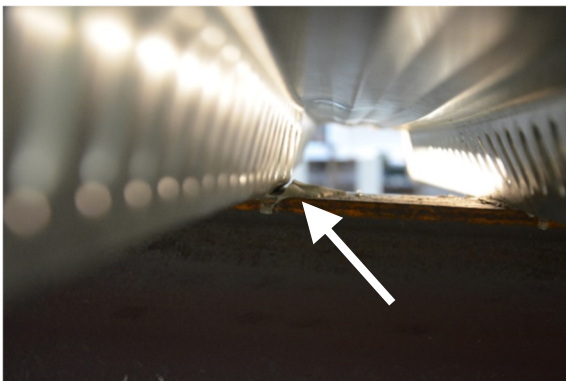


Abb. 4-40: Beule in der Profilblechsicke als Vorankündigung des Rippendurchstanzens (Serie 2-08, ca. 45 mm vertikale Verformung), aus [69]

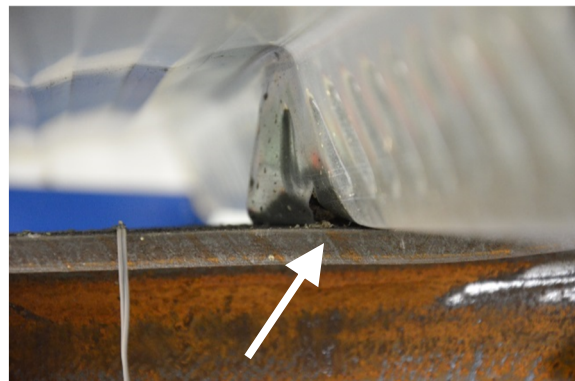


Abb. 4-41: Vollständiges Rippendurchstanzen der Profilblechsicke (Serie 2-07, ca. 120 mm vertikale Verformung), aus [69]

Zusätzlich traten sekundäre Versagensmodi auf, die auf das trägerspezifische Verhalten zurückzuführen sind und damit bei den Push-out Versuchen nicht auftreten konnten. Es sind dies im Einzelnen:

- Betondruck- und -schubversagen im Bereich der Lasteinleitung. Dieses Versagen hatte bei geringen Betonabplatzungen an der Oberfläche des Betongurtes zunächst keinen signifikanten Einfluss auf das Last-Verformungs-Verhalten, führte schließlich aber bei sehr großen Verformungen > 120 mm in einigen Fällen zu einem vollständigen Schubriss in der Betonplatte, was zum Versagen des Systems führte.
- Lokales Beulen des Oberflansches im Bereich der Lasteinleitung. Dieser Mechanismus trat bei allen Versuchskörpern ab einer vertikalen Durchbiegung größer $L/50 = 100$ mm auf. Sämtliche Versuchskörper erreichten ihre jeweilige maximale Traglast jedoch bei deutlich größeren vertikalen Verformungen – es konnte jedoch anhand des Verlaufs der Last-Verformungs-Kurve kein Punkt identifiziert werden, der den Beginn des lokalen Beulens gekennzeichnet hätte.

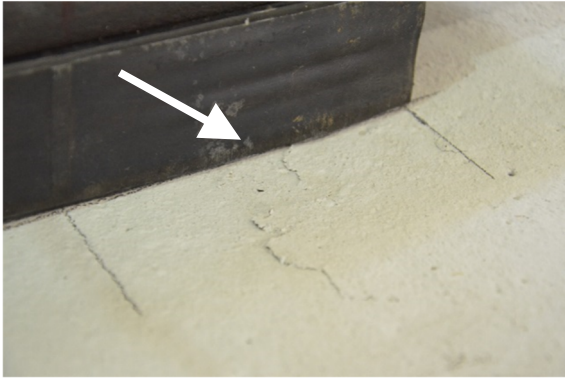


Abb. 4-42: Betondruckversagen in Form von Betonabplatzungen (bei allen Versuchen > 120 mm vertikaler Verformung), aus [69]

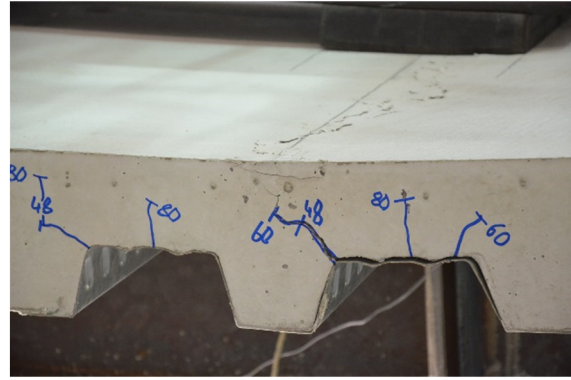


Abb. 4-43: Kombiniertes Druck-Schub-Versagen der Betonplatte im Bereich der Lasteinleitung, aus [69]



Abb. 4-44: Örtliches Ausbeulen des Oberflansches in Bereich der Lasteinleitung, aus [69]



Abb. 4-45: Detail: Örtliches Ausbeulen des Oberflansches in Bereich der Lasteinleitung, aus [69]

Da üblicherweise Verbundträger im realen Einsatz nicht überwiegend punktförmig beansprucht sind, ist davon auszugehen, dass die beobachteten sekundären Versagensmodi bei gewöhnlicher Verwendung nicht auftreten. Somit sind diese Effekte auf die gewählte Form der Belastung bzw. Lasteinleitung zurückzuführen. Es konnte jedenfalls – mit Ausnahme des vollständigen Schubversagens der Betonplatte bei extremen Verformungen – kein bedeutsamer Einfluss auf das Last-Verformungs-Verhalten festgestellt werden.

Schlupf in der Verbundfuge

Die Entstehung des Schlupfs in der Verbundfuge wurde an den Enden sowie in den schubbeanspruchten Feldbereichen der Träger gemessen. Hierbei wurde mittels induktiver Wegaufnehmer der Schlupf am Trägerende durch die Messung der Relativverschiebung zwischen Betonplatte und Stahlträger direkt gemessen, vgl. Abb. 4-46.

Im Feldbereich hingegen konnte aufgrund des profilierten Betongurts lediglich die Relativverschiebung von Profilblech und Stahlträger ermittelt werden. Durch das Ablösen des Profilblechs und der damit einhergehenden Verdrehungen des Profilblechs (vgl. Abschnitt „Versagensmodi“ dieses Kapitels) wurden die geplanten Messungen von diesem Effekt stark überlagert, sodass keine gesicherten Aussagen über den tatsächlichen Schlupfverlauf im längsschubbeanspruchten Bereich des Trägers gemacht werden konnten. Somit erfolgte die Konzentration der Messungen auf die Trägerenden und die jeweils letzte Profilblechsicke, die nicht mehr mit einem Kopfbolzen mit dem Träger verbunden war und somit keine starken Blechverdrehungen stattfinden konnten, vgl. Abb. 4-33 und Abb. 4-37.

Im Folgenden werden die Ergebnisse beispielhaft an Trägerkonfiguration 2-01 vorgestellt. Die weiteren Versuchsträger verhalten sich weitestgehend analog. Die entsprechenden Ergebnisse sind den Protokollen im Anhang zu entnehmen.



Abb. 4-46: Schlupfmessungen zwischen Betongurt und Stahlträger

Abb. 4-47 stellt die Schlupfmessungen an den beiden Enden des Trägers 2-01 dar. Zunächst entwickelt sich die Zunahme des Endschlupfs an allen gemessenen Stellen ungefähr proportional zur Lastzunahme. Ab rund 40% der Versagenslast wächst der Schlupf überproportional an. Obwohl der Träger vollständig symmetrisch hergestellt und mittig in die Versuchsanordnung eingebaut wurde, versagte eine Seite (D-S-110) bevorzugt und zeigte einen deutlich größeren Schlupf als die andere Seite (D-S-10). Dies zeigt sich besonders im nichtlinearen Bereich der Last-Schlupf-Kurve, vgl. auch Bärtschi [9]. Es ist anzunehmen, dass aufgrund geringer lokaler Schwankungen der Betonqualität oder einer fehlerhaften Schweißung die Summe der Längsschubtragfähigkeiten der Kopfbolzen auf einer Trägerseite minimal geringer ist als auf der gegenüberliegenden Seite des Trägers. Hierdurch kommt es zu einer „internen“ Asymmetrie, die schließlich zum einseitigen Versagen des Trägers führt.

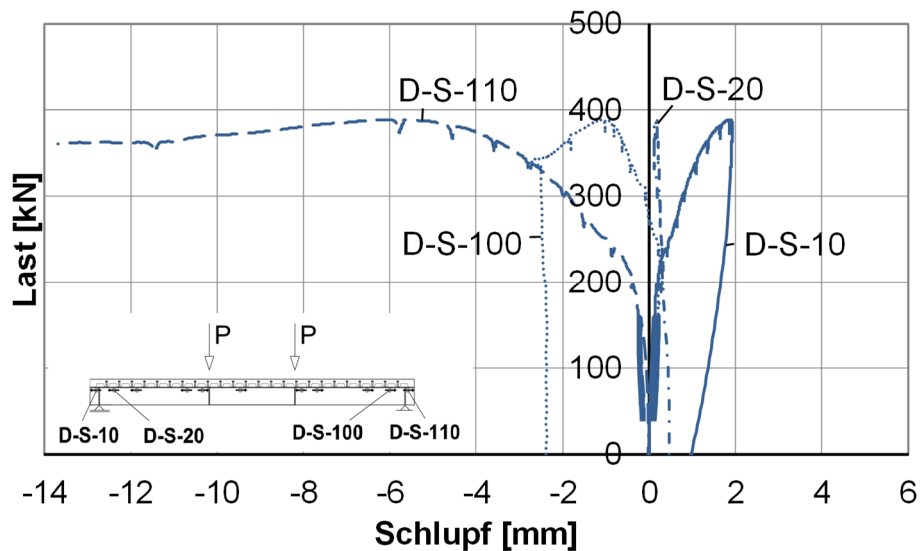


Abb. 4-47: Schlupfmessung Versuch 2-01

Um die Lasten dennoch aufnehmen zu können, muss der Träger auf der Seite mit geringerer Längsschubtragfähigkeit versuchen, die Beanspruchung über Biegung abzutragen. Hieraus resultieren auf dieser Trägerseite größere Dehnungen (und damit auch ein früherer Fließbeginn) im Unterflansch. Abb. 4-48 verdeutlicht dies mit dem Vergleich der gemessenen Dehnungen in Feldmitte sowie an den Stellen der Lasteinleitung. Erwartungsgemäß beginnt das Fließen des Unterflansches zunächst in Feldmitte. Aufgrund der beschriebenen „internen“ Asymmetrie des Trägers kommt es bei weiterer Laststeigerung zum verstärkten Lastabtrag durch Biegung in der rechten Trägerhälfte, was sich in einer großen Zunahme der Dehnungen des Dehnmessstreifens „DMS 51“ zeigt. Die identische Dehnungsmessung auf der anderen Seite des Trägers („DMS 31“) zeigt dagegen näherungsweise ein vollständig linear-elastisches Verhalten. Die Auswirkungen dieses Effekts zeigt der asymmetrisch verformte Versuchsträger in Abb. 4-48 deutlich.

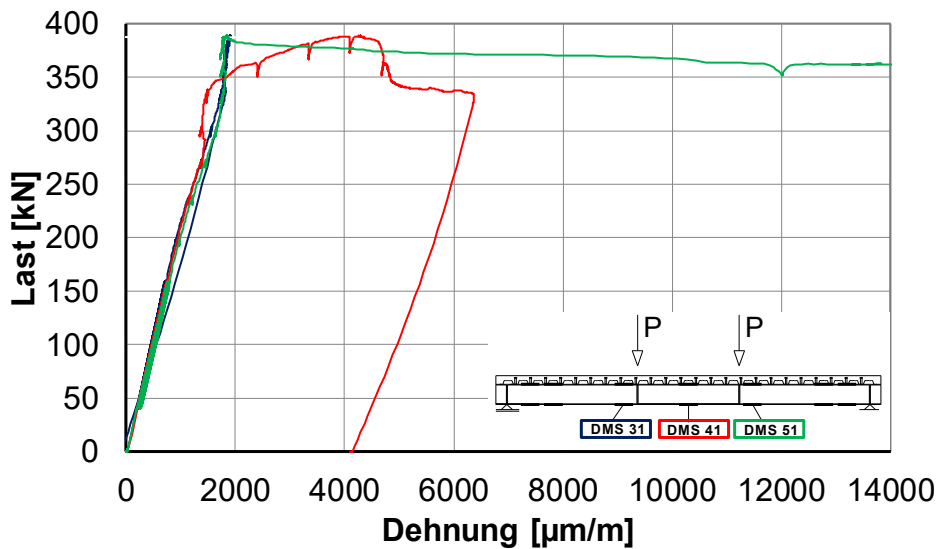
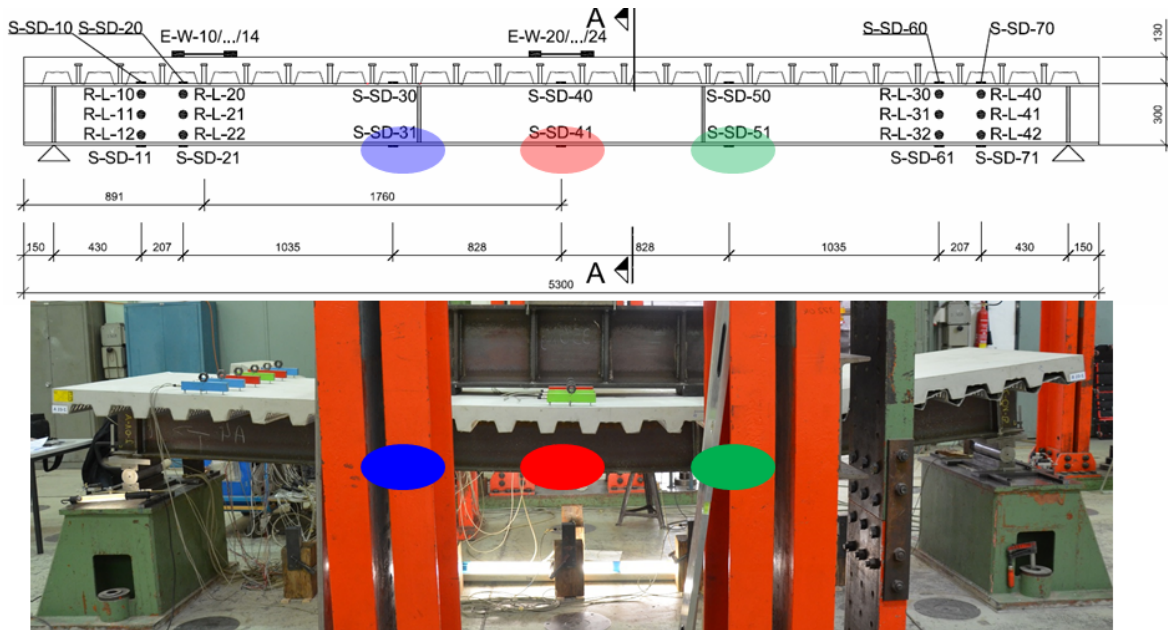


Abb. 4-48: Dehnungsmessungen am Unterflansch des Versuchs 2-01

Untersuchung der Schubfuge

Um die während der Versuchsdurchführung beobachteten Effekte noch weiter überprüfen zu können, wurde bei 4 ausgewählten Versuchskörpern die Betonplatte nach dem Versuch entlang der Außenkante des Stahlträgerflansches durchtrennt. Es zeigte sich hierbei, dass durch die hervorgerufenen Längsschubkräfte in den beanspruchten Bereichen ein Abscheren der Betonplatte oberhalb der Profilblechsicke stattgefunden hatte. Die „optischen Ergebnisse“ aus Abb. 4-49 bestätigen, dass es durch die übermäßig starke Beanspruchung der Trägerhälfte „2-01 B“ zu einem deutlichen Versagen des Betons in der Profilblechsicke kam, während die Trägerhälfte „2-01 A“ vergleichsweise wenig Schädigung aufwies. Bei den Versuchskörpern

mit paarweiser Verdübelung pro Sicke wurde tendenziell eine größere Betonschädigung beobachtet als bei einfacher Dübelanordnung.

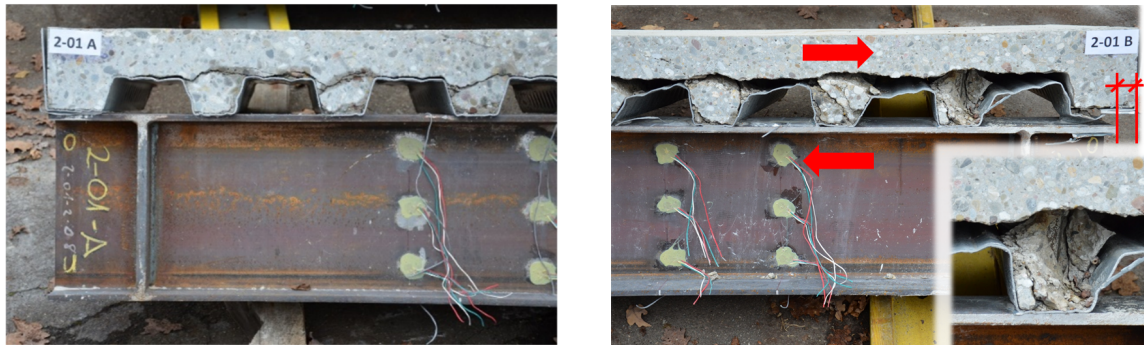


Abb. 4-49: Aufgesägter Versuchskörper 2-01

4.4.4 Versuchskörper mit Betondübeln in Slim-Floor Querschnitten

4.4.4.1 Versuchskörpergeometrien und Parameterbereiche

Die beiden Versuchskörper S1 und S2 wurden als Schubträger mit einer Stützweite von $L = 4,0$ m ausgeführt, vgl. Abb. 4-51. Der Versuch wurde als 4-Punkt-Biegeversuch konzipiert, vgl. Abb. 4-50. Infolge der reduzierten Spannweite und dem verringerten Abstand der beiden Elastomerlager unter dem Last-Verteilungsträger von $0,75$ m (vgl. Abb. 4-53) ergab sich eine maximale rechnerische Schubeinleitungslänge von $1,63$ m (siehe Abb. 4-50). Um die Trägerversuche so realitätsnah wie möglich auszuführen, wurden im Bereich der Betongurte Cofradal 200 Elemente eingelegt, die im realen Bauwerk eine Verbunddecke zwischen den CoSFB Trägern ausbilden sollten. Die Versuche wurden 2010 von Kuhlmann, Konrad und Hauf durchgeführt, vgl. [74].

Infolge der reduzierten Schubkrafteinleitungslänge bestand die Möglichkeit, ein Versagen der Verbundfuge zu erzeugen. Um zwei unterschiedliche Verdübelungsgrade zu erhalten, wurde der Schubträger S1 vollständig verdübelt, d.h. der Träger wies durchgängig Betondübel im Abstand von 125 mm auf. Hieraus folgte eine Gesamtanzahl von 16 Betondübeln pro Trägerhälfte. Im Gegensatz hierzu wurde der Schubträger S2 teilweise verdübelt ausgeführt.

Die überzähligen Bohrlöcher im HEM 220 Steg wurden mit Silikon ausgefüllt, vgl. Abb. 4-54. Der vorhandene Bohrlochabstand von 125 mm wurde auch bei dem teilweise verdübelten Träger beibehalten, vgl. Abb. 4-55.

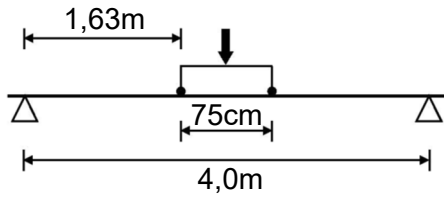


Abb. 4-50: Statisches System CoSFB Schubträger (nicht maßstäblich)



Abb. 4-51: Versuchsaufbau CoSFB Schubträger

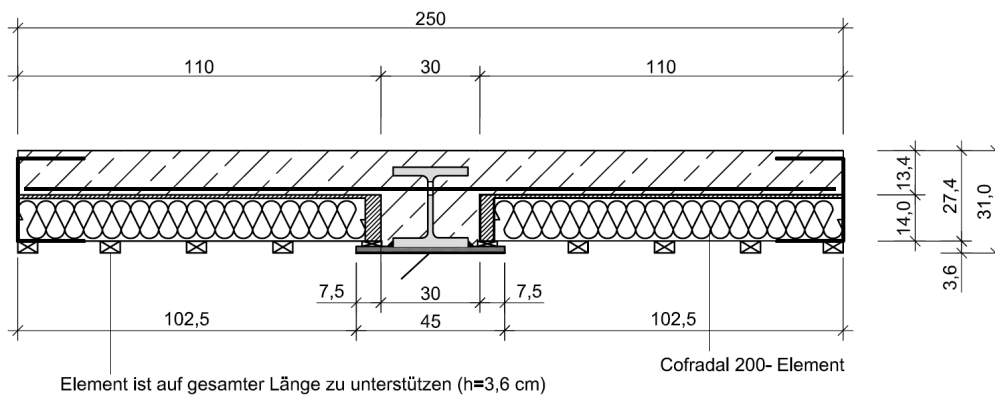


Abb. 4-52: Querschnitt der CoSFB Versuchsträger, Maße in [cm]

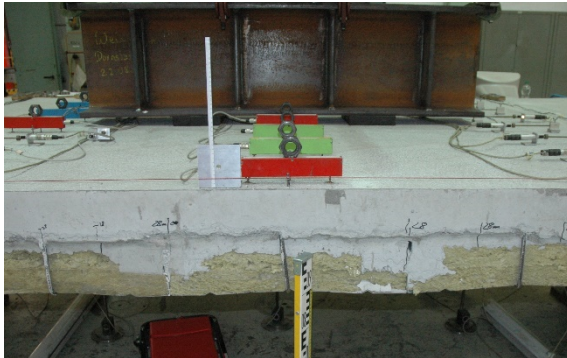


Abb. 4-53: Lasteinleitung Schubträger

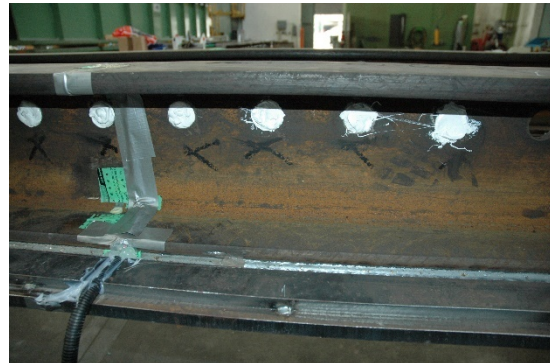


Abb. 4-54: Silikonfüllung im Stahlträgersteg

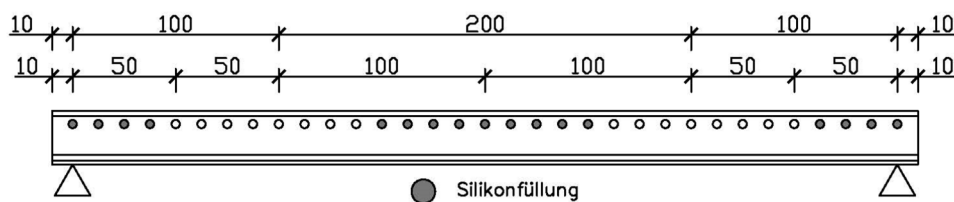


Abb. 4-55: Lage der Silikonfüllungen beim teilweise verdübelten CoSFB Schubträger, Maße in [cm]

4.4.4.2 Materialkennwerte

Gleichzeitig mit der Herstellung der Versuchsträger wurden im Betonwerk Probewürfel und -prismen hergestellt, vgl. [26] und [27]. Die Würfel besaßen hierbei die Abmessungen 15x15x15cm, die Prismen hatten die Abmessung von 53x10x10cm. Je Charge wurden zehn normalgelagerte und drei wassergelagerte Probewürfel sowie neun Betonprismen hergestellt. Anhand der Würfel wurden die Druckfestigkeiten bestimmt [28], die Prismen dienten zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit [29]. Die Körper wurden jeweils am Tag der Versuchsdurchführung getestet. Es ergaben sich hierbei die in Tab. 4-19 angegebenen Festigkeiten. Angegeben ist jeweils der Mittelwert aus den Einzelproben. Die Druckfestigkeit ist als Zylinderdruckfestigkeit angegeben.

Tab. 4-19: Übersicht der Betondruck- und Biegezugfestigkeiten

Serie	Druckfestigkeit * [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]
S1 (voll verdübelt)	32,3	2,1
S2 (teilweise verdübelt)	29,7	2,0

*Wert auf die Zylinderdruckfestigkeiten umgerechnet ($f_{c,cyl} \approx 0,81 \cdot f_{c,cube}$)

Die Bewehrung wurde für alle Versuchsträger aus derselben Charge entnommen, so dass drei Zugproben für die Bestimmung der Festigkeit geprüft wurden, vgl. [24] und [38]. Die Bewehrungsstäbe für den Betondübel hatten den Durchmesser 12 mm. Die Zugfestigkeit wurde an der MPA Stuttgart bestimmt, vgl. Tab. 4-20.

Tab. 4-20: Zugfestigkeit der Stahlbetonbewehrung, Durchmesser 12 mm

Versuchskörper	Querschnittsfläche [mm ²]	R _{p0,2} [N/mm ²]	R _m [N/mm ²]	Fließdehnung [-]
Mittelwert D12	110,6	521,0	591,7	2,61*10 ⁻³

Die Materialkennwerte der Baustahlprofile wurden von ArcelorMittal ermittelt. Es wurden insgesamt aus drei Trägern je drei Proben (am Obergurt links und rechts sowie in Stegmitte) entnommen. Die Werte der einzelnen Proben der Profile lagen nahe beieinander, sodass für weiterführende Berechnungen gemittelte Werte benutzt werden konnten. Es ergaben sich die in Tab. 4-21 aufgeführten Festigkeiten.

Tab. 4-21: Materialkennwerte des Baustahlprofils

Versuchskörper	R _{eH} [N/mm ²]	R _{eL} [N/mm ²]	R _m [N/mm ²]	Fließdehnung [-]
Mittelwert HEM 220	392	384	515	1,963*10 ⁻³

4.4.4.3 Versuchsergebnisse

Schubträger S1 – vollständig verdübelt

Der Versuchsträger mit einer Spannweite von 4,0 m (Abstand der Auflagerpunkte) erreichte eine maximale Pressenkraft von 1881,8 kN (vgl. Abb. 4-56). Hieraus lässt sich das Moment auf Traglastniveau zu 1529 kNm bestimmen. Die zugehörige Durchbiegung in Feldmitte „w (2,0)“ betrug ca. 118 mm. Bei 50% der Pressenkraft – dies war das angenommene Gebrauchstauglichkeitsniveau – ergab sich eine Durchbiegung in Feldmitte von ca. 16 mm. Dies entspricht dem Verhältnis $L/250$. Der korrespondierende Last-Schlupf-Verlauf ist in Abb. 4-57 aufgetragen.

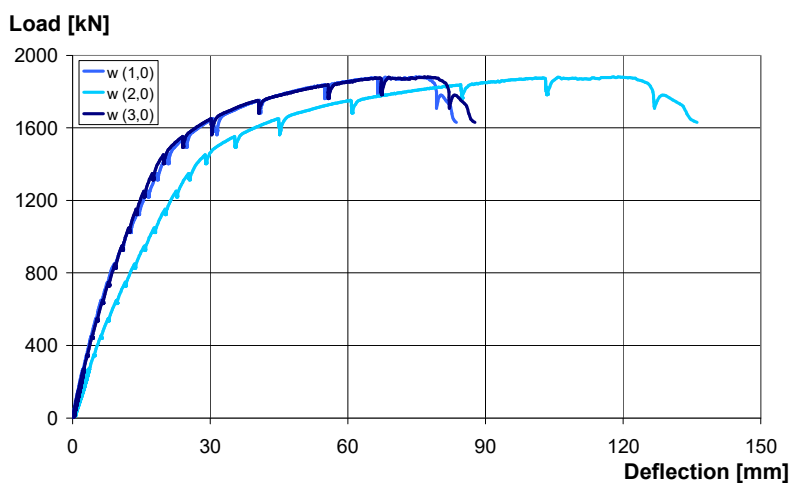


Abb. 4-56: Last-Verformungskurve Schubträger S1 (vollständig verdübelt), aus [74]

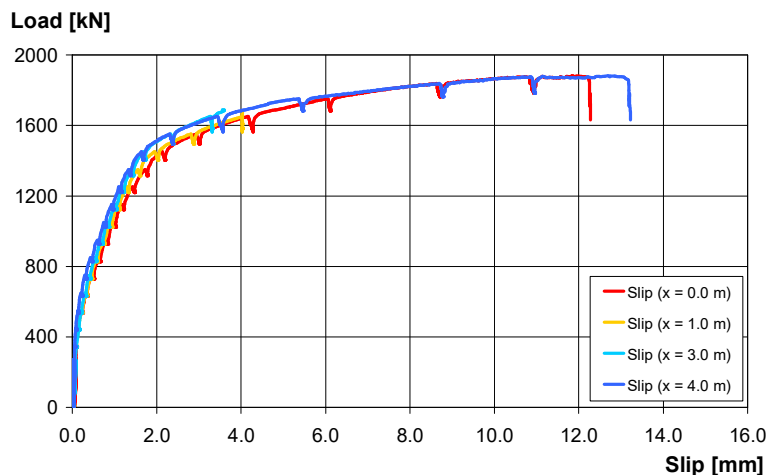


Abb. 4-57: Last-Schlupfcurve Schubträger S1 (vollständig verdübelt), aus [74]

Trotz der geringen Schubkrafteinleitungslänge von ca. 1,63 m versagte der Träger infolge Betondruckversagen (vgl. Abb. 4-58) auf Biegung. Die ersten Betonabplatzungen konnten im Bereich des Elastomerlagers (Lasteinleitungspunkte) beobachtet werden und breiteten sich

quer zum Träger auf beiden Seiten der Betonplatte aus (vgl. Abb. 4-58 und Abb. 4-59). Bereits deutlich vor Erreichen der maximalen Traglast wurden auf beiden Seiten der Betonplatte Risse im Beton festgestellt. Der Rissfortschritt im weiteren Belastungsverlauf zeigt das Einschnüren der Betondruckzone in Feldmitte (vgl. Abb. 4-58). Aufgrund der verwendeten Cofradal-Elemente konnten keine Risse auf der Plattenunterseite beobachtet werden.

Betrachtet man das Rissbild auf der Plattenoberseite (siehe Abb. 4-59), zeigten sich Längsrisse im Bereich des oberen Flansches des HEM 220 Trägers. Diese Längsrisse wurden auch bei den Push-Out Tests beobachtet (vgl. Kapitel 4.3.7). Neben diesen Längsrissen traten weitere Risse auf, die auf das Auflager zuliefen (siehe Abb. 4-59). Art und Richtung der Risse deuteten auf Schubrisse hin. Sowohl Längsrisse als auch Schubrisse traten deutlich vor Erreichen der maximalen Traglast auf, waren aber nicht maßgebend für das Erreichen der maximalen Traglast.

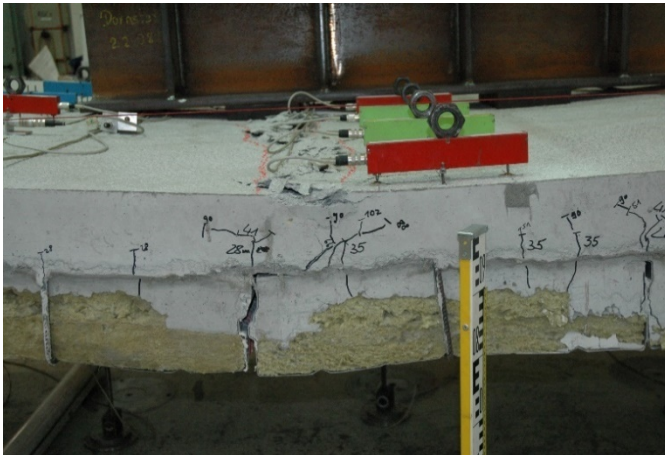


Abb. 4-58: Betonversagen Betonoberseite Schubträger S1 (vollständig verdübelt), aus [74]

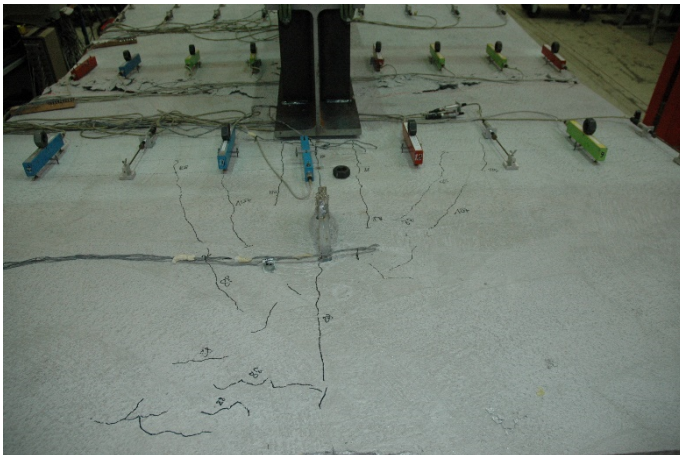


Abb. 4-59: Rissbild Betonoberseite zwischen Lasteinleitung und Auflager des vollständig verdübelten Schubträgers S1, aus [74]

Schubträger S2 – teilweise verdübelt

Um eine teilweise Verdübelung zu erreichen, wurde beim Schubträger S2 die Hälfte der Betondübel durch Silikon verschlossen, vgl. Abb. 4-55. Dennoch erreichte er eine maximale Pressenkraft von 1688,5 kN bei einer zugehörigen Durchbiegung von 127,9 mm. Das maximale Moment in Feldmitte ergab sich somit zu ca. 1371 kNm. Die Durchbiegung bei 50% der maximalen Pressenkraft (Gebrauchstauglichkeitsniveau) wurde zu 15,4 mm bestimmt. Dies entspricht ungefähr dem Verhältnis $L/260$. Der korrespondierende Last-Schlupf-Verlauf ist in Abb. 4-61 aufgetragen.

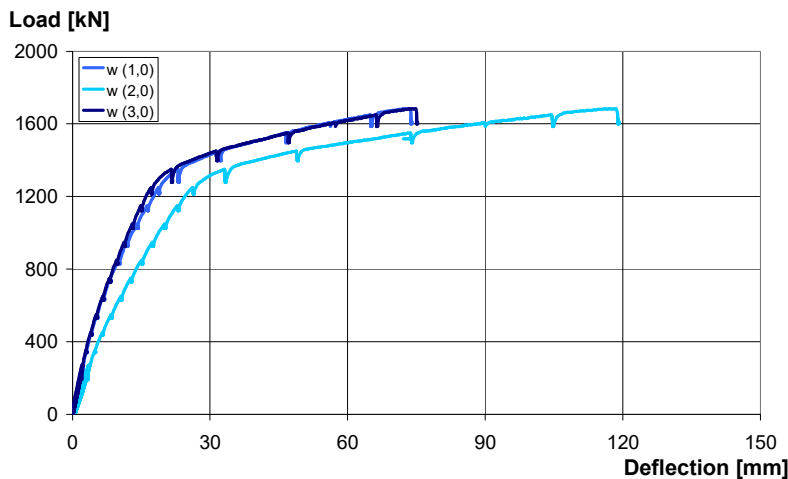


Abb. 4-60: Last-Verformungskurve Schubträger S2 (teilweise verdübelt), aus [74]

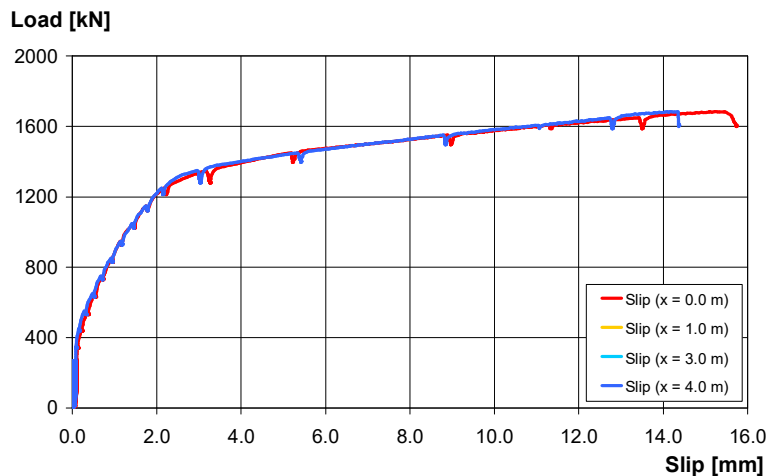


Abb. 4-61: Last-Schlupfkurve Schubträger S2 (teilweise verdübelt), aus [74]

Der geringe Unterschied beider Schubträger bezüglich der maximalen Pressenkraft bzw. des maximalen Moments lässt den Schluss zu, dass auch beim teilweise verdübelten Träger kein Versagen der Verbundfuge erfolgte. Der Vergleich der beiden Versagensbilder Abb. 4-58 und Abb. 4-62 zeigt, dass beide Träger infolge Überschreitens der Betondruckfestigkeit auf der

Plattenoberseite versagten. Auch beim teilweise verdübelten Träger S2 erfolgten zuerst Betonabplatzungen im Bereich der Lasteinleitungen, die sich anschließend quer zum Träger ausbreiteten (siehe Abb. 4-62). Hieraus lässt sich schlussfolgern, dass die Schubkraft nicht alleine durch die Betondübel in die Betonplatte eingeleitet wurde, sondern dass weitere Trageffekte wie zum Beispiel Reibung in der Verbundfuge bzw. Klemmwirkung zwischen Kammerbeton und HEM 220 Träger vorlagen.



Abb. 4-62: Betonversagen Betonoberseite Schubträger S2 (teilweise verdübelt), aus [74]

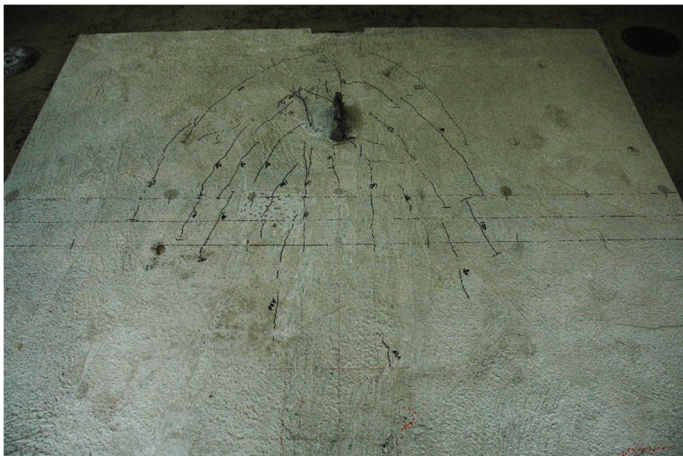


Abb. 4-63: Rissbild Betonoberseite zwischen Lasteinleitung und Auflager des vollständig verdübelten Schubträgers S2, aus [74]

Neben dem gleichen Versagensmechanismus zeigte auch der teilweise verdübelte Träger S2 auf der Plattenoberseite ein ähnliches Rissbild wie der vollständig verdübelte Träger S1. Neben den bereits aus den Push-Out Tests bekannten Längsrissen im Bereich des HEM 220 Trägers zeigten sich auch hier Schubrisse, die auf das Auflager zuliefen. Wie auch beim vollständig verdübelten Träger traten beide Arten von Rissen vor Erreichen der maximalen Traglast auf und waren somit nicht bestimmend für die Traglast.

Traglast der Betondübel

Beide Versuchsträger versagten nicht durch ein Versagen der CoSFB Betondübel. Die maximale Tragfähigkeit wurde durch Biegeversagen begrenzt, das sich durch Betondruckversagen zeigte. Es ist daher anzunehmen, dass die Tragfähigkeit pro CoSFB Betondübel deutlich höher lag als die Beanspruchung bei Versagen der Träger. Aufgrund der beschriebenen Umstände konnte dies aber nicht gezeigt werden. Über Dehnungsmessungen im Stahlträger, vgl. [74] konnte auf die Stahlzug- bzw. die korrespondierenden Betondruckkräfte geschlossen werden.

Für den vollständig verdübelten Träger S1 ergibt sich eine Zugkraft im Stahl bzw. Druckkraft im Beton in Höhe von $N_c = 3345$ kN. Für den teilweise verdübelten Träger S2 liegt dieser Wert bei $N_c = 2674$ kN. Die Rückrechnung auf die Dübelkraft eines einzelnen Betondübels ergibt damit 279 kN für den vollständig verdübelten Träger S1 bzw. 334 kN für den teilweise verdübelten Träger S2. Diese Werte liegen deutlich über der mittleren Dübeltragfähigkeit in Höhe von 194 kN pro Dübel, die in den vergleichbaren Push-out Konfigurationen ermittelt wurde, vgl. [74]. Es ist daher davon auszugehen, dass beim Trägerversuch zusätzliche Tragkomponenten wie Reibung und Klemmwirkungen zwischen Betongurt und Stahlträgerprofil aktiviert werden, die bei Push-out Versuchen nicht in diesem Maß auftreten. Es ist allerdings in Frage zu stellen, ob und in welchem Umfang diese Traganteile planmäßig bei der Längsschubmessung angesetzt werden können.

Tab. 4-22: Bestimmung der Längsschubkräfte in den CoSFB Schubträgern

Serie	N_c aus Versuch [kN]	Anzahl Betondübel	Traglast pro Betondübel im Trägerversuch [kN]	Traglast pro Betondübel im Push-out Versuch [kN]	Differenz
S1 (voll.)	3345	12	279	194	+43,8%
S2 (teil.)	2674	8	334	194	+72,2%

4.4.5 Zusammenfassung / Schlussfolgerung

Die dargestellten Trägerversuche stellen Möglichkeiten zum Verbund von Stahlprofil und Betongurt in unterschiedlichen Varianten vor. In den durchgeführten Untersuchungen kamen Push-out Versuchskörper mit Kopfbolzen in profilierten Betongurten sowie CoSFB Betondübel in Slim-Floor Querschnitten zum Einsatz. Zusätzlich wurde die Betondruckfestigkeit in einem weiten Intervall variiert. Im Wesentlichen konnten die Versagensmodi, die bei den korrespondierenden Push-out Versuchen identifiziert wurden, bei den entsprechenden Trägerversuchen bestätigt werden. Bedingt durch die Art der Lasteinleitung kam es zu sekundären Versagensmodi, die jedoch keinen wesentlichen Einfluss auf das generelle Last-Verformungsverhalten der Träger hatten. Für die teilweise einbetonierten Stahlträger der CoSFB Träger konnten –

verglichen mit den Ergebnissen der Push-out Versuche – außerordentlich hohe Traglaststeigerungen pro Betondübel identifiziert werden. Mutmaßlich ist dies hauptsächlich auf Reibungseffekte zurückzuführen.

Bei allen Trägern wurden umfangreiche Messungen der Verformungen und des Schlupfs unter kontinuierlich gesteigerter Last vorgenommen. Hierbei zeigte sich bei beiden untersuchten Systemen – unabhängig vom Verdübelungsgrad – ein äußerst duktilen Verhalten. DIN EN 1994-1-1 [35] sowie die komplette Eurocode-Normenfamilie gibt für Verbundtragwerke keine Grenzwerte für maximal zulässige Verformungen an. In [11], einer erklärenden Dokumentation zu DIN V ENV 1994-1-1 [40], wird für lotrechte Verformungen von Decken ein Grenzwert von $L/250$ empfohlen (Lastfall g+p). Für die 5 m langen Träger beträgt der Grenzwert der vertikalen Verformung damit 20 mm, für die 4 m langen Träger 16 mm. Übertragen auf die Trägerversuche bedeutet dies, dass sich sämtliche Last-Verformungskurven bei diesen Grenzverformungen entweder noch vollständig im linear-elastischen Ast der Last-Verformungskurve bzw. im Übergangsbereich zum nichtlinearen Ast befinden. Da der Schlupf erst mit dem nichtlinearen Verhalten des Trägers merklich zunimmt, sind die gemessenen Schlupfwerte für den gebrauchstauglichen Zustand äußerst gering, vgl. Abb. 4-47, Abb. 4-57 und Abb. 4-61, und liegen deutlich unterhalb des 6-mm-Kriteriums nach DIN EN 1994-1-1 [35]. Durch das nichtlineare Materialverhalten des Stahls nach Erreichen der Streckgrenze nimmt der Schlupf im Verbundträger überproportional zu. Dennoch lagen die Endschlupf-Werte bei den Verbundträgern mit profiliertem Betongurt auf Traglast-Niveau durchgängig unterhalb 6 mm. Ähnliches gilt für die CoSFB Betondübel, wobei hier die Schlupfwerte bei Erreichen der Traglast über 6 mm lagen. Es konnte allerdings experimentell durch Push-out Versuche gezeigt werden, dass das Verformungsvermögen der CoSFB Betondübel weit höher liegt als die normativen Regelungen für Kopfbolzen vorschreiben, vgl. Kapitel 4.3.7.3. Die Tatsache, dass die Träger mit den CoSFB Betondübeln unter duktilem Last-Schlupf-Verhalten der Schubfuge vorzeitig auf Biegung versagten, bestätigen diese Annahme.

Somit ist festzustellen, dass die untersuchten Träger mit Verdübelungsgraden, die unterhalb den normativen Vorgaben von DIN EN 1994-1-1 [35] lagen, dennoch durchgängig die von der Norm geforderten Schlupfwerte sowohl auf Traglast- als auch auf Gebrauchstauglichkeitsniveau eingehalten haben – und dies, obgleich viele der untersuchten Kombinationen unter Einhaltung der Regeln von DIN EN 1994-1-1 [35] nicht gebaut werden dürften.

5 Vergleich der Versuchsergebnisse mit analytischen Ansätzen für die Kopfbolzen-Traglast

5.1 Allgemeines

Dieses Kapitel vergleicht die Versuchsergebnisse aus Kapitel 4 mit analytischen Berechnungsmethoden. Hierzu werden die im Versuch gemessenen Traglasten P_e mit der rechnerisch erwarteten Traglast P_t des jeweiligen Ansatzes verglichen.

5.2 Kopfbolzen-Tragfähigkeiten in Push-out Versuchen

5.2.1 Anmerkungen zu DIN EN 1994-1-1 bzw. zum Hintergrundbericht EC 4

Die Tragfähigkeit von Kopfbolzen wird nach DIN EN 1994-1-1 [35] mit charakteristischen Materialeigenschaften ermittelt (Fraktilwerte). Die Vorfaktoren der Bestimmungsgleichungen (0,80 für Stahlversagen bzw. 0,29 für Betonversagen), vgl. Kapitel 3.3.3, sind entsprechend auf dieses Sicherheitsniveau angepasst. Es ist daher nicht zielführend, die Ergebnisse dieser Berechnungen mit Versuchsergebnissen zu vergleichen, bei denen Ist-Materialfestigkeiten (als Mittelwerte) und nicht deren Fraktilwerte vorliegen. Aus diesem Grund werden zum Vergleich der Versuchsergebnisse mit Eurocode 4 die mittelwertkorrigierten Bestimmungsgleichungen des Hintergrundberichts von Roik et al. [105] herangezogen, vgl. Kapitel 3.3.4.

Obwohl viele der untersuchten Konfigurationen nicht den normativen Vorgaben nach DIN EN 1994-1-1 [35], Abs. 6.6.1.2 (3) entsprachen (z.B. Kopfbolzendurchmesser > 19mm in Kombination mit Profilblech, 2 Kopfbolzen / Sicke) konnte bei allen Versuchskörpern eine ausreichende Duktilität nachgewiesen werden, vgl. Tab. 4-4. Das 6-mm-Kriterium wurde bei allen Versuchsserien erfüllt.

5.2.2 Anmerkungen zum Ansatz von Konrad

Bereits Kuhlmann und Raichle [76] zeigten durch Auswertung bestehender Versuche, dass mit der momentanen Regelung nach DIN EN 1994-1-1 [35] die erwarteten Tragfähigkeiten im Mittel deutlich überschätzt werden. Dies ist mutmaßlich darauf zurückzuführen, dass der normative Abminderungsfaktor k_t , der den Einfluss der Profilblechgeometrie auf die Tragfähigkeit individuell berücksichtigen soll, in den meisten Fällen nicht maßgebend wird. Für die Mehrheit

der auf dem Markt befindlichen Profibleche bestimmt der pauschale Grenzwert $k_{t,max}$ die Abminderung. Dies bedeutet, dass die verschiedenen Geometrieparameter in der Mehrzahl der Anwendungsfälle nicht berücksichtigt werden. Sowohl Rambo-Roddenberry [99] als auch Konrad [68] zeigen, dass Kopfbolzen in einer sogenannten „unfavourable position“ angeordnet sind und reduzierte Tragfähigkeiten zeigen, wenn sie sich in Krafrichtung nur in geringem Abstand vom Steg des Profiblechs entfernt befinden ($e_{min} \leq 55$ mm, gemessen auf halber Profiblechhöhe). In diesem Fall kann sich im Beton die Druckstrebe auf den Dübelfuß (Schweißwulst) nicht korrekt ausbilden, die maßgeblich zur Gesamttragfähigkeit des Dübels beiträgt. Diese Minimalentfernung wurde bei den Versuchen, die Konrad [68] mit offenen Profiblechgeometrien durchgeführt hat, deutlich unterschritten – obwohl die Kopfbolzen mittig in der Sicke des Blechs angeordnet waren (vgl. Kapitel 3.2.3 und Abb. 3-3).

Neu entwickelte Gleichungen zur Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit von Konrad [68] berücksichtigen die Position des Kopfbolzens in der Sicke. Hierfür wurden zunächst neue Gleichungen für die Tragfähigkeit von Kopfbolzen in der Vollbetonplatte hergeleitet, vgl. Gleichungen (5.1) und (5.2). Formal wird bei Konrad [68] analog zu DIN EN 1994-1-1 [35] die Tragfähigkeit durch Multiplikation eines Abminderungsfaktors k_t mit der Tragfähigkeit des Kopfbolzens in einer Vollbetonplatte bestimmt. Nach Konrad [68] hängt das Maß der Abminderung von der Lage des Kopfbolzens in der Sicke ab: Für $e > 100$ mm ist von einer „favourable position“ auszugehen, für Abstände e zwischen 55 mm und 100 mm von einer „mid position“ und für $e < 55$ mm von einer „unfavourable position“.

$$P_{m,s} = 39,85 \cdot A_{Wulst,eff} \cdot f_{c,cyl}^{\frac{2}{3}} + 0,59 \cdot f_u \cdot d^2 \quad (5.1)$$

$$P_{m,c} = 39,85 \cdot A_{Wulst,eff} \cdot f_{c,cyl}^{\frac{2}{3}} + 3,75 \cdot d^2 \cdot f_{c,cyl}^{\frac{1}{3}} \cdot f_u^{\frac{1}{2}} \quad (5.2)$$

Mit

$A_{Wulst,eff}$	Wirksame projizierte Schweißwulstfläche, siehe Tab. 5-1
$f_{c,cyl}$	Zylinderdruckfestigkeit des Betons
f_u	Zugfestigkeit des Bolzenschafts
d	Durchmesser des Kopfbolzens

Tab. 5-1: Ansetzbare Querschnittsfläche der Schweißwulst, nach Konrad [68]

Durchmesser Kopfbolzen [mm]	Ansetzbare Schweißwulstfläche $A_{Wulst,eff}$ [mm ²]
16	47,3
19	63,0
22	87,0
25	140,0

Abhängig von der Form der Profilblechsicke sind nach Konrad [68] die Gleichungen (5.1) bzw. (5.2) mit Abminderungsfaktoren zu multiplizieren. Durch die Geometrie des Cofraplus 60 Profilblechs ergibt sich für den Kopfbolzen trotz mittiger Anordnung der Abminderungsfaktor für die „unfavourable position“:

$$k_{unfav,2} = k_n \left[0,029 \cdot \left(\frac{b_m}{h_p} \right)^2 + 0,266 \cdot \left(\frac{b_m}{h_p} \right) + 0,026 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} \right) \right] \leq 0,8 \quad (5.3)$$

Es ist anzumerken, dass alle Abminderungsfaktoren in „unfavourable position“ nach Konrad [68] streng genommen nur für durchgeschweißte Kopfbolzen Anwendung finden dürfen. Die im Rahmen des DISCCO Projekts [2] durchgeführten Versuche wiesen sowohl durchgeschweißte Kopfbolzen als auch Betongurte mit vorgelochten Profilblechen auf. Näherungsweise wird Gleichung (5.3) für alle Versuche mit Cofraplus 60 Profilblech verwendet, obwohl die Versuche sowohl mit durchgeschweißten Kopfbolzen als auch mit vorgelochten Profilblechen durchgeführt worden sind.

Bei den durchgeführten Versuchen mit Cofrastra 56 Profilblechen kann eine „mid-position“ der Kopfbolzen angenommen werden. Konrad [68] unterscheidet in diesem Fall zwischen vorgelochten und durchgeschweißten Konfigurationen.

Für Kopfbolzen in „mid-position“ in Kombination mit vorgelochten Profilblechen ergibt sich der Abminderungsfaktor zu

$$k_{\perp} = k_n \cdot \left[k_e \cdot 0,038 \cdot \left(\frac{b_m}{h_p} \right) + 0,597 \right] \leq 1,0 \quad (5.4)$$

und für durchgeschweißte Kopfbolzen zu

$$k_{\perp} = k_n \cdot k_{Tr} \cdot \left[k_e \cdot 0,042 \cdot \left(\frac{b_m}{h_p} \right) + 0,663 \right] \leq 1,0 \quad (5.5)$$

Mit

b_m	Mittlere Breite der Sicke
h_{sc}	Höhe des Kopfbolzens
h_p	Höhe des Profilblechs
k_n	Faktor zur Berücksichtigung der Anzahl der Kopfbolzen n (1,0 falls $n = 1$; 0,80 falls $n = 2$)
k_e	Faktor zur Berücksichtigung des Kopfbolzens in der Sicke (1,0 falls $55 \text{ mm} < e < 100 \text{ mm}$; 2,0 falls $e > 100 \text{ mm}$)
k_{Tr}	Faktor zur Berücksichtigung der Profilblechgeometrie (1,25 falls hinterschnittene Geometrie; 1,0 falls offene Geometrie)

5.2.3 Vergleich mit DIN EN 1994-1-1 bzw. dem Hintergrundbericht EC4

Die Ergebnisse des Vergleichs der Versuchsergebnisse mit den rechnerischen Vorhersagen nach Roik et al. [105] sind in Abb. 5-1 und Tab. 5-2 dargestellt.

Die rechnerischen Vorhersagen für die Push-out Versuche mit massivem Betongurt als Referenzwerte (Versuchsserien 1-01, 1-02-1 sowie 1-02-2) liegen dabei durchgängig auf der sicheren Seite ($P_e/P_t > 1$). Im Mittel ergibt sich für alle Versuche mit massiver Betonplatte der Wert $P_e/P_t = 1,12$. Es kann somit für die durchgeführten Push-out Versuche die Sicherheit der Grundgleichungen nach Roik et al. [105] bestätigt werden. Alle rechnerisch ermittelten Kopfbolzentragfähigkeiten P_t liegen leicht unter den tatsächlich gemessenen Werten P_e .

Trotz dieser guten Übereinstimmung bei massiven Betongurten, erreichen die Serien 1-03 bis 2-08 mit dem offenen Cofraplus 60 Profilblech im Versuch nur zwischen 53% und 85% der rechnerisch vorhergesagten Tragfähigkeiten. Dies hat offensichtliche Gründe: auf halber Höhe der Profilblechsicke (vgl. Kapitel 5.2.2) beträgt der Abstand e zwischen Blech und Kopfbolzen lediglich 41 mm. Sowohl nach Rambo-Roddenberry [99] als auch Konrad [68] liegt in diesem Fall eindeutig eine „unfavourable position“ mit entsprechend verringerten Kopfbolzentragfähigkeiten vor. Die Ergebnisse des Vergleichs zeigen, dass Kopfbolzentragfähigkeiten mit dem Abminderungsfaktor nach DIN EN 1994-1-1 [35] nur sehr unsicher prognostiziert werden können. Bei allen 19 durchgeführten Versuchen mit Cofraplus 60 Profilblech überschätzt die rechnerische Vorhersage das Versuchsergebnis deutlich. Im Mittel ergibt sich ein Verhältnis $P_e/P_t = 0,67$. Dies bedeutet also, dass die nach DIN EN 1994-1-1 [35] ermittelten Tragfähigkeiten rund 50% über den tatsächlich gemessenen Werten liegen.

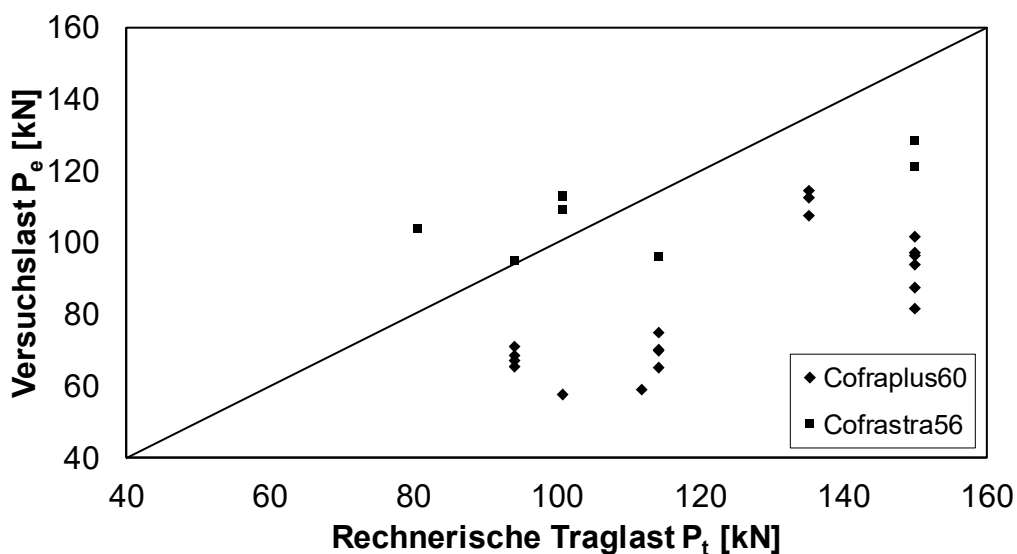


Abb. 5-1: Vergleich der rechnerischen Traglasten P_t nach DIN EN 1994-1-1 [35] bzw. Hintergrundbericht [105] mit allen Versuchswerten P_e

Tab. 5-2: Vergleich der rechnerischen Traglasten P_t nach DIN EN 1994-1-1 [35] bzw. Hintergrundbericht [105] mit allen Versuchswerten P_e , Bezeichnung der Versuche nach Kap. 4.3

Versuch	k_t [-]	P_t [kN]	P_e [kN]	P_e/P_t [-]
1-01 P1	kein Profilblech	134,39	157,94	1,18
1-01 P2	kein Profilblech	134,39	169,00	1,26
1-01 P3	kein Profilblech	134,39	168,69	1,26
1-02-1 P1	kein Profilblech	199,95	215,31	1,08
1-02-1 P2	kein Profilblech	199,95	216,75	1,08
1-02-1 P3	kein Profilblech	199,95	218,43	1,09
1-02-2 P1	kein Profilblech	199,95	206,81	1,03
1-02-2 P2	kein Profilblech	199,95	211,56	1,06
1-02-2 P3	kein Profilblech	199,95	208,68	1,04
1-03 P1	0,75	149,96	81,50	0,54
1-03 P2	0,75	149,96	93,90	0,63
1-03 P3	0,75	149,96	97,10	0,65
2-01 P1	0,85	114,23	65,30	0,57
2-01 P2	0,85	114,23	70,10	0,61
2-01 P3	0,85	114,23	74,90	0,66
2-02	0,85	114,23	69,90	0,61
2-03	0,75	100,79	57,60	0,57
2-04	0,70	94,07	68,40	0,73
2-05 P1	0,70	94,07	65,60	0,70
2-05 P2	0,70	94,07	71,10	0,76
2-05 P3	0,70	94,07	67,10	0,71
2-06 P1	0,75	149,96	87,50	0,58
2-06 P2	0,75	149,96	101,60	0,68
2-06 P3	0,75	149,96	96,50	0,64
2-07 P1	0,75	135,14	114,60	0,85
2-07 P2	0,75	135,14	112,40	0,83
2-07 P3	0,75	135,14	107,60	0,80
2-08	0,75	111,85	59,10	0,53
3-03	0,85	114,23	96,00	0,84
3-04	0,75	100,79	112,90	1,12
3-05	0,70	94,07	95,10	1,01
3-06	0,70	94,07	94,90	1,01
3-07	0,60	80,64	103,90	1,29
3-08	0,75	100,79	109,10	1,08
3-09	0,75	149,96	128,50	0,86
3-10	0,75	149,96	121,25	0,81

Bei den Versuchen mit den hinterschnittenen Cofrastra 56 Profilblechen (Serien 3-03 bis 3-10) erreichten die Versuche zwischen 81% und 129% der rechnerischen Vorhersage. Es ist somit für diese Konfigurationen kein eindeutiger Trend festzustellen. Die mittig angeordneten Kopfbolzen befinden sich nicht in „unfavourable position“. Für diesen Fall liefert der Abminderungsfaktor nach DIN EN 1994-1-1 [35] deutlich bessere Ergebnisse: Im Mittel ergibt sich ein optimales Verhältnis $P_e/P_t = 1,00$ für die Versuche mit Cofrastra 56 Profilblech.

Wie bereits in Kapitel 5.2.2 angemerkt, spielt für die Ermittlung der Abminderungsfaktoren k_t die Geometrie des Profilblechs keine Rolle. Für sämtliche untersuchten Konfigurationen wird

der normativ verankerte obere Grenzwert $k_{t,max}$ maßgebend, der nur noch vom Durchmesser des Kopfbolzens, der Anzahl der Kopfbolzen je Sicke und der Befestigungsmethode abhängt, vgl. Tab. 3-1.

5.2.4 Vergleich mit dem Ansatz von Konrad

Die Ergebnisse des Vergleichs der Versuchsergebnisse mit den rechnerischen Vorhersagen nach Konrad [68] sind in Tab. 5-3 und Abb. 5-2 dargestellt.

Die rechnerischen Vorhersagen für die Push-out Versuche mit massivem Betongurt als Referenzwerte (Versuchsserien 1-01, 1,02-1 sowie 1-02-2) liegen dabei ebenfalls durchgängig auf der sicheren Seite ($P_e/P_t > 1$). Im Mittel ergibt sich für alle Versuche mit massiver Betonplatte der Wert $P_e/P_t = 1,15$. Dies entspricht im Wesentlichen dem Ergebnisvergleich mit DIN EN 1994-1-1 [35]. Somit kann auch nach dem Ansatz von Konrad [68] die gute Qualität der Grundgleichungen für die durchgeführten Push-out Versuche bestätigt werden. Alle rechnerisch ermittelten Kopfbolzentragfähigkeiten P_t liegen leicht unter den tatsächlich gemessenen Werten P_e – und damit auf der sicheren Seite.

Aufgrund der Berücksichtigung der Geometrie des Profilblechs und der daraus resultierenden „unfavourable position“ des Kopfbolzens kann mit den Abminderungsfaktoren nach Konrad [68] eine beträchtliche Verbesserung der rechnerischen Traglasten pro Kopfbolzen gegenüber DIN EN 1994-1-1 [35] erzielt werden. Die Serien 1-03 bis 2-08 mit dem offenen Cofraplus 60 Profilblech erreichen nun zwischen 91% und 141% der rechnerisch vorhergesagten Tragfähigkeiten. Dies zeigt, dass die Abminderungsfaktoren – selbst ohne Berücksichtigung der Befestigungsmethode der Kopfbolzen – für diesen Anwendungsfall „offene, enge Profilblechsicke“ sehr gut passen. Bei der Mehrzahl der 19 durchgeführten Versuche mit Cofraplus 60 Profilblech unterschätzt die rechnerische Vorhersage das Versuchsergebnis leicht und liegt damit tendenziell auf der sicheren Seite. Im Mittel ergibt sich ein Verhältnis $P_e/P_t = 1,15$.

Bei den Versuchen mit den hinterschnittenen Cofrastra 56 Profilblechen (Serien 3-03 bis 3-10) erreichten die Versuche zwischen 79% und 148% der rechnerischen Vorhersage. Dies entspricht annähernd den Ergebnissen des Vergleichs mit DIN EN 1994-1-1 [35]. Es ist somit auch in diesem Vergleich für diese Konfigurationen kein eindeutiger Trend festzustellen. Im Mittel ergibt sich ein Verhältnis $P_e/P_t = 1,10$ für die Versuche mit Cofraplus 60 Profilblech.

Tab. 5-3: Vergleich der rechnerischen Traglasten P_t nach Konrad [68] mit allen Versuchswerten P_e

Versuch	k_t [-]	P_t [kN]	P_e [kN]	P_e/P_t [-]
1-01 P1	kein Profilblech	132,45	157,94	1,19
1-01 P2	kein Profilblech	132,45	169,00	1,28
1-01 P3	kein Profilblech	132,45	168,69	1,27
1-02-1 P1	kein Profilblech	192,09	215,31	1,12
1-02-1 P2	kein Profilblech	192,09	216,75	1,13
1-02-1 P3	kein Profilblech	192,09	218,43	1,14
1-02-2 P1	kein Profilblech	193,28	206,81	1,07
1-02-2 P2	kein Profilblech	193,28	211,56	1,09
1-02-2 P3	kein Profilblech	193,28	208,68	1,08
1-03 P1	0,49	91,03	81,50	0,90
1-03 P2	0,49	91,03	93,90	1,03
1-03 P3	0,49	91,03	97,10	1,07
2-01 P1	0,49	64,01	65,30	1,02
2-01 P2	0,49	64,01	70,10	1,10
2-01 P3	0,49	64,01	74,90	1,17
2-02	0,49	63,63	69,90	1,10
2-03	0,49	63,17	57,60	0,91
2-04	0,39	50,84	68,40	1,35
2-05 P1	0,39	50,37	65,60	1,30
2-05 P2	0,39	50,37	71,10	1,41
2-05 P3	0,39	50,37	67,10	1,33
2-06 P1	0,49	89,16	87,50	0,98
2-06 P2	0,49	89,16	101,60	1,14
2-06 P3	0,49	89,16	96,50	1,08
2-07 P1	0,49	81,68	114,60	1,40
2-07 P2	0,49	81,68	112,40	1,38
2-07 P3	0,49	81,68	107,60	1,32
2-08	0,49	75,74	59,10	0,78
3-03	0,93	121,13	96,00	0,79
3-04	0,67	87,84	112,90	1,29
3-05	0,75	96,78	95,10	0,98
3-06	0,75	96,49	94,90	0,98
3-07	0,54	70,19	103,90	1,48
3-08	0,67	87,96	109,10	1,24
3-09	0,67	123,69	128,50	1,04
3-10	0,67	123,48	121,25	0,98

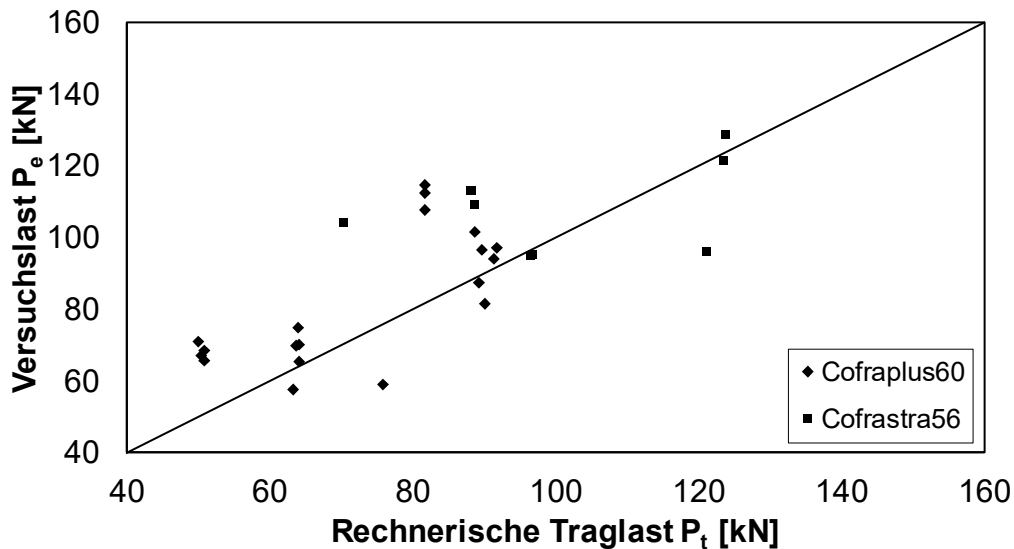


Abb. 5-2: Vergleich der rechnerischen Traglasten P_t nach Konrad [68] mit allen Versuchswerten P_e

5.2.5 Zusammenfassung / Schlussfolgerung

Um die beiden untersuchten Varianten zur rechnerischen Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeiten bzw. deren Vergleich mit den realen Versuchsergebnissen besser bewerten zu können, werden in Tab. 5-4 und Tab. 5-5 die jeweiligen statistischen Kenngrößen aufgeführt. Grundlage zur Bildung dieser Werte sind die Verhältnisse aus Versuchslast P_e sowie der zugehörigen rechnerisch prognostizierten Traglast P_t des jeweiligen Modells. Die Tabellen geben die Kennwerte sowohl für die gesamte Datenbasis als auch für die jeweiligen Untergruppen getrennt an.

Tab. 5-4: Statistische Kenngrößen DIN EN 1994-1-1 [35] (Versuchslast vs. rechnerische Traglast)

Versuch	Mittelwert μ	Standardabw. δ	Variationskoeff. VarK
Kein Profilblech	1,12	0,09	0,08
Cofraplus 60	0,67	0,10	0,15
Cofrastra 56	1,00	0,16	0,16
GESAMT	0,85	0,23	0,27

Tab. 5-5: Statistische Kenngrößen Konrad [68] (Versuchslast vs. rechnerische Traglast)

Versuch	Mittelwert μ	Standardabw. δ	Variationskoeff. VarK
Kein Profilblech	1,15	0,08	0,07
Cofraplus 60	1,15	0,19	0,16
Cofrastra 56	1,10	0,22	0,20
GESAMT	1,14	0,17	0,15

Es zeigt sich, dass die Mittelwerte des Verhältniswertes P_e/P_t nach DIN EN 1994-1-1 [35] sehr stark schwanken – je nach Ausführung des Betongurtes (massiv bzw. mit Profilblech Cofraplus 60 bzw. Cofrastra 56), vgl. Tab. 5-4. Dies zeugt insgesamt von keiner guten Qualität des rechnerischen Ansatzes, obwohl die verwendeten Profilblechgeometrien mit Bauhöhen von 56mm bzw. 58mm gerade noch durch DIN EN 1994-1-1 [35], Abs. 6.6.1.2 (3) abgedeckt sind. Hierbei fallen insbesondere die Versuche mit dem Cofraplus 60 Profilblech auf, deren Kopfbolzentragfähigkeiten durch DIN EN 1994-1-1 [35] massiv überschätzt werden – der Mittelwert dieser Versuchsreihe liegt bei lediglich 0,67. Gleichzeitig ist aber zu erkennen, dass nur eine geringe Standardabweichung in Höhe von 0,10 auftritt. Daraus lässt sich schließen, dass das prinzipielle Verhalten von Kopfbolzen in Verbunddecken mit Cofraplus 60 Profil durch den normativen Abminderungsfaktor grundsätzlich richtig erfasst wird, die Abminderung aber pauschal zu gering ausfällt, was sich durch den schlechten Mittelwert bemerkbar macht. Über alle Versuche betrachtet überschätzt DIN EN 1994-1-1 [35] bei einem Mittelwert von 0,85 die gemessenen Versuchswerte um rund 18%. Gleichzeitig ergibt sich durch die hohe Streuung der Mittelwerte über die unterschiedlichen Konfigurationen eine große Standardabweichung in Höhe von 0,23. Ausgedrückt über den Variationskoeffizienten, der die prozentuale Streuung der Ergebnisse um den Mittelwert angibt, bedeutet dies, dass die Ergebnisse des Vergleichs mit DIN EN 1994-1-1 [35] 27% um den Mittelwert schwanken.

Deutlich besser schneidet der Ansatz nach Konrad [68] ab, vgl. Tab. 5-5. Die Mittelwerte der unterschiedlichen Konfigurationen liegen mit Werten zwischen 1,10 und 1,15 sehr eng beisammen, was von einer insgesamt hohen Qualität des verwendeten Ansatzes zeugt. Insbesondere werden die Versuche mit dem Cofraplus 60 Profilblech mit einem Mittelwert von 1,15 deutlich besser abgeschätzt. Betrachtet man alle Versuchsergebnisse, so liegt der Mittelwert bei 1,14. Damit unterschätzen die Bestimmungsgleichungen für die Kopfbolzentragfähigkeit nach Konrad [68] die tatsächlich gemessenen Tragfähigkeiten leicht. Durch den dennoch sehr guten Mittelwert und die vergleichsweise geringere Standardabweichung im Vergleich zu DIN EN 1994-1-1 [35] führt dies dazu, dass die Ergebnisse – über den Variationskoeffizienten ausgedrückt – nur um 15% um den Mittelwert schwanken. Dies ist für die geringe Anzahl an Versuchen ein sehr guter Wert. Insbesondere im direkten Vergleich mit dem Ansatz nach DIN EN 1994-1-1 [35] kann die Standardabweichung für die vorliegenden Versuche um 26% und der Variationskoeffizient um 44% verbessert werden.

5.3 Einfluss der Kopfbolzentragfähigkeit auf die Momententragfähigkeit der untersuchten Verbundträger

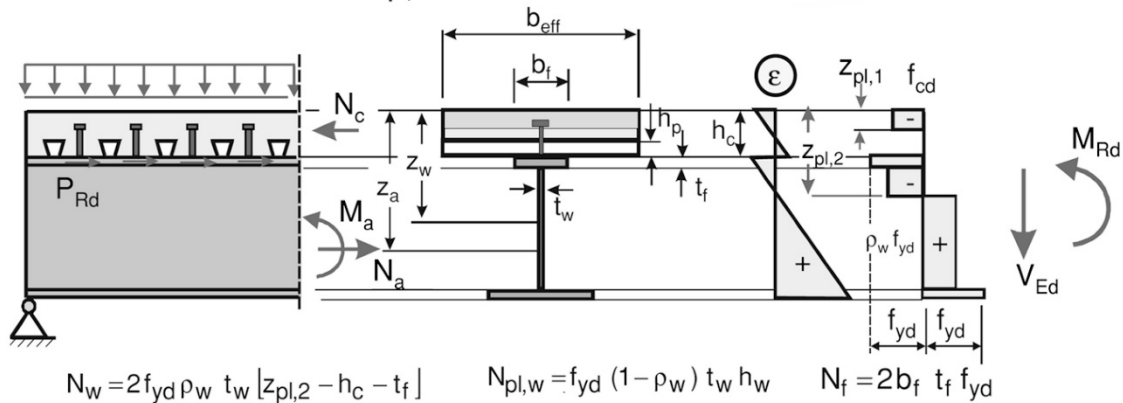
5.3.1 Allgemeines

Die Ergebnisse in Kapitel 5.2 haben gezeigt, dass die Kopfbolzentragfähigkeit von DIN EN 1994-1-1 [35] bzw. dem zugehörigen Hintergrundbericht von Roik et al. [105] insbesondere für profilierte Betongurte mit nach oben offenen Trapezprofilblechen nur sehr unpräzise abgeschätzt wird. Hingegen führt der Ansatz nach Konrad [68] zu sehr guten Übereinstimmungen mit den realen Versuchsergebnissen.

Aufbauend auf diesen Ergebnissen vergleicht dieses Kapitel die experimentell ermittelten Momententragfähigkeiten der in Abschnitt 4.4.3 beschriebenen Trägerversuche mit rechnerischen Prognosen, vgl. auch [42].

Die rechnerische Bestimmung der Momententragfähigkeit unter Teilverbund wird mit den tatsächlich gemessenen Werten analog zu dem auf Bemessungsniveau von Hanswille und Schäfer [53] beschriebenen Verfahren durchgeführt, vgl. Abb. 5-3. Hierbei versagt die Verbundfuge rechnerisch, bevor das vollplastische Moment aufgebaut werden kann. Aufgrund der teilweisen Verdübelung kommt es zu einem Dehnungssprung in der Verbundfuge, d.h. es stellt sich eine Dehnungsverteilung mit zwei Nulllinien ein. Dabei ergibt sich die Lage der Nulllinie im Betongurt $z_{pl,1}$ aus der Anzahl der Kopfbolzen im betrachteten Abschnitt bzw. allgemein aus dem Verdübelungsgrad. Die Summe aller inneren Normalkräfte (Drucknormalkraft im Betongurt, Zug- bzw. Drucknormalkraft im Stahlträger) muss aus Gleichgewichtsgründen Null sein. Die Lage der zweiten Nulllinie $z_{pl,2}$ ergibt sich direkt aus dieser Bedingung. Die Momententragfähigkeit bestimmt sich somit aus den inneren Normalkräften und deren zugehörigen Hebelarmen.

Es ist zu erkennen, dass die Kopfbolzentragfähigkeit über die Positionen der Nulllinien im Betongurt und im Stahlträger unmittelbar Einfluss auf die Momententragfähigkeit des Verbundträgers hat. Nachfolgend wird untersucht, inwiefern die rechnerischen Momententragfähigkeiten unter Berücksichtigung unterschiedlicher Berechnungsmethoden für die Kopfbolzentragfähigkeiten mit den realen Versuchsergebnissen der Träger übereinstimmen. Hierbei wird neben den Ansätzen nach DIN EN 1994-1-1 [35] bzw. dem EC4 Hintergrundbericht [105] und Konrad [68] auch das Modell nach Nellinger [89] zum Vergleich herangezogen. Des Weiteren wird überprüft, inwieweit Nachrechnungen unter Ansatz der gemessenen Kopfbolzentragfähigkeiten aus Kapitel 4.3.4 mit den gemessenen Tragfähigkeiten der Träger übereinstimmen.

a) plastische Nulllinie $z_{pl,2}$ im Steg des Stahlprofils


Lage der plastischen Nulllinie im Betongurt :

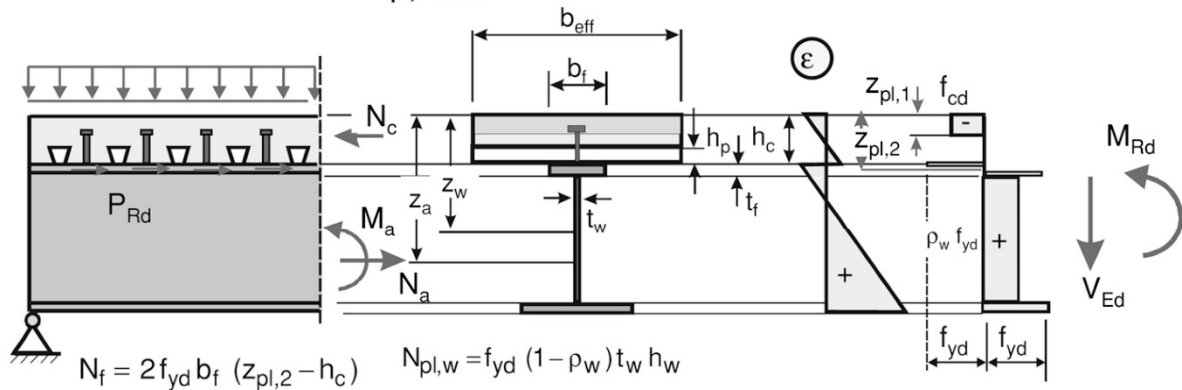
$$z_{pl,1} = \frac{\eta N_{cf}}{b_{eff} f_{cd}} = \frac{\sum P_{Rd}}{b_{eff} f_{cd}} \leq h_c - h_p$$

Lage der plastischen Nulllinie im Steg des Stahlträgers:

$$z_{pl,2} = h_c + t_f + \frac{N_{pla,Rd} - N_{pl,w} - \eta N_{cf} - N_f}{2 f_{yd} \rho_w t_w}$$

Momententragfähigkeit M_{Rd} bei teilweiser Verdübelung:

$$M_{Rd} = N_{pla,Rd} \left(z_a - \frac{z_{pl,1}}{2} \right) - N_{pl,w} \left(z_w - \frac{z_{pl,1}}{2} \right) - N_f \left(h_c + \frac{t_f - z_{pl,1}}{2} \right) - N_w \left(\frac{z_{pl,2} + h_c + t_f - z_{pl,1}}{2} \right)$$

b) plastische Nulllinie $z_{pl,2}$ im Obergurt des Stahlprofils


Lage der plastischen Nulllinie im Betongurt :

$$z_{pl,1} = \frac{\eta N_{cf}}{b_{eff} f_{cd}} = \frac{\sum P_{Rd}}{b_{eff} f_{cd}} \leq h_c - h_p$$

Lage der plastischen Nulllinie im Obergurt des Stahlträgers:

$$z_{pl,2} = h_c + \frac{N_{pla,Rd} - N_{pl,w} - \eta N_{cf}}{2 f_{yd} b_f}$$

Momententragfähigkeit M_{Rd} bei teilweiser Verdübelung:

$$M_{Rd} = N_{pla,Rd} \left(z_a - \frac{z_{pl,1}}{2} \right) - N_{pl,w} \left(z_w - \frac{z_{pl,1}}{2} \right) - N_f \left(\frac{h_c + z_{pl,2} - z_{pl,1}}{2} \right)$$

Abb. 5-3: Ermittlung des vollplastischen Moments bei teilweiser Verdübelung, nach [53]

Tab. 5-6 stellt in einer Übersicht die experimentell ermittelten Momententragfähigkeiten und Verdübelungsgrade dar. Die statische Versagenslast berücksichtigt die Kurzzeitrelaxation des Betons. Das daraus errechnete maximale Moment beinhaltet zusätzlich noch den Biegemomenten-Anteil aus dem Trägereigengewicht. Löst man die Gleichungen aus Abb. 5-3 nach P bzw. η auf, erhält man die zu den Versagenslasten gehörigen Kopfbolzentragfähigkeiten bzw. Verdübelungsgrade. Zusätzlich sind die Bolzentragfähigkeiten der korrespondierenden Push-out Versuche angegeben, die mit identischer Konfiguration in Kapitel 4.3.4 getestet wurden.

Deutlich zu erkennen ist, dass sämtliche Verdübelungsgrade unterhalb des normativen Mindestverdübelungsgrades in Höhe von 40% liegen. Reduziert man den Mindestverdübelungsgrad, der sich in der Norm auf Lasten auf Bemessungsniveau bezieht, um den Teilsicherheitsbeiwert 1,25, so entspricht dieser Vergleich nach Meinung des Autors besser der Realität. Man erhält dann einen modifizierten Mindestverdübelungsgrad in Höhe von $40\% / 1,25 = 32\%$. Auch dieser Wert wird von den Verbundträgern deutlich nicht erreicht – mit Ausnahme des paarweise verdübelten Trägers ST 2-03, bei dem ein Verdübelungsgrad in Höhe der Mindestverdübelung erwartet worden war.

Tab. 5-6: Versuchsergebnisse der Verbundträger ST 2-01 bis 2-08

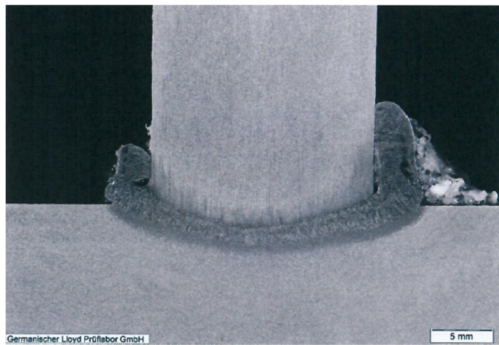
Träger	ST 2-01	ST 2-02	ST 2-03	ST 2-04	ST 2-05	ST 2-06	ST 2-07	ST 2-08
Versagenslast, statisch [kN]	373,40	377,40	374,30	435,10	388,90	403,30	410,90	395,40
Max. Moment [kNm]	346,77	350,33	347,57	401,68	360,56	373,38	380,14	366,35
Kopfbolzentragfähigkeit P_e [kN]	53,3	55,5	21,3*	50,5	62,5	71,8	77,0	66,5
Verdübelungsgrad [%]	20,0	20,8	16,0	37,9	23,5	27,0	28,9	25,0

* Geringe Traglast pro Kopfbolzen aufgrund fehlerhafter Durchschweißung

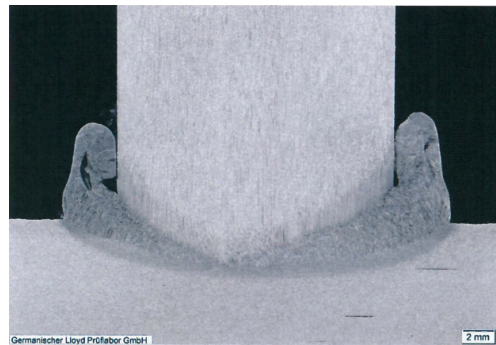
Die Rückrechnung der zugehörigen Kopfbolzentragfähigkeiten führt bei Träger ST 2-03 zu äußerst geringen Werten von ca. 21,3 kN je Kopfbolzen, obwohl nach Auswertung der Push-out Versuche, vgl. Tab. 4-4, für paarweise durchgeschweißte Kopfbolzen Traglasten in Höhe von ca. 60 kN je Kopfbolzen zu erwarten waren. Da während des Versuchsverlaufs und bei den beobachteten Versagensmodi keine Unregelmäßigkeiten im Vergleich zu den weiteren Trägern beobachtet wurden und auch keine offensichtlichen Festigkeitsabweichungen bei Stahl und Beton vorlagen, kam nur eine fehlerhafte Kopfbolzenschweißung in Betracht. Aus diesem Grund wurden Makroschliffe von Kopfbolzenschweißungen aller vier Befestigungsarten (vorgelocht / durchgeschweißte bzw. ein oder zwei Kopfbolzen pro Sicke) erstellt. Es zeigte sich, dass die Kopfbolzenschweißungen durch das Profilblech hindurch zahlreiche Lufteinschlüsse enthielten. Dieser Effekt verstärkte sich noch deutlich bei paarweiser Anordnung der Kopfbol-

zen pro Sicke, vgl. Abb. 5-4. Nach Trillmich und Welz [122] ist die Ursache für die Blasenbildung darin zu suchen, dass das verdampfende Zink (Oberflächenbeschichtung des Profilblechs) während des Schweißvorgangs nicht schnell genug aus der Schmelze entweichen kann und somit eine „schaumartige“ Schweißwulst entsteht, deren Tragfähigkeit – je nach Ausprägung – gegenüber einer massiven Schweißwulst kleiner sein kann.

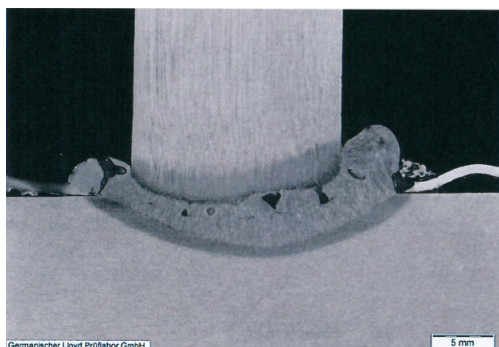
Bei paarweiser Anordnung der Kopfbolzen überlagert sich dies noch mit einem weiteren Effekt. Die Kopfbolzen sind außermittig gegenüber der Symmetrieachse des Stahlträgers angeordnet, vgl. Abb. 5-5. Gleichzeitig werden die Kopfbolzen nahe der Außenkante des Stahlträger-Oberflansches angebracht. Die Exzentrizität sowie die Kantennähe führen beim Schweißvorgang dazu, dass sich das Magnetfeld im Stahlträger nicht symmetrisch ausbilden kann. Die Ablenkung des Lichtbogens durch ein unsymmetrisches Magnetfeld wird auch als magnetische Blaswirkung bezeichnet, vgl. Schellhase [113]. Dies führt beim direkten Lichtbogenschweißen des Kopfbolzens auf den Stahlträger zu leicht ungleichmäßigen Schweißwulsten, vgl. Abb. 5-4 b) gegenüber Abb. 5-4 a). In Kombination mit der Durchschweißtechnik stellen sich Ergebnisse ein wie in Abb. 5-4 d) gezeigt, was zu Traglastabfällen führt, vgl. Tab. 5-6.



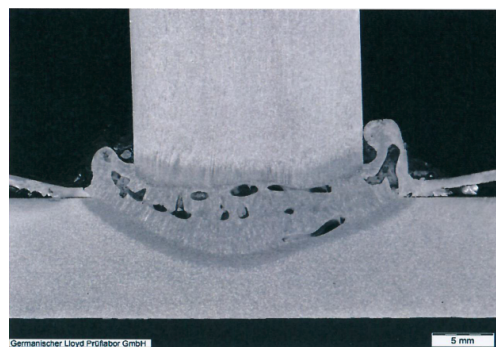
a) Ein Kopfbolzen pro Sicke, vorgelocht



b) Zwei Kopfbolzen pro Sicke, vorgelocht



c) Ein Kopfbolzen pro Sicke, durchgeschweißt



d) Zwei Kopfbolzen pro Sicke, durchgeschweißt

Abb. 5-4: Makroschliffe unterschiedlicher Kopfbolzenschweißungen

In Anbetracht der Versuchsergebnisse ist daher nach Ansicht des Autors die Anwendung der Durchschweißtechnik grundsätzlich zu überdenken. Die Kombination der Durchschweißtech-

nik mit mehreren Kopfbolzen pro Sicke, die dann außermittig zur Trägerachse und vergleichsweise nah an der Außenkante des Stahlträgerflansches angeordnet sind, führt zu sich überlagernden Abminderungseffekten bei der Kopfbolzentragfähigkeit, die im realen Baustellenalltag nur schwer kontrollierbar sind.

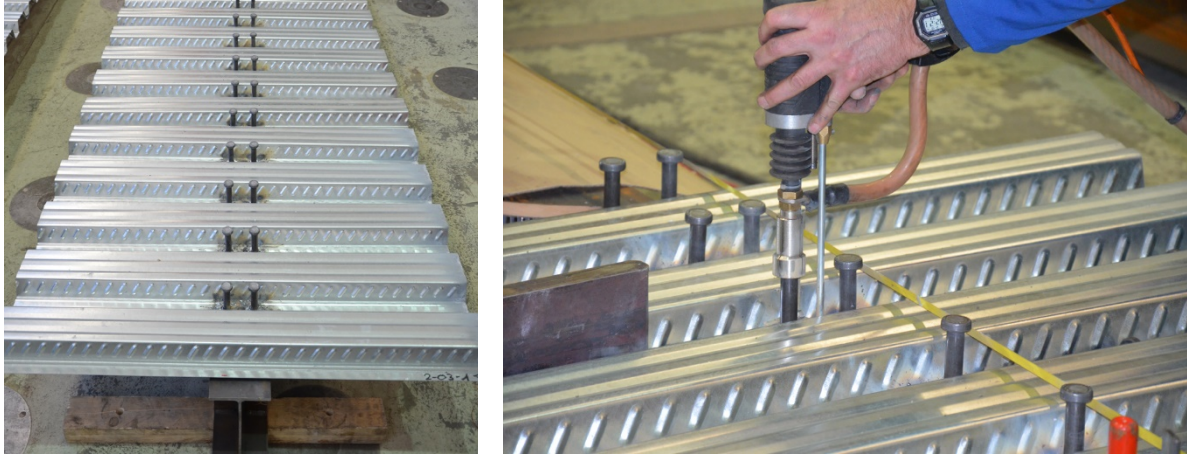


Abb. 5-5: Paarweise durchgeschweißte Kopfbolzen

Dieser Effekt wurde bei den in Kapitel 4.3.4 durchgeführten Versuchen lediglich zufällig beobachtet. Um abschließende Aussagen treffen zu können, sind weitere Versuchsreihen notwendig – insbesondere zum Kantenabstand der Kopfbolzen, da bei breiteren Flanschen der Stahlträger, wie sie für die Push-out Versuche in Kapitel 4.3.4 verwendet wurden, keine Abminderung festgestellt werden konnte. Der Autor dieser Arbeit weist darauf hin, dass sämtliche Schweißungen von Fachpersonal unter Laborbedingungen durchgeführt wurden. Es stellt sich daher die Frage nach der Qualität der Schweißungen unter Baustellenbedingungen.

Da das Versuchsergebnis des Trägers ST 2-03 aus den dargelegten Gründen nicht geeignet ist, mit rechnerischen Verfahren verglichen zu werden, werden die statistischen Kenngrößen in den nachfolgenden Abschnitten stets ohne die Ergebnisse des Trägers ST 2-03 bestimmt.

Das Berechnungsverfahren nach Hanswille und Schäfer [53] berücksichtigt keine Dehnungsbegrenzungen der beteiligten Materialien. Es ist allerdings anzunehmen, dass auf Traglastniveau der Beton im Druckbereich sehr starke Dehnungen erfährt und deshalb unter Umständen bereits vor Erreichen der rechnerischen Tragfähigkeit versagen kann. Daher wird bei den nachfolgenden Betrachtungen neben dem direkten Vergleich zwischen experimenteller und rechnerischer Momententragfähigkeit (M_e/M_t) auch der Vergleich mit einer auf 95% des Rechenwerts reduzierten Traglast geführt ($M_e/(0,95 M_t)$). Mahler [84] konnte auf Basis numerischer Untersuchungen zeigen, dass bei 95% der Traglast die Betondehnungen in der Randfaser um ca. 30% tiefer liegen gegenüber den Dehnungen auf Traglastniveau.

5.3.2 Vergleich der Momententragfähigkeit von Verbundträgern mit analytischen Verfahren unter Ansatz experimentell ermittelter Kopfbolzentragfähigkeiten

Dieser Abschnitt vergleicht die im Versuch gemessenen Momententragfähigkeiten der Verbundträger mit den berechneten Momententragfähigkeiten unter Ansatz experimentell ermittelter Kopfbolzentragfähigkeiten. Hierzu werden die Ergebnisse der in Tab. 4-4 angegebenen korrespondierenden Push-out Versuche verwendet. Tab. 5-7 und Abb. 5-6 stellen die Versuchs- und Berechnungsergebnisse sowie die statistischen Kenngrößen des Vergleichs dar.

Es ist festzustellen, dass der Quotient M_e/M_t mit einem Mittelwert von 0,977 eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den theoretischen und den gemessenen Werten zeigt, wobei die Rechenwerte die Versuchsergebnisse minimal überschätzen. Die Streuung liegt mit der Standardabweichung 0,044 bzw. dem Variationskoeffizienten 0,045 ebenfalls sehr gering. Berücksichtigt man das „95%-Kriterium“ bezüglich der Traglast, liegen 5 der 7 berücksichtigten Träger auf der sicheren Seite – die jeweils gemessenen Traglasten übertreffen die rechnerischen Vorhersagen. Der mit (▪) gekennzeichnete Datenpunkt in Abb. 5-6 entspricht dem Ergebnis des Versuchs ST 2-03. Die Abweichung zwischen Messwert und Rechenwert ist sehr hoch. Durch die fehlerhafte Schweißung überschätzt die rechnerische Vorhersage den Messwert um rund 21%.

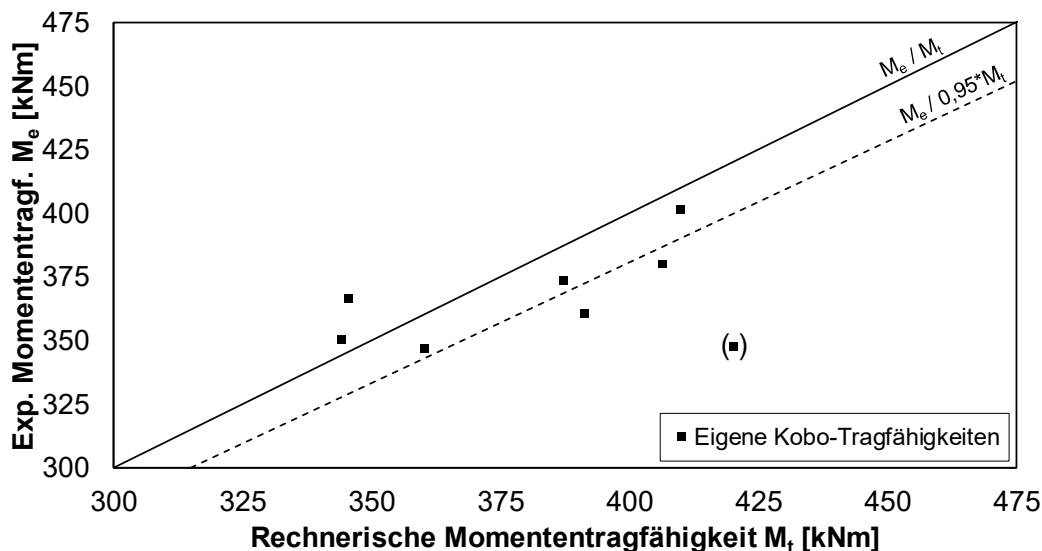


Abb. 5-6: Vergleich der rechnerischen Momententragfähigkeiten M_t unter Ansatz experimentell ermittelter Kopfbolzentragfähigkeiten mit allen Versuchswerten M_e

Die Verdübelungsgrade, die sich unter Ansatz der gemessenen Kopfbolzentragfähigkeiten ergeben, entsprechen der Größenordnung nach den tatsächlichen Verdübelungsgraden, vgl. Tab. 5-6. Mit Ausnahme des Versuchs ST 2-04, der bedingt durch die paarweise Anordnung

der Kopfbolzen einen höheren Wert aufweist, liegen alle Versuche unterhalb des normativen Mindestverdübelungsgrades.

Tab. 5-7: Vergleich der rechnerischen Momententragfähigkeiten M_t unter Ansatz experimentell ermittelter Kopfbolzentragfähigkeiten P_e mit den gemessenen Momententragfähigkeiten M_e

Träger	ST 2-01	ST 2-02	ST 2-03	ST 2-04	ST 2-05	ST 2-06	ST 2-07	ST 2-08
Moment M_e Versuch [kNm]	346,77	350,33	347,57	401,68	360,56	373,38	380,14	366,35
Korrespondierender Push-out Versuch	2-01	2-03	2-04	2-04 ⁺	2-06	1-03	2-07	2-08
Kopfbolzentragfähigkeit P_e [kN]	62,40	51,60	61,50	55,35	86,70	83,10	101,50	52,50
Moment M_t Rechnung [kNm]	360,47	344,27	420,21	410,00	391,39	387,29	406,48	345,68
M_e / M_t	0,962	1,018	0,827	0,980	0,921	0,964	0,935	1,060
Mittelwert*	0,977							
Standardabw.*	0,044							
VarK*	0,045							
$M_e / (0,95 M_t)$	1,013	1,071	0,871	1,031	0,970	1,015	0,984	1,116
Mittelwert*	1,029							
Standardabw.*	0,047							
VarK*	0,045							
Verdübelungsgrad [%]	23,4	19,4	46,2	41,6	32,6	31,2	38,1	19,7

* Ohne ST 2-03

⁺ Kein korrespondierender Push-out Versuch vorhanden; ST 2-03 und ST 2-04 unterscheiden sich nur durch die Art der Kopfbolzenschweißung; bei ST 2-04 ist daher die Tragfähigkeit des Push-out Versuchs 2-04 um 10% abgemindert, vgl. Einfluss des vorgelochten Profilblechs nach Konrad [68]

5.3.3 Vergleich mit DIN EN 1994-1-1 bzw. Hintergrundbericht EC 4

In diesem Abschnitt werden die im Versuch gemessenen Momententragfähigkeiten der Verbundträger mit den berechneten Momententragfähigkeiten verglichen, die sich unter Ansatz der Kopfbolzentragfähigkeiten nach Hintergrundbericht EC 4 [105] in Kombination mit den Abminderungsfaktoren nach DIN EN 1994-1-1 [35] ergeben. Tab. 5-8 und Abb. 5-7 stellen die Versuchs- und Berechnungsergebnisse sowie die statistischen Kenngrößen des Vergleichs dar.

Es ist festzustellen, dass der Quotient M_e/M_t mit einem Mittelwert von 0,861 keine gute Übereinstimmung zwischen den theoretischen und den gemessenen Werten zeigt, wobei die Rechenwerte die Versuchsergebnisse deutlich überschätzen. Die Streuung liegt mit der Standardabweichung 0,026 bzw. dem Variationskoeffizienten 0,028 sehr gering. Unabhängig davon, welches Kriterium dem Vergleich zugrunde liegt, befindet sich keiner der 7 berücksichtigten Träger auf der sicheren Seite – die jeweiligen rechnerischen Vorhersagen übertreffen die gemessenen Traglasten deutlich. Der mit (*) gekennzeichnete Datenpunkt in Abb. 5-7 ent-

spricht dem Ergebnis des Versuchs ST 2-03. Die Abweichung zwischen Messwert und Rechenwert ist sehr hoch. Durch die fehlerhafte Schweißung überschätzt die rechnerische Vorhersage den Messwert um rund 28%.

Die Verdübelungsgrade, die sich unter Ansatz der rechnerischen Kopfbolzentragfähigkeiten ergeben, entsprechen nicht den tatsächlichen Verdübelungsgraden, sondern liegen deutlich höher, vgl. Tab. 5-6. Alle Träger würden auf Basis dieser rechnerischen Annahmen den normativen Mindestverdübelungsgrad befriedigen.

Tab. 5-8: Vergleich der rechnerischen Momententragfähigkeiten M_t unter Ansatz der Kopfbolzentragfähigkeiten P_e nach Eurocode 4 mit den gemessenen Momententragfähigkeiten M_e

Träger	ST 2-01	ST 2-02	ST 2-03	ST 2-04	ST 2-05	ST 2-06	ST 2-07	ST 2-08
Moment M_e Versuch [kNm]	346,77	350,33	347,57	401,68	360,56	373,38	380,14	366,35
Kopfbolzentragfähigkeit P_e [kN]	110,06	110,06	77,83	77,83	147,56	147,56	147,56	110,06
Moment M_t Rechnung [kNm]	409,46	409,46	445,72	445,72	439,61	439,61	439,61	409,46
M_e / M_t	0,847	0,856	0,780	0,901	0,820	0,849	0,865	0,895
Mittelwert*	0,862							
Standardabw.*	0,026							
VarK*	0,030							
$M_e / (0,95 M_t)$	0,891	0,901	0,821	0,949	0,863	0,894	0,910	0,942
Mittelwert*	0,907							
Standardabw.*	0,028							
VarK*	0,030							
Verdübelungsgrad [%]	41,3	41,3	58,5	58,5	55,4	55,4	55,4	41,3

* Ohne ST 2-03

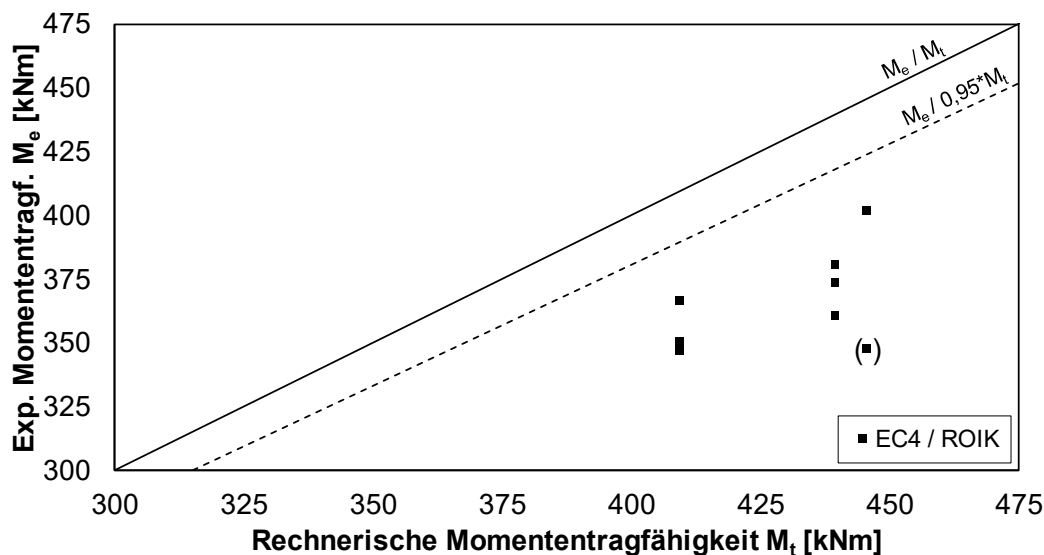


Abb. 5-7: Vergleich der rechnerischen Momententragfähigkeiten M_t unter Ansatz der Kopfbolzentragfähigkeiten P_e nach Eurocode 4 mit allen Versuchswerten M_e

5.3.4 Vergleich mit dem Ansatz von Konrad

Dieser Abschnitt vergleicht die im Versuch gemessenen Momententragfähigkeiten der Verbundträger mit den berechneten Momententragfähigkeiten unter Ansatz der Kopfbolzentragfähigkeiten nach Konrad [68], vgl. Kap 5.2.2. Tab. 5-9 und Abb. 5-8 stellen die Versuchs- und Berechnungsergebnisse sowie die statistischen Kenngrößen des Vergleichs dar.

Es ist festzustellen, dass der Quotient M_e/M_t mit einem Mittelwert von 0,946 eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den theoretischen und den gemessenen Werten zeigt, wobei die Rechenwerte die Versuchsergebnisse minimal überschätzen. Die Streuung ist mit der Standardabweichung 0,019 bzw. dem Variationskoeffizienten 0,021 ebenfalls als sehr gering zu bewerten. Berücksichtigt man das „95%-Kriterium“ bezüglich der Traglast (vgl. auch Kap. 5.3.1), liegt eine nahezu perfekte Übereinstimmung zwischen Experiment und Rechnung vor – der Mittelwert liegt dann bei 0,996. Der mit (▪) gekennzeichnete Datenpunkt in Abb. 5-8 entspricht dem Ergebnis des Versuchs ST 2-03. Die Abweichung zwischen Messwert und Rechenwert ist sehr hoch. Durch die fehlerhafte Schweißung überschätzt die rechnerische Vorhersage den Messwert um rund 18%. Diese Abweichung stimmt ungefähr mit dem Wert überein, der unter Ansatz der experimentellen Kopfbolzentragfähigkeiten ermittelt wurde.

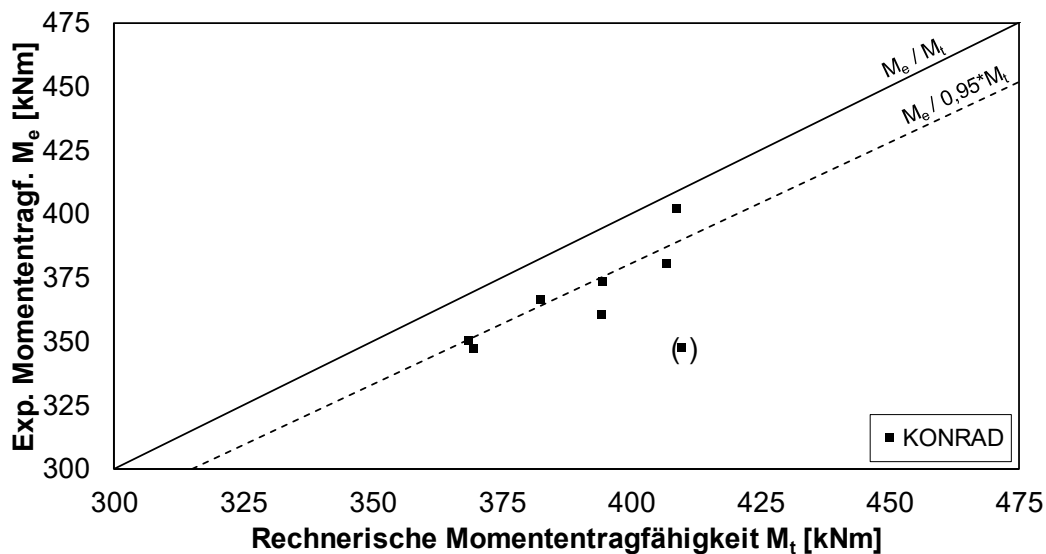


Abb. 5-8: Vergleich der rechnerischen Momententragfähigkeiten M_t unter Ansatz experimentell ermittelter Kopfbolzentragfähigkeiten mit allen Versuchswerten M_e

Die Verdübelungsgrade, die sich unter Ansatz der rechnerischen Kopfbolzentragfähigkeiten ergeben, entsprechen der Größenordnung nach den tatsächlichen Verdübelungsgraden, vgl. Tab. 5-6. Mit Ausnahme des Versuchs ST 2-04, der bedingt durch die paarweise Anordnung der Kopfbolzen einen höheren Wert aufweist sowie des Versuchs ST 2-07 mit extrem hoher Betongüte, liegen alle Versuche unterhalb des normativen Mindestverdübelungsgrades.

Tab. 5-9: Vergleich der rechnerischen Momententragfähigkeiten M_t unter Ansatz der Kopfbolzentragfähigkeiten P_e nach Konrad [68] mit den gemessenen Momententragfähigkeiten M_e

Träger	ST 2-01	ST 2-02	ST 2-03	ST 2-04	ST 2-05	ST 2-06	ST 2-07	ST 2-08
Moment M_e Versuch [kNm]	346,77	350,33	347,57	401,68	360,56	373,38	380,14	366,35
Kopfbolzentragfähigkeit P_e [kN]	68,95	68,38	55,26	54,70	89,40	89,54	107,01	79,16
Moment M_t Rechnung [kNm]	369,55	368,79	409,85	408,90	394,36	394,51	406,87	382,62
M_e / M_t	0,938	0,950	0,848	0,982	0,914	0,946	0,934	0,957
Mittelwert*	0,946							
Standardabw.*	0,019							
VarK*	0,021							
$M_e / (0,95 M_t)$	0,988	1,000	0,893	1,034	0,962	0,996	0,983	1,008
Mittelwert*	0,996							
Standardabw.*	0,021							
VarK*	0,021							
Verdübelungsgrad [%]	25,9	25,7	41,5	41,1	33,6	33,6	40,2	29,7

* Ohne ST 2-03

5.3.5 Vergleich mit dem Ansatz von Nellinger

Dieser Abschnitt vergleicht die gemessenen und berechneten Momententragfähigkeiten unter Ansatz der Kopfbolzentragfähigkeiten nach Nellinger [89]. Dieser Berechnungsansatz ging ebenfalls aus dem DISCCO Projekt [2] hervor und kann auch Profilbleche mit noch höheren Sicken (> 60mm) berücksichtigen. Tab. 5-10 und Abb. 5-9 stellen die Versuchs- und Berechnungsergebnisse sowie die statistischen Kenngrößen des Vergleichs dar.

Es ist festzustellen, dass der Quotient M_e/M_t mit einem Mittelwert von 0,982 eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den theoretischen und den gemessenen Werten zeigt, wobei die Rechenwerte die Versuchsergebnisse minimal überschätzen. Die Streuung ist mit der Standardabweichung 0,053 bzw. dem Variationskoeffizienten 0,054 ebenfalls sehr gering – ist aber die größte unter den betrachteten Modellen in diesem Kapitel. Berücksichtigt man das „95%-Kriterium“ bezüglich der Traglast, liegen 5 der 7 berücksichtigten Träger auf der sicheren Seite, d.h. die jeweils gemessenen Traglasten übertreffen die rechnerischen Vorhersagen. Der mit (▪) gekennzeichnete Datenpunkt in Abb. 5-9 entspricht dem Ergebnis des Versuchs ST 2-03 (paarweise Kopfbolzen durchgeschweißt). Die Abweichung zwischen Messwert und Rechenwert ist beim Modellvergleich nach Nellinger [89] äußerst gering. Im Gegensatz dazu wird der zweite Versuch mit paarweisen Kopfbolzen ST 2-04 (vorgelochtes Profilblech) sehr deutlich unterschätzt, vgl. „oberster“ Datenpunkt in Abb. 5-9. Das Versuchsergebnis lag rund 11% über der rechnerischen Vorhersage. Es ist daher anzunehmen, dass das rechnerische Verfahren nach Nellinger die Traglast für paarweise Kopfbolzen – möglicherweise speziell in Kombination mit dem Profilblech Cofraplus 60 – nur unzureichend abschätzt.

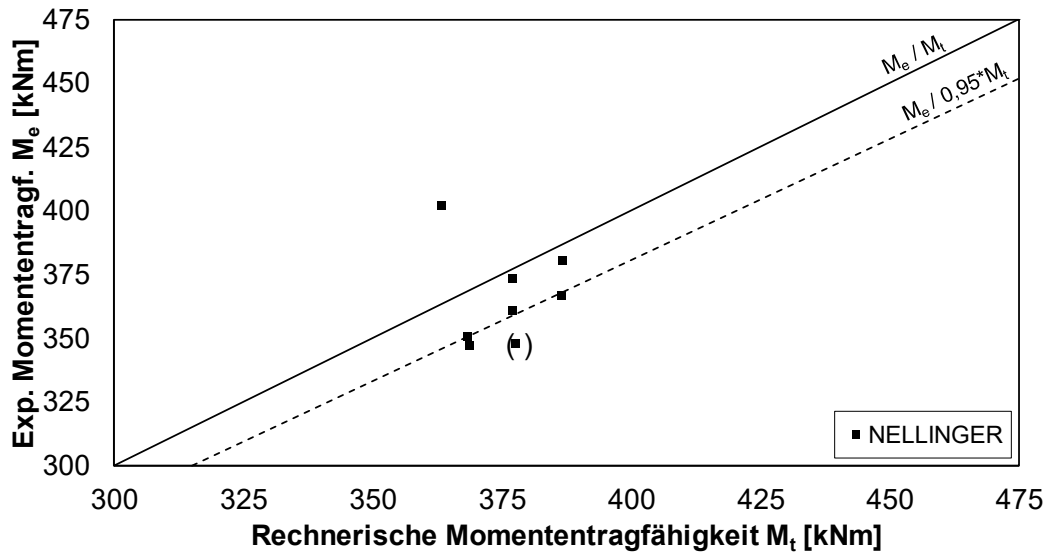


Abb. 5-9: Vergleich der rechnerischen Momententragfähigkeiten M_t unter Ansatz experimentell ermittelter Kopfbolzentragfähigkeiten nach Nellinger [89] mit allen Versuchswerten M_e

Die Verdübelungsgrade, die sich unter Ansatz der rechnerischen Kopfbolzentragfähigkeiten ergeben, entsprechen der Größenordnung nach den tatsächlichen Verdübelungsgraden (vgl. Tab. 5-6) – mit Ausnahme der Versuche ST 2-03 und ST 2-04 mit paarweisen Kopfbolzen. Mit den nach Nellinger bestimmten niedrigen Kopfbolzentragfähigkeiten liegt z.B. der Verdübelungsgrad des Trägers ST 2-04 trotz paarweiser Verdübelung sogar unterhalb des ansonsten vergleichbaren Versuchs ST 2-02 mit nur einem Kopfbolzen je Sicke. Tatsächlich müsste dieser Träger jedoch einen weitaus höheren Verdübelungsgrad aufweisen. Alle weiteren Versuche liegen unterhalb des normativen Mindestverdübelungsgrades.

Tab. 5-10: Vergleich der rechnerischen Momententragfähigkeiten M_t unter Ansatz der Kopfbolzentragfähigkeiten P_e nach Nellinger [89] mit den gemessenen Momententragfähigkeiten M_e

Träger	ST 2-01	ST 2-02	ST 2-03	ST 2-04	ST 2-05	ST 2-06	ST 2-07	ST 2-08
Moment M_e Versuch [kNm]	346,77	350,33	347,57	401,68	360,56	373,38	380,14	366,35
Kopfbolzentragfähigkeit P_e [kN]	68,44	68,06	37,58	32,27	74,75	74,82	82,62	82,46
Moment M_t Rechnung [kNm]	368,87	368,35	377,66	363,50	377,14	377,23	386,73	386,55
M_e / M_t	0,940	0,951	0,920	1,105	0,956	0,990	0,983	0,948
Mittelwert*	0,982							
Standardabw.*	0,053							
VarK*	0,054							
$M_e / (0,95 M_t)$	0,990	1,001	0,969	1,163	1,006	1,042	1,035	0,998
Mittelwert*	1,034							
Standardabw.*	0,056							
VarK*	0,054							
Verdübelungsgrad [%]	25,7	25,6	28,2	24,2	28,1	28,1	31,0	31,0

* Ohne ST 2-03

5.3.6 Zusammenfassung / Schlussfolgerung

Tab. 5-11 fasst die Ergebnisse der Vergleiche der rechnerischen Momententragfähigkeit der Verbundträger mit den im Versuch gemessenen Tragfähigkeiten in einer Übersicht zusammen. Es ist zu erkennen, dass das „95%-Kriterium“ sowohl unter Ansatz versuchstechnisch ermittelter Kopfbolzentragfähigkeiten als auch nach den Modellen von Konrad [68] und Nellinger [89] knapp erreicht bzw. sogar leicht überschritten werden kann. Die Vorhersagen des Modells aus dem Hintergrundbericht des Eurocode 4 [104] in Kombination mit den Abminderungsfaktoren nach DIN EN 1994-1-1 [35] hingegen führten durchgängig zu Ergebnissen auf der unsicheren Seite. Kein Vergleich erreicht das „95%-Kriterium“. Die Momententragfähigkeiten der Verbundträger werden mit diesem Modell enorm überschätzt. Die gegenwärtige normative Regelung kann daher nicht als zufriedenstellende Lösung angesehen werden – insbesondere bei Kopfbolzen in profilierten Betongurten.

Darüber hinaus ist die vollplastische Bestimmung der Momententragfähigkeit nach den aktuellen Regelungen in DIN EN 1994-1-1 nicht zulässig, wenn die Verbundmittel keine duktilen Eigenschaften aufweisen. Neben der direkten Bedingung, dass Verbundmittel ein gewisses Verformungsvermögen aufweisen müssen, ist die Duktilität bei Verbundträgern in der Norm insbesondere an die Einhaltung eines Mindestverdübelungsgrades geknüpft. Bei den nun durchgeführten Versuchen weisen alle Verbundmittel ein ausreichendes Verformungsvermögen auf, vgl. Kapitel 4.3.4.3. Obwohl keiner der untersuchten Verbundträger den normativen Mindestverdübelungsgrad einhält, konnte ein äußerst duktilen Last-Verformungsverhalten bzw. Last-Schlupfverhalten nachgewiesen werden.

Tab. 5-11: Vergleich der rechnerischen Momententragfähigkeiten M_t mit den gemessenen Momententragfähigkeiten M_e

Träger	Experimentelle Kopfbolzen-Tragf.	EC4 / Hintergrund [105]	Konrad [68]	Nellinger [89]
ST 2-01	0,962	0,847	0,938	0,940
ST 2-02	1,018	0,856	0,950	0,951
ST 2-03	0,827	0,780	0,848	0,920
ST 2-04	0,980	0,901	0,982	1,105
ST 2-05	0,921	0,820	0,914	0,956
ST 2-06	0,964	0,849	0,946	0,990
ST 2-07	0,935	0,865	0,934	0,983
ST 2-08	1,060	0,895	0,957	0,948
Mittelwert	0,977	0,862	0,946	0,982
Standardabweichung	0,044	0,026	0,019	0,053
Variationskoeffizient	0,045	0,030	0,021	0,054

Die genaue Kenntnis der Kopfbolzentragfähigkeit ist eine Grundvoraussetzung für die gute Qualität der rechnerischen Vorhersage der Momententragfähigkeit von Verbundträgern. Der aktuell normativ verankerte Ansatz ist nicht ausreichend genau, da der Abminderungsfaktor

für die Kopfbolzentragfähigkeit nach DIN EN 1994-1-1 [35] beim Einsatz von neuen Profilblechen die tatsächlichen Gegebenheiten nur unzureichend abschätzt. Neue Berechnungsansätze bzw. der Einsatz von Tragfähigkeiten aus korrespondierenden Push-out Versuchen liefern hingegen sehr gute Resultate.

Darüber hinaus kann gezeigt werden, dass eine vollplastische Bestimmung der Momententragfähigkeit niedrig verdübelter Verbundträger möglich ist, obwohl die normativen Vorgaben zum Verdübelungsgrad weit unterschritten bzw. die Definitionen bzgl. Duktilität missachtet werden. Die Auswertung der durchgeführten Versuche zeigt, dass die bestehenden normativen Beschränkungen in Bezug auf den Mindestverdübelungsgrad konservativ sind und daher in einigen Fällen die wirtschaftliche Auslegung von Verbundträgern erschweren, obwohl deren ausreichende Tragfähigkeit experimentell belegt werden konnte. Darüber hinaus ist über eine Erweiterung der Regelungen für Profilblechsicken > 60 mm nachzudenken. Hierfür sind zusätzliche Versuche erforderlich.

Weitere Untersuchungen sind ebenfalls notwendig im Hinblick auf das Durchschweißen von Kopfbolzen. Durch das gasförmige Zink kann es zu Lufteinschlüssen in der Schweißwulst kommen. Ein weiterer kritischer Fall, der im Rahmen der durchgeführten Versuche beobachtet wurde, stellt die paarweise Schweißung von Kopfbolzen dar. Dies führt dazu, dass die Kopfbolzen unter Umständen nahe der Kante des Obergurtes des Stahlträgers angeordnet werden, wodurch es zu einer starken magnetischen Blaswirkung kommt. Die Kombination dieser beiden Effekte führte bei den nun durchgeführten Versuchen zu einer extremen Reduktion der Kopfbolzentragfähigkeit.

6 Numerische Untersuchungen an Push-out Prüfkörpern

6.1 Allgemeines

Dieses Kapitel stellt FE-Untersuchungen an Push-out Versuchskörpern vor, die mit der allgemeinen FE Software Abaqus [115] der Firma Simulia – Dassault Systèmes durchgeführt werden. Abaqus [115] eignet sich insbesondere zur Modellierung und numerischen Untersuchung von Betonstrukturen, wie sie bei Verbundträgern zum Einsatz kommen. Dies konnte durch frühere Arbeiten wie z.B. von Gertis [47], Weischedel [124], Lam [98], Sauter [110], Baur [10] und Fink [45] gezeigt werden. Konrad [68] verifizierte das gewählte Modell bzw. dessen Spezifikationen außerdem an ausgewählten Referenzversuchen wie dem direkten Zugversuch von Reinhardt [100], dem 3-Punkt-Biegeversuch nach Petersson [97] sowie einer L-förmigen Scheibe nach Winkler [126].

Neben diesen Referenzversuchen wird zusätzlich zu den Berechnungsergebnissen des globalen Last-Verformungs-Verhaltens kontrolliert, ob die in den Versuchen beobachteten Versagensmodi, vgl. Kapitel 4.3.4.3, durch das gewählte FE Modell simuliert werden können. Diese Kapitel enthält Ergebnisse aus der Masterthesis von Weischedel [124].

6.2 Modellbildung und Verifikation

6.2.1 Modellierung

6.2.1.1 Analyse-Methode

Die Berechnung der Push-out Versuche erfolgte mit ABAQUS/Explicit [115]. Das explizite Rechenverfahren eignet sich für stark nichtlineare Probleme. Im Gegensatz zu ABAQUS/Standard wird die instationäre Kräftebilanz durch extrem kleine Zeitschritte direkt gelöst. Dadurch muss nicht für jeden Iterationsschritt das komplette Gleichungssystem erneut gelöst werden. Hierdurch ist der Explicit-Solver bei den zu untersuchenden Push-out Prüfkörpern trotz sehr vieler Zeitschritte deutlich schneller und benötigt weniger Speicherplatz. Beim impliziten Verfahren ABAQUS/Standard wird das Gleichungssystem vollständig iterativ gelöst, wodurch ein erheblich größerer numerischer Aufwand entsteht, vgl. auch [1].

6.2.1.2 Geometrie

Aufgrund der Symmetrie wurde nur ein Viertel des Push-out Prüfkörpers modelliert. Da es aufgrund der komplizierteren Geometrie des Profilblechs einer aufwändigeren Vernetzung bedarf, konnte durch eine kleinere Prüfkörpergeometrie Rechenzeit gespart werden. Die erste Symmetrieachse verlief in Krafrichtung durch den Stahlträger. Die zweite Symmetrieachse verlief rechtwinklig zur ersten Symmetrieachse, vgl. Abb. 6-1.

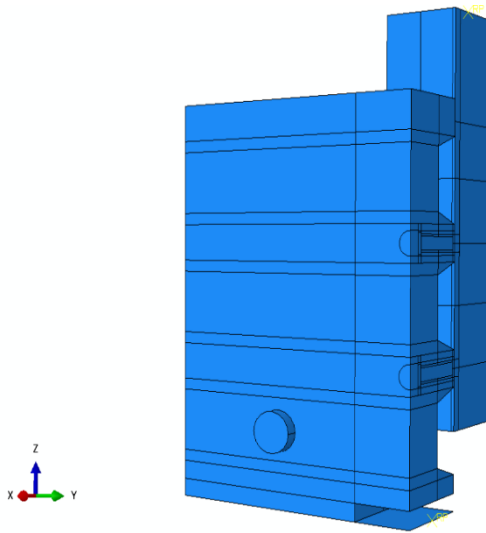


Abb. 6-1: FE-Basismodell in Abaqus/CAE

6.2.1.3 Vernetzung

Als Elemente wurden Hexaeder Elemente vom Typ C3D8R für die Betonplatte, den Stahlträger, die Zugstangen sowie die Kopfbolzen gewählt. Es handelt sich dabei um ein allgemein einsetzbares, lineares Volumenelement mit 8 Knoten. Durch die reduzierte Integration (Index „R“) verringerte sich die Rechenzeit deutlich.

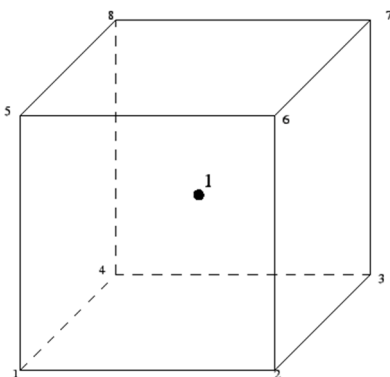


Abb. 6-2: C3D8R-Element

Durch den schrägen Verlauf des Cofraplus 60 Profilblechs in den Sicken bildet sich ein dreiecksförmiger Keil im Betongurt. Um den Keil gut vernetzen zu können, kam ein C3D6R-Element zum Einsatz. Dies ist ein lineares 6-Knotenelement mit reduzierter Integration.

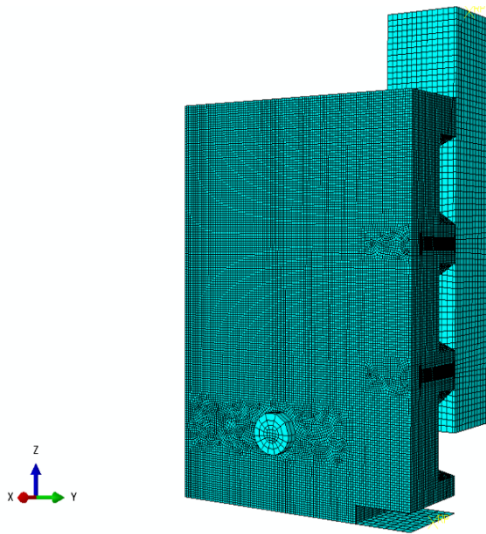


Abb. 6-3: Vernetzung des Versuchskörpers

Die Kopfplatte, an der die Verschiebung bzw. Last aufgebracht wird, sowie die Aufstandsfläche des Betonkörpers wurden als R3D4-Element modelliert – ein dreidimensionales, 4-knotiges rigid-Element. Es ist unendlich starr und verformt sich nicht. Die Bewegung dieses Elements ist nur von einem Punkt abhängig, dem „rigid body reference node“.

Die Bewehrung wurde als B31-Element ausgeführt. Es handelt sich hierbei um ein 3D Balken-Element erster Ordnung. Nach dem Abaqus Handbook [1] eignet es sich bei schlanken Balken und sollte bei Simulationen mit Kontakt eingesetzt werden.

Das Profilblech bestand aus S4R-Elementen, vgl. Abb. 6-4. Dies ist ein 4-knotiges Schalen-Element mit reduzierter Integration. S4R-Elemente liefern gute Ergebnisse bei Biegeproblemen in der Ebene. Außerdem eignen sich nach Laulusa et al. [78] S4R-Elemente für die Analyse von großen Dehnungen. Dies war wichtig, da die Versuchsergebnisse der Push-out Prüfkörper große Dehnungen des Cofraplus 60 Profilbleches zeigten.

Bei der Vernetzung der Bauteile wurden Empfehlungen von Werkle [125] berücksichtigt, um eine ausreichende Genauigkeit der Berechnung zu gewährleisten.

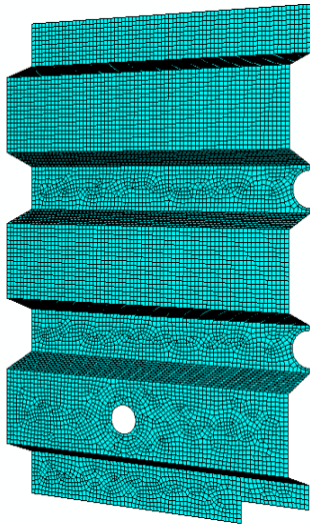


Abb. 6-4: Vernetzung des Cofraplus 60 Profilbleches

6.2.1.4 Kontaktdefinition

Die Kontakteigenschaften wurden jeweils in Tangential- und Normalenrichtung definiert. Das Verhalten in Normalenrichtung wurde jeweils als „hard-contact overclosure relationship“ angenommen. Dadurch kommt es nur zu einer geringen Durchdringung zwischen den beiden sich berührenden Oberflächen. Tangential zur Oberfläche wurde Reibung angenommen. Es wurden neben den Kontaktbedingungen zwischen Profilblech und dem Stahlträger auch Kontakte zwischen den Kopfbolzen und dem umliegenden Beton sowie zwischen den Kopf- und Fußplatten des Stahlträgers formuliert. Die genauen Eigenschaften der jeweiligen Kontaktbedingungen sind in Tab. 6-1 dargestellt.

Tab. 6-1: Definition der Kontaktbedingungen

Oberflächen	Verhalten tangential zur Oberfläche	Verhalten normal zur Oberfläche
Stahl – Stahl	Reibung = 0,2	„Hard“ Contact
Stahl – Beton	Reibung = 0,3	„Hard“ Contact
Stahl – Profilblech	Reibungslos	„Hard“ Contact

6.2.1.5 Materialmodelle

Stahlmodell

Das Materialverhalten wurde als bilineare Spannungs-Dehnungsbeziehung formuliert. Abaqus rechnet dabei bis zum kleinsten angegebenen plastischen Wert mit linear-elastischem Verhalten. Erst ab diesem Punkt wird das Materialverhalten mit der vorgegebenen Spannungs-Dehnungskurve beschrieben. Für die Definition notwendig sind Angaben über den Elastizitätsmodul E , die Fließspannung f_y , die Zugfestigkeit f_u sowie die zugehörige Bruchdehnung ε_u . Stahlversagen kann bei diesem Modell allerdings nur durch „händische“ Kontrolle der maximalen

Stahldehnung erfolgen. Des Weiteren ist zu beachten, dass die „Ingenieurspannungen“ in „Wahre Spannungen“ umgerechnet werden müssen, vgl. auch Abaqus [115].

Betonmodell

Von den in Abaqus [115] angebotenen Materialmodellen zur Beschreibung des Betons hat sich das „Concrete damaged plasticity“ Modell durchgesetzt. Dieses bietet die Möglichkeit, die Rissentstehung im Beton über ein verschmiertes Rissbild zu verfolgen. Der „Riss“ wird durch eine Reduktion der Elementsteifigkeiten „erzeugt“. Ein Lösen der Elemente, was das „Aufgehen“ des Risses kennzeichnen würde, findet jedoch nicht statt. Konrad [98] stellte fest, dass seine Berechnung mit Abaqus/Standard (implizites Verfahren) in Kombination mit dem „Concrete damaged plasticity“ Modell insbesondere nach Erreichen der Traglast numerisch instabil wurde und Konvergenzprobleme auftraten. Aus diesem Grund wurde für die numerischen Untersuchungen dieser Arbeit das explizite Berechnungsverfahren nach Abaqus/Explicit verwendet, wie es beispielsweise auch von Qureshi Lam und Ye [98] angewendet wird.

Die Anwendung des „Concrete damaged plasticity“ Modells erfordert neben der Eingabe der Druck- und Zugfestigkeit sowie der Querdehnzahl des Betons zusätzliche Materialparameter, die sich aus der Bodenmechanik für bindige Böden auf den Beton übertragen lassen:

- Dilation angle: Verhältnis von Volumendehnung zu Scherdehnung; ergibt sich aus der inneren Reibung des Betons,
- Eccentricity: Zusammenhang zwischen Zunahme des Dilatationswinkels und der Abnahme des Fließpotentials,
- f_{b0}/f_{c0} : Verhältnis der ein- und zwei axialen Druckfestigkeit,
- K: Beschreibung der Fließzusammenhänge im dreidimensionalen Raum,
- Viscosity: Beschreibung des Sprödbbruchverhaltens des Materials.

Es kamen die von Abaqus [115] empfohlenen „Default“-Einstellungen zur Anwendung, vgl. Tab. 6-2. Nach Müllers [88], Gertis [47] sowie eigenen Studien wirken sich Veränderungen der Standardwerte dieser Materialparameter nur sehr unwesentlich auf das Berechnungsergebnis aus, solange die Variation im Rahmen baupraktisch sinnvoller Größenordnungen stattfindet.

Tab. 6-2: Zusätzliche Materialparameter Beton für das „Concrete damaged plasticity“ Modell

Dilation angle	Eccentricity	f_{b0}/f_{c0}	K	Viscosity
40	0,1	1,16	0,6666	0

Im Druckbereich konnte im Anschluss an den elastischen Materialbereich das Verhalten über die Werte σ_c sowie den inelastischen Anteil ε_c^{in} an der Gesamtdehnung ε_c beschrieben werden. Es gilt:

$$\varepsilon_c^{in} = \varepsilon_c - \frac{\sigma_c}{E} \quad (6.1)$$

Für das Verhalten des Betons unter Zugbeanspruchung wurde das Verfahren nach dem CEB-FIP Model Code 1990 angewendet [13], das das spröde Verhalten des Betons über die Bruchenergie erfasst. Das Nachbruchverhalten (Entfestigung) wurde durch eine bilineare Spannungs-Rissöffnungsbeziehung beschrieben, vgl. auch Abaqus [115]. Genaue Details zur Modellierung bzw. Berücksichtigung der Bewehrung in den FE-Modellen können der Masterarbeit von Weischedel [124] entnommen werden.

6.2.1.6 Lastaufbringung / Randbedingungen

Aufgrund der Doppelsymmetrie wurde nur ein Viertel des Push-Out-Versuches modelliert. Für die Lagerung an der Symmetrieachse des Stahlträgers wurde deshalb die Verschiebung in x-Richtung und die Verdrehung um die y-Achse festgehalten. Für die zweite Symmetrieachse wurde die Bedingung „YSYMM“ gewählt. Damit waren die Verschiebung U2 sowie die Verdrehungen UR1 und UR3 festgehalten (vgl. Abb. 6-1). Die Bezeichnungen U1, U2 und U3 entsprechen hierbei der x-, y- bzw. z-Richtung, vgl. Abb. 6-3.

An der Aufstandsfläche des Prüfkörpers wurden neben den Verschiebungen U1 bis U3 auch die Rotationen UR1 bis UR3 zu null gesetzt.

Die Simulation wurde – wie auch der reale Versuch – weggesteuert durchgeführt. Die hierfür notwendige Verschiebung wurde an der Kopfplatte in U3-Richtung aufgebracht. Alle anderen Freiheitsgrade wurden an dieser Stelle gesperrt.

6.2.2 Kalibrierung und Modellverifikation

6.2.2.1 Allgemeines

Nachfolgend wird das Modell anhand des Basisversuchs 1-03, vgl. Tab. 4-3, verifiziert. Hierzu werden aus den Last-Verformungskurven der Versuche 1-03-1 bis 1-03-3 statische Last-Verformungskurven ermittelt. Dies ist sinnvoll, da mit dem vorgestellten FE Modell in Abaqus [115] die Relaxation des Betons während des Versuchsverlaufs nicht abgebildet werden kann.

Versuch 1-03-1 weist mit 74,63 kN eine deutlich geringere Last pro Kopfbolzen beim ersten Maximum auf als die Versuche 1-03-2 und 1-03-3 mit 86,00 kN bzw. 88,88 kN. Dies liegt ver-

mutlich an den in diesem Versuch eingesetzten Dehnmessstreifen an den Schäften der Kopfbolzen, wodurch die Ausbildung der Betondruckstrebe am Fuß des Bolzens bzw. am Schweißwulst gestört wird, vgl. Abb. 3-1. Durch eine entsprechende FE Simulation kann diese Vermutung bestätigt werden, vgl. Weischedel [124]. Deshalb werden im Folgenden nur die Versuche 2 und 3 der jeweiligen Versuchsreihen betrachtet. Die Diagramme sind immer auf die Last pro Kopfbolzen bezogen.

6.2.2.2 Verifikation

Mit den in Kapitel 6.2.1 gewählten Materialeigenschaften, Kontaktbedingungen und FE-Netzungen ergibt sich die in Abb. 6-5 dargestellte Simulation des Versuchs 1-03. Die elastische Anfangssteifigkeit entspricht dabei sehr gut dem tatsächlichen Versuchsverlauf. Im Anschluss daran bildet sich – ähnlich wie im Versuchsverlauf – ein lokales Maximum bzw. ein Lastplateau. Anschließend nimmt die Last etwas ab, bevor sie parallel zum Versuchsverlauf wieder ansteigt. Die Versuche 1-03-2 und 1-03-3 erreichen das erste lokale Maximum bei einem Schlupf von ca. 2,5 bzw. 3,4 mm. Versuch 1-03-1 hingegen erreicht seinen lokalen Hochpunkt erst bei einem Schlupf von ca. 5,1 mm. Die Abaqus-Simulation erreicht dieses Lastplateau im Bereich von 2-5 mm Schlupf und erreicht eine Last von 87 kN pro Kopfbolzen. Dieses Ergebnis stimmt somit sehr gut mit den gemessenen Werten der Versuche 1-03-2 und 1-03-3 mit 88,8 kN bzw. 87,2 kN je Kopfbolzen überein.

Insgesamt kommt es zu einer sehr guten Übereinstimmung der numerischen Simulation mit den tatsächlich gemessenen Last-Schlupfkurven – sowohl im elastischen als auch im inelastischen Bereich. Um den Einfluss der verschiedenen Faktoren des „Concrete damaged plasticity“ Modells nachvollziehen zu können, wird der Einfluss dieser Parameter auf die Simulation im Folgenden von Weischedel [124] untersucht:

- Der „dilation angle“ wird im Bereich zwischen 35° und 45° variiert. Es ist festzustellen, dass sich hierdurch das Lastniveau im inelastischen Bereich um rund 6% nach oben bzw. nach unten verändert. Der Standardwert von 40° ergibt die beste Übereinstimmung zwischen den Versuchsergebnissen und der Simulation.
- Das Verhältnis f_{bo}/f_{co} von ein- und zweiachialer Druckfestigkeit muss immer größer als 1 sein, da die zweiachiale Festigkeit über der einaxialen liegt. Zusätzlich zum Standardwert 1,16 wird der Wert zwischen 1,00 und 1,30 variiert. Hierdurch ergeben sich im inelastischen Bereich Änderungen im Lastniveau von -9% bzw. +4% im Vergleich zum Standardwert. Es ist festzustellen, dass der Standardwert die beste Übereinstimmung aufweist.

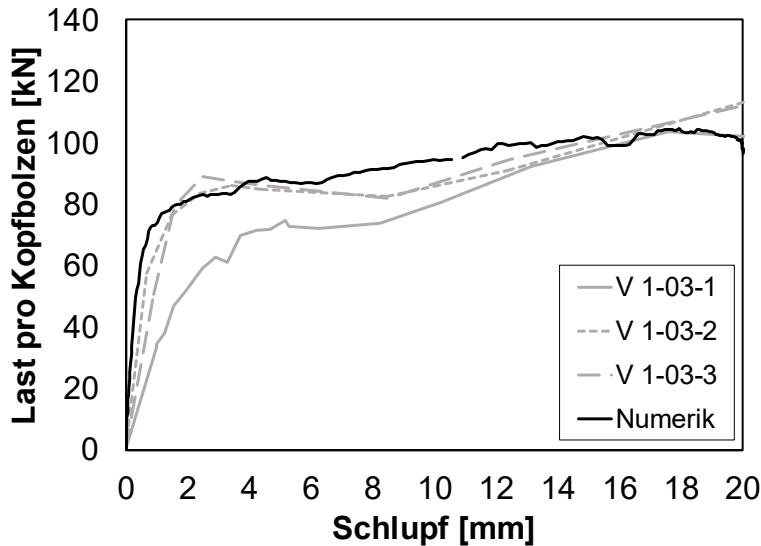


Abb. 6-5: Vergleich der numerisch ermittelten Last-Verformungskurve mit den Versuchskurven der Serie 1-03

Der Einfluss der weiteren Parameter wird von Gertis [47] untersucht. Hierbei wird festgestellt, dass sich nennenswerte Änderungen der Last-Schlupfkurve – insbesondere beim Parameter „Viscosity“ – nur durch Variation des eingesetzten Wertes um den Faktor 10 ergeben, was dann aber einen enormen Einfluss auf das Simulationsergebnis und die Stabilität der Simulation hat. Da sowohl das Simulationsergebnis gut mit den Versuchsergebnissen übereinstimmt als auch ein stabiles Rechenverhalten vorliegt, wird keine Änderung dieses Parameters vorgenommen und der Standardwert beibehalten.

Des Weiteren hat die Feinheit des FE-Netzes einen großen Einfluss auf die Qualität des Ergebnisses sowie auf die erforderliche Rechenzeit. Es ist daher ein Kompromiss zwischen Rechenzeit und Ergebnisqualität zu finden.

Als Startwerte wird eine Elementgröße von 4 mm im Betonkörper als „global size“ gewählt. Im Stahlträger wird eine Elementgröße von 16 mm, im Cofraplus 60 Blech von 6 mm gewählt. Für die Bewehrung und die Kopfbolzen beträgt die Elementgröße 7,5 mm bzw. 2 mm.

Um die Rechenzeit deutlich zu reduzieren, wird alternativ eine Berechnung mit der doppelten „global size“ gestartet. Während die Berechnung mit der zu Beginn gewählten Netzgröße ca. 15 Stunden dauert, verringert sich die Rechenzeit bei doppelter Elementgröße auf nur noch knapp 2 Stunden. Hierdurch verschlechtert sich allerdings die Qualität der Simulation extrem.

Alternativ wird die Netzfeinheit im Betonkörper weiter verfeinert. Die „global size“ beträgt somit nur noch 2 mm, was bewirkt, dass die Rechenzeit extrem ansteigt und nach über 24 Stunden

noch nicht einmal 50 % der Aufgabe berechnet sind. Die bis dahin berechnete Ergebniskurve liefert keine wesentlich bessere Übereinstimmung mit den Kurven aus Versuch 1-03.

Es wird somit die Netzfeinheit mit den zu Beginn gewählten Einstellungen beibehalten. Insgesamt ist aber festzustellen, dass sich das als Kompromiss zwischen Genauigkeit und Rechenzeit gefundene Modell aufgrund der dennoch sehr hohen Rechenzeit von rund 15 Stunden nicht für ausgiebige Parameteruntersuchungen bzw. für die Modellierung eines vollständigen Verbundträgers eignet. Daher werden die numerischen Untersuchungen an Verbundträgern in Kapitel 7 mit einem teilweise vereinfachten Federmodell durchgeführt.

6.2.2.3 Simulation der Versagensmodi

Kopfbolzenverformung / Fließgelenkausbildung

Abb. 6-6 zeigt eine sehr gute Übereinstimmung der errechneten und der tatsächlichen Verformung der Kopfbolzen. Es bilden sich in beiden Fällen zwei Fließgelenke aus – zunächst am Fußpunkt oberhalb der Schweißwulst und anschließend im Schaft. Oberhalb des zweiten Fließgelenkes verbleibt der Schaft gerade.

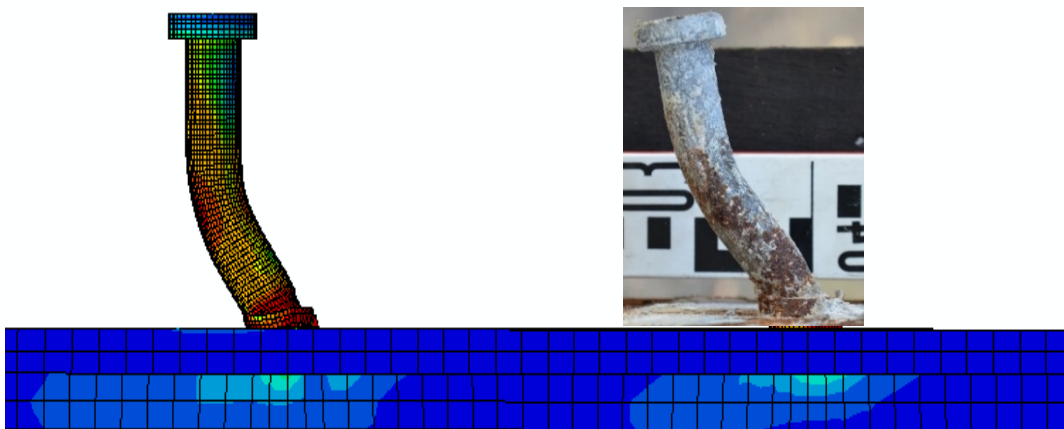


Abb. 6-6: Vergleich der Kopfbolzenverformung, Simulation Versuch 1-03

Am Fußpunkt bleibt der Kopfbolzen fest angeschweißt und es kommt zum Fließen des Kopfbolzenmaterials, da zu Beginn der Verformung des Bolzens die Schubkraft allein über Biegung und somit über die Verdrehung am Fußpunkt abgetragen werden muss. Das zweite Fließgelenk im Schaft des Kopfbolzens bildet sich auf Höhe der Oberkante der Sicke, wie auch in Kapitel 3.2.3 anhand der vorgestellten Modelle beschrieben.

Rib punch-through Versagen / Rippendurchstanzen

Wie in Kapitel 4.3.4.3 dargelegt, wird der Beton vor dem Kopfbolzen gegen das Profilblech gedrückt, was dazu führt, dass das Blech ausbeult und große Beanspruchungen erfährt. Dies führt schließlich zum Versagen in Form des Rippendurchstanzens.

Des Weiteren wird die Vorlochung im Profilblech am Fuße des Kopfbolzens in die Länge gezogen und somit ellipsenförmig plastisch verformt. Dieser Vorgang beginnt sobald der Kopfbolzenfuß am Profilblech anliegt und der Spalt, der aufgrund des größeren Lochdurchmessers im Vergleich zur Schweißwulst vorhanden ist, geschlossen wird. Danach wird das Loch durch die über den Kopfbolzen eingeleitete Schubkraft in die Länge gezogen. Auch dieser Vorgang lässt sich im realen Versuch beobachten, vgl. Abb. 6-7.

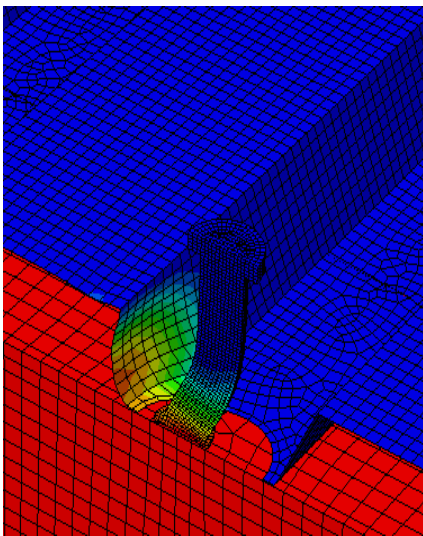


Abb. 6-7: Versagen des Profilblechs, Simulation Versuch 1-03

Betonschädigung

Bei der Untersuchung der zerstörten Versuchskörper, vgl. Kapitel 4.3.4.3, konnte ein Betonkegelausbruch rund um die Kopfbolzen beobachtet werden. Bei der numerischen Simulation mit Abaqus [115] kann unter Verwendung des „concrete damaged plasticity“ Modells die Betonzerstörung unter Druck ermittelt werden. Vergleicht man die so gewonnenen Ausbruchkörper des Betons, zeigt sich eine große Übereinstimmung zwischen Simulation und Versuch. Die realen Betonausbruchkegel sind dabei leicht größer als bei der numerischen Simulation mit Abaqus. Generell wird der Versagensmodus jedoch gut von der Numerik erfasst.

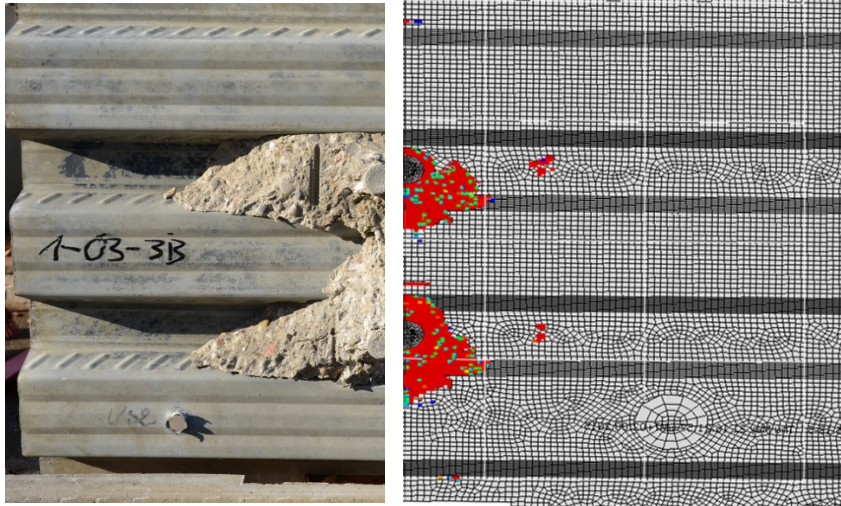


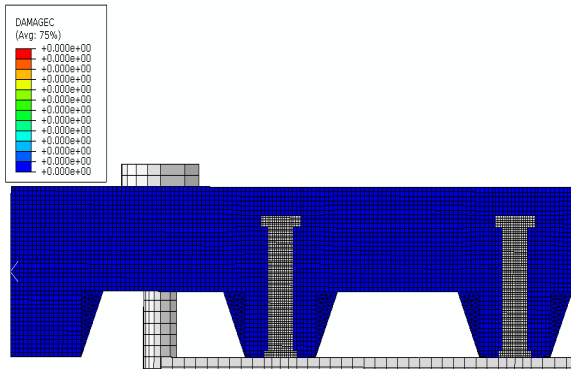
Abb. 6-8: Betonschädigung bzw. Betonausbruch, Simulation Versuch 1-03

Abb. 6-9 stellt den Fortschritt der Betonerstörung infolge Druck durch die Verschiebung des Kopfbolzens dar. Hierdurch verdeutlicht sich die Reihenfolge bzw. das Zusammenspiel der Versagensmodi „rib punch-through“ und dem anschließenden „concrete pull-out“. Zunächst wird der Beton zwischen Kopfbolzen und Profilblech zerstört. Ab einer aufgebrachten Verschiebung von ca. 10 mm kommt es zum finalen Versagen des Betons unterhalb des Bolzenkopfs. Der Kopf hängt sich dabei in den Beton ein und überträgt dadurch große Druckkräfte in den Beton. Dieses Schadensbild entspricht dem Tragmechanismus, der in Kapitel 3.2.3 vorgestellt wird. Das endgültige Versagen ist somit eine Kombination aus „rib punch-through“ und „concrete pull-out“.

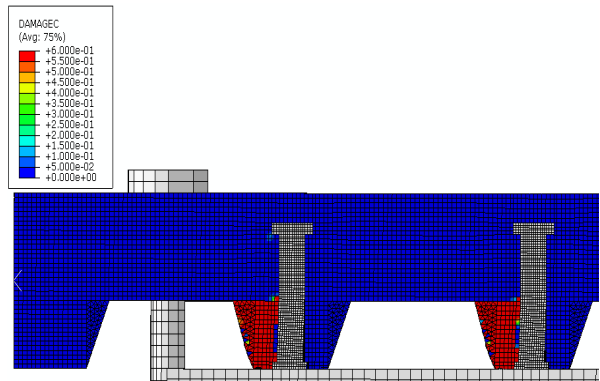
Zusätzlich kommt es zu Schädigungen des Betons aufgrund Überschreitens der Zugfestigkeit. Dies kann in Abaqus ebenfalls durch den Einsatz des „concrete damaged plasticity“ Modells visualisiert werden, vgl. Abb. 6-10. Es ist deutlich zu erkennen, dass der Beton im Bereich plastischer Verformungen („Beulen“) des Cofraplus 60 Blechs nicht nur auf Druck versagt, sondern auch die aufnehmbaren Zugspannungen überschritten werden und es im Beton zu Rissen kommt. Es liegt hier also ein mehraxialer Spannungszustand vor, der den Beton besonders stark beansprucht.

Zusätzlich wird sichtbar, dass der Beton seitlich des Kopfbolzens ebenfalls aufgrund von Zugbeanspruchungen zerstört wird.

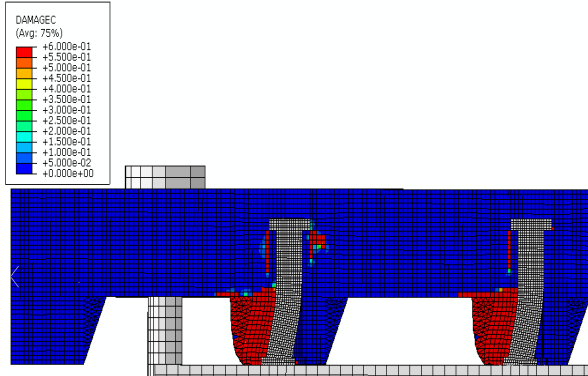
0 mm Verschiebung



2 mm Verschiebung



10 mm Verschiebung



20 mm Verschiebung

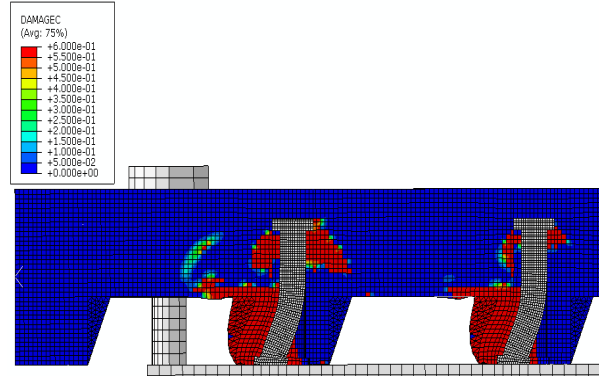
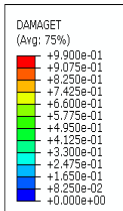


Abb. 6-9: Verlauf der Betonschädigung auf Druck, Simulation Versuch 1-03



Zerstörter Beton seitlich
des Kopfbolzens

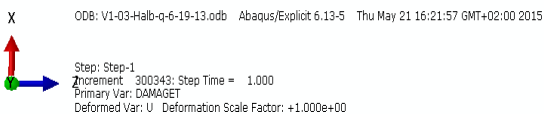
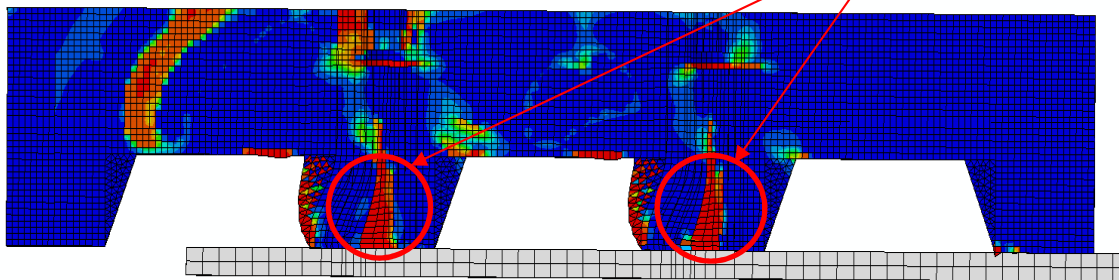


Abb. 6-10: Betonschädigung bzw. Betonausbruch auf Zug, Simulation Versuch 1-03

6.3 Parameteruntersuchung

6.3.1 Allgemeines

Nachdem gezeigt werden konnte, dass das Tragverhalten des „Standard“-Versuches V1-03 realitätsnah abgebildet werden kann und das Modell an weiteren Versuchen (Versuche 2-03 und 2-07, vgl. Weischedel [124] sowie CoSFB-Träger, vgl. Gertis [47]) verifiziert wurde, wird nun der Einfluss verschiedener Parameter auf die Tragfähigkeit von Verbundträgern untersucht. Dazu werden folgende Einflussparameter variiert:

- Kopfbolzendurchmesser,
- Kopfbolzenhöhe,
- Betongüte,
- Bewehrungsführung,
- Kopfbolzen durchgeschweißt oder vorgelocht,
- Aussparung am Boden des Prüfkörpers,
- Anzahl der Kopfbolzen je Sicke.

Um eine Vergleichbarkeit der unterschiedlichen Ergebnisse zu gewährleisten, wird jeweils nur der zu untersuchende Materialparameter verändert. Alle anderen Einstellungen werden unter Berücksichtigung von Kapitel 6.2.1 beibehalten.

6.3.2 Einfluss des Kopfbolzendurchmessers

Hersteller von Kopfbolzen bieten diese in einer Vielzahl an Durchmessern an. Ausgehend von dem Standardversuch V1-03 mit Durchmesser 22 mm werden folgende gebräuchlichen Kopfbolzendurchmesser untersucht:

Tab. 6-3: Parameteruntersuchung Kopfbolzendurchmesser

Kopfbolzen d x h [mm]	Bemerkung
16 x 125	Nicht in DIN EN 1994-1-1 [35] geregelt
19 x 125	
22 x 125	Ausgangswert
25 x 125	Nicht in DIN EN 1994-1-1 [35] geregelt

Nach DIN EN 1994-1-1 [35] ist die Tragfähigkeit P eines Kopfbolzens proportional zum Quadrat des Schaftdurchmessers d_{sc}^2 (vgl. Gleichungen (3.4) und (3.5)). Tab. 6-4 und Abb. 6-11 stellen die absolute bzw. prozentuale Veränderung der Kopfbolzentraglast dar. Hier zeigt sich erneut, dass die Werte nach DIN EN 1994-1-1 [35] die Traglasten deutlich überschätzen. Während sich im Versuch durch die Änderung des Schaftes von 22 mm auf 19 mm eine Reduktion der Traglast um 40% einstellte, schätzt DIN EN 1994-1-1 [35] die Reduktion auf lediglich 25%. Die

nun durchgeführte numerische Simulation überschätzt die tatsächliche Traglast ebenfalls etwas, liegt aber mit einer prognostizierten Abminderung von 30% deutlich besser.

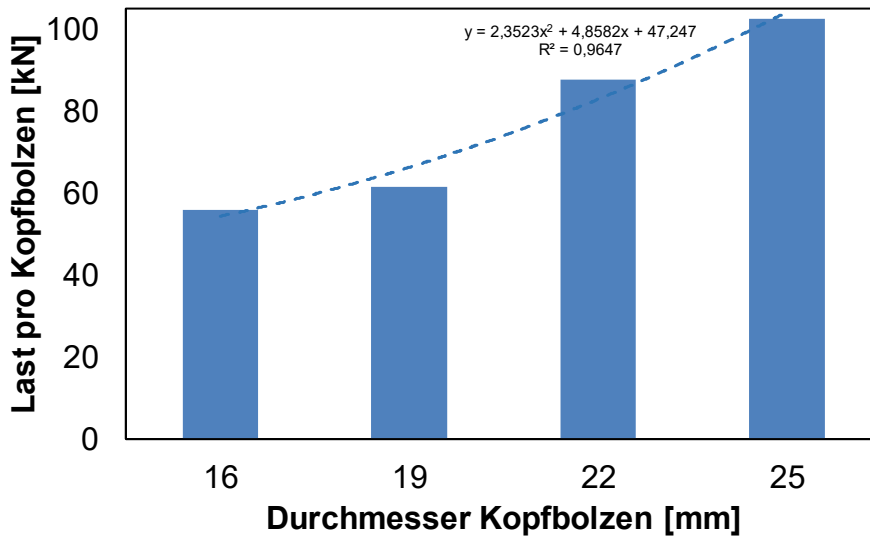


Abb. 6-11: Parameteruntersuchung: Einfluss des Kopfbolzendurchmessers

Die mittels der numerischen Ergebnisse ermittelte Ausgleichsfunktion mit der Methode der kleinsten Quadrate, vgl. Abb. 6-11, ergibt ebenfalls eine quadratische Gleichung, die die Abhängigkeit zwischen Traglast des Kopfbolzens und dessen Schaftdurchmesser beschreibt – allerdings liegt keine unmittelbare Proportionalität nach DIN EN 1994-1-1 [35] vor.

Tab. 6-4: Parameteruntersuchung Kopfbolzendurchmesser - Ergebnisse

Kopfbolzen d x h [mm]	Versuchsergebnis	Veränderung nach EC 4	Veränderung Abaqus
16 x 125		-47%	-36%
19 x 125	-40%	-25%	-30%
22 x 125 (Ausgangswert)	±0%	±0%	±0%
25 x 125		+29%	+20%

Abb. 6-12 zeigt die Betonerstörung auf Druck auf dem jeweiligen Traglastniveau der unterschiedlichen Kopfbolzendurchmesser. Da bei größerem Schaftdurchmesser auch der Kopfdurchmesser zunimmt, ist bei einem Schaftdurchmesser von 16 mm die Betonschädigung unterhalb des Kopfes nicht so stark ausgeprägt wie bei einem Kopfbolzen mit dem Durchmesser 25 mm. Des Weiteren nimmt die Zerstörung vor dem Kopfbolzen mit größerem Durchmesser zu. Dies liegt auch daran, dass die Fläche, die gegen den Beton drückt, zunimmt. Zudem liegt der Absolutwert der Traglast bei größeren Kopfbolzen deutlich höher.

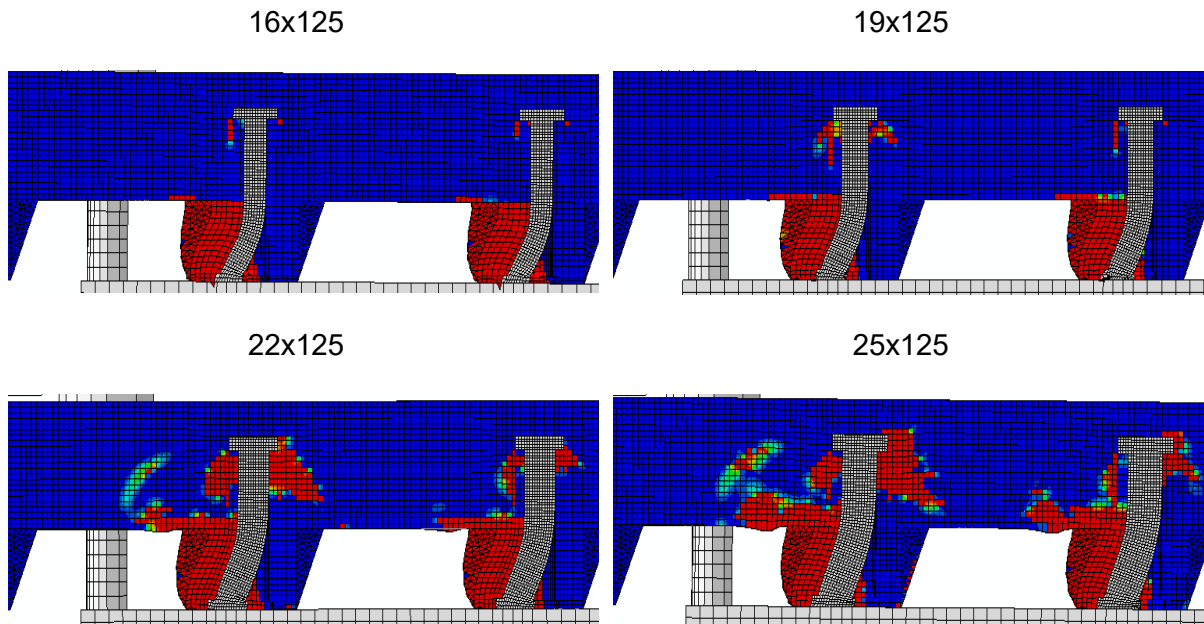


Abb. 6-12: Parameteruntersuchung: Einfluss des Kopfbolzendurchmessers auf die Betonzerstörung

Alle Kopfbolzendurchmesser bilden weiterhin zwei Fließgelenke und verformen sich in ähnlicher Art und Weise, jedoch unterschiedlich stark ausgeprägt.

Es zeigt sich also, dass mit zunehmendem Kopfbolzendurchmesser die Tragfähigkeit des Verbundträgers mit Profilblechen zunimmt. Die Laststeigerung ist allerdings nicht proportional zu d_{sc}^2 wie in DIN EN 1994-1-1 [35] angenommen. Gleichzeitig ist davon auszugehen, dass die Schädigung des Betons und des Profilbleches mit größerem Kopfbolzendurchmesser zunimmt.

6.3.3 Einfluss der Kopfbolzenhöhe

Hersteller von Kopfbolzen bieten diese in einer Vielzahl an Höhen an. Ausgehend von dem Standardversuch V1-03 mit Durchmesser 22 mm werden folgende gebräuchlichen Kopfbolzenhöhen untersucht:

Tab. 6-5: Parameteruntersuchung Kopfbolzenhöhen

Kopfbolzen d x h [mm]	Einbindetiefe h_{sc}/h_p	Bemerkung
22 x 75	1,29	
22 x 90	1,55	
22 x 100	1,72	
22 x 125	2,16	Ausgangswert

Die Kopfbolzenhöhe hat bei der Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit einen Einfluss auf den Abminderungsfaktor k_t für die Verwendung von Profilblechen nach Gleichung (3.3). Dabei ist das Verhältnis von der Höhe des Kopfbolzens zur Höhe des Profilbleches h_{sc}/h_p (z.B. gilt

für Cofraplus 60 Profilblech $h_p = 58$ mm) entscheidend. Konrad [68] schlägt für unterschiedliche Einbindetiefen h_{sc}/h_p unterschiedliche Formeln vor. Die Grenze liegt dabei bei $h_{sc}/h_p = 1,56$. Für größere Verhältniswerte sind nach Konrad [68] keine großen Lastzuwächse mehr erkennbar. Berechnet man die einzelnen k_t -Werte nach DIN EN 1994-1-1 [35] bzw. Konrad [68], ergeben sich die in Tab. 6-6 dargestellten Abminderungsfaktoren.

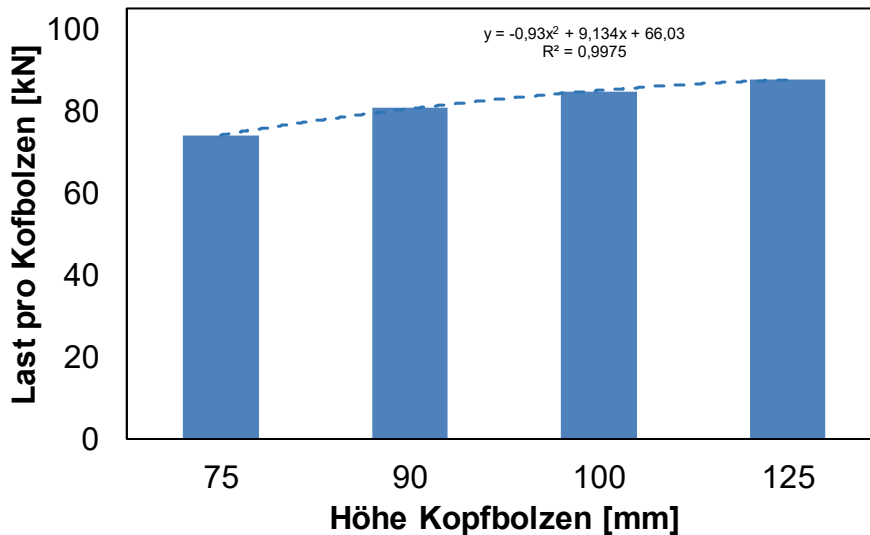


Abb. 6-13: Parameteruntersuchung: Einfluss der Kopfbolzenhöhe

Tab. 6-6 und Abb. 6-13 stellen die absolute bzw. prozentuale Veränderung der Kopfbolzen-traglast dar. Hier zeigt sich erneut, dass die Werte nach DIN EN 1994-1-1 [35] die Traglasten nur unzulänglich abschätzen. Während die in der numerischen Simulation ermittelte Abminderung und die Ergebnisse nach Konrad [68] sehr gut übereinstimmen, ergeben sich nach DIN EN 1994-1-1 [35] viel zu hohe Abminderungen – insbesondere für geringe Kopfbolzenhöhen bzw. geringe Einbindetiefen. In diesem Fall werden die Kopfbolzentragfähigkeiten durch DIN EN 1994-1-1 [35] also deutlich zu gering angenommen.

Die anhand der numerischen Ergebnisse ermittelte Ausgleichsfunktion mit der Methode der kleinsten Quadrate, vgl. Abb. 6-13, ergibt eine quadratische Gleichung, die die Abhängigkeit zwischen Traglast des Kopfbolzens und dessen Höhe sehr gut approximiert.

Tab. 6-6: Parameteruntersuchung Kopfbolzenhöhe - Ergebnisse

Kopfbolzen d x h [mm]	k_t -Faktor (EC4)	k-Faktor (Konrad)	Veränderung EC4	Veränderung Konrad	Veränderung Abaqus
22 x 75	0,284	0,375	-62%	-23%	-16%
22 x 90	0,540	0,450	-28%	-7%	-8%
22 x 100 (Ausgangswert)	0,710	0,474	-5%	-2%	-3,5%
22 x 125	1,130 \geq <u>0,750</u>	0,485	$\pm 0\%$	$\pm 0\%$	$\pm 0\%$

Bei der genaueren Untersuchung des Tragverhaltens unter Einbeziehung der Betonzerstörung, vgl. Abb. 6-14, zeigt sich, dass es bei kleineren Kopfbolzenhöhen (22x75 bzw. 22x90) zu einer fast vollständigen Schädigung des Betons in der Sicke des Profilbleches kommt – insbesondere erfährt auch der Beton auf der Rückseite des Kopfbolzens große Schädigungen. Einerseits bilden sich zwei Fließgelenke im Kopfbolzenschaft aus, andererseits wird Beton bereits unterhalb des Kopfes auf Höhe des Profilblechs „eingehängt“. Deshalb überlagern sich innerhalb der Profilblechsicke beide Versagensmodi.

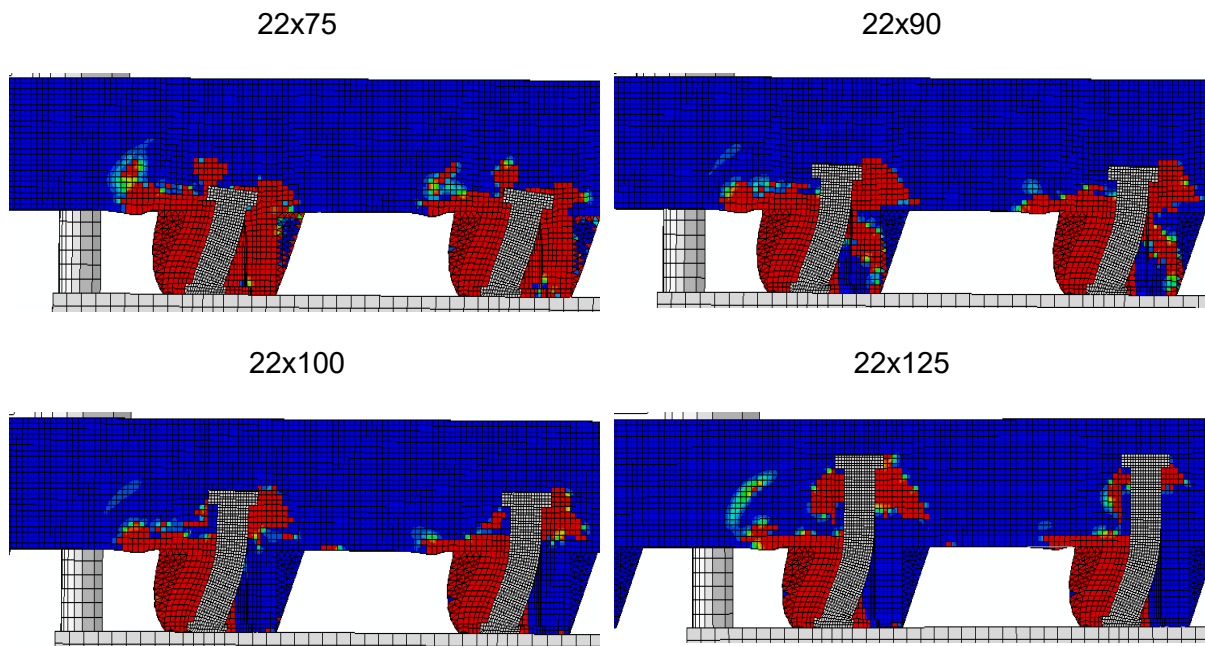


Abb. 6-14: Parameteruntersuchung: Einfluss der Kopfbolzenhöhe auf die Betonzerstörung

Bei einem kurzen Kopfbolzen bzw. geringer Einbindetiefe ähnelt die Verformung einem abknickenden Kragarm. Numerische Untersuchungen zur plastischen Verformung der Kopfbolzen bei geringen Einbindetiefen zeigen aber deutlich, dass sich auch in diesen Fällen stets zwei Fließgelenke im Kopfbolzenschaft ausbilden.

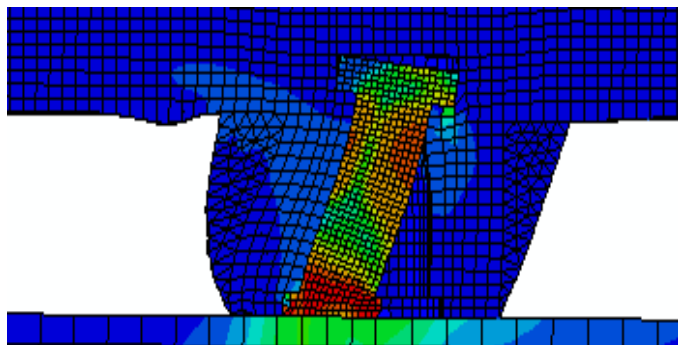


Abb. 6-15: Parameteruntersuchung: Fließgelenkbildung bei geringer Einbindetiefe $h_{sc} / h_p = 1,29$

Zusammenfassend zeigt sich, dass die Tragfähigkeit mit zunehmender Einbindetiefe zunimmt. DIN EN 1994-1-1 geht allerdings von einer viel zu starken Reduktion der Tragfähigkeit bei geringen Einbindetiefen aus. Die Versagensmodi bzw. die daraus resultierenden Betonschädigungen überlagern sich bei geringen Einbindetiefen ($h_{sc}/h_p \leq 1,56$), was zu deutlichen Traglastminderungen führt.

6.3.4 Einfluss der Betongüte

Neben dem Kopfbolzen hat die Betonfestigkeit einen großen Einfluss auf die Tragfähigkeit von Verbundträgern. Um den Einfluss zu untersuchen, werden die gängigen Betonfestigkeitsklassen unter Berücksichtigung der Erkenntnisse aus Kapitel 6.2.1.5 modelliert.

Tab. 6-7: Parameteruntersuchung Betongüte

Betonfestigkeitsklasse	Zylinderdruckfestigkeit [N/mm ²]
C25/30	25 (-16,7%)
C30/37	30
C35/45	35 (+16,7%)
C40/50	40 (+33,3%)

Nach DIN EN 1994-1-1 ist der Einfluss der Betonfestigkeit auf die Traglast proportional zu $\sqrt{f_{ck}}$ (vgl. Gleichung (3.5)) für den maßgebenden Fall Betonversagen. Nach Konrad [68] ist die Traglast proportional zu $f_{ck}^{2/3}$ (vgl. Gleichungen (5.1) und (5.2)). Die zu erwartenden Traglaständerungen sind in Tab. 6-8 angegeben. Ausgangswert für die Vergleiche ist die Betonfestigkeitsklasse C30/37.

Tab. 6-8: Parameteruntersuchung Betongüte - Ergebnisse

Betonfestigkeitsklasse	$\sim\sqrt{f_{ck}}$ (EC4)	$\sim f_{ck}^{2/3}$ (Konrad)	Erwartete Veränderung (EC4)	Erwartete Veränderung (Konrad)	Errechnete Veränderung (ABAQUS)
C25/30	5,00	8,55	-9%	-11%	-8%
C30/37 (Ausgangswert)	5,48	9,65	±0%	±0%	±0%
C35/45	5,90	10,70	+8%	+11%	+18%
C40/50	6,32	11,70	+15%	+21%	+40%

Aus den ansonsten identischen Versuchsreihen 2-06 und 2-07, vgl. Kapitel 4.3.4.3, lässt sich eine Traglaststeigerung um ca. 15% bei einer Erhöhung der Betongüte um ca. 16% ablesen. Dieses Versuchsergebnis stimmt sehr gut mit den in Abaqus [115] ermittelten Werten überein, vgl. Tab. 6-8. Die Ergebnisse liegen der Größenordnung nach leicht unterhalb den numerisch ermittelten Werten. Die Ergebnisse nach DIN EN 1994-1-1 [35] stimmen für niedrige Betongüten sehr gut mit den anderen Verfahren überein. Für höhere Betongüten erwartet DIN EN 1994-1-1 [35] geringere Traglaststeigerungen, was auf der sicheren Seite liegt. Die mit Abaqus

[115] ermittelte Traglaststeigerung von 40% eines Versuchskörpers mit C40/50 gegenüber einem Versuchskörper mit C30/37 erscheint hoch. Dieser Wert kann jedoch aufgrund fehlender vergleichbarer Versuche nicht bestätigt bzw. widerlegt werden.

6.3.5 Einfluss der Bewehrungsführung

Wie bereits in Kapitel 4.3.4.3 beschrieben, ergaben sich bei den durchgeführten Versuchen nur sehr geringe Traglaständerungen bei Verwendung von ein- bzw. zweilagiger Bewehrung in der Betonplatte der Push-out Versuchskörper. Hingegen konnte experimentell durch eine zweite Bewehrungslage ein deutlich duktileres Last-Schlupfverhalten festgestellt werden: Während der Traglastzuwachs lediglich ca. 7% betrug, stellte sich das Last-Maximum erst beim nahezu doppelten Schlupf (+90%) ein. In den Versuchen wurde – sofern vorhanden, vgl. Tab. 4-3 – als untere Lage eine Bewehrungsmatte Q188A und als obere Lage eine Bewehrungsmatte Q335A eingesetzt. Die numerische Simulation untersucht darüber hinaus die in Tab. 6-9 dargestellten Varianten. Die absolute Position der Bewehrungslagen wurde hierbei zwischen den einzelnen Modellen nicht verändert, d.h. es erfolgte insbesondere keine Untersuchung, ob und inwiefern sich eine Variation des Abstands der oberen Bewehrungslage zum Dübelkopf auf die Traglast bzw. Duktilität auswirken.

Tab. 6-9: Parameteruntersuchung Bewehrungsführung

Modell	Untere Bewehrungslage	Obere Bewehrungslage	Veränderung Traglast Abaqus	Veränderung Schlupf Abaqus
1 (Ausgangswert)	Q188A	Q335A	±0%	±0%
2	-	Q335A	-5,5%	-40%
3	Q188A	Q188A	-7,2%	-48%
4	Q335A	Q335A	+2,0%	+7,6%
5	Q335A	Q188A	-7,4%	-55%

Die numerischen Simulationen der Modelle 1 und 2 (vgl. Tab. 6-9) entsprechen den real durchgeführten Versuchen, vgl. Tab. 4-3. Eine zusätzliche untere Bewehrungslage bewirkt eine Laststeigerung von ca. 6 %. Gleichzeitig steigt die zugehörige Verformung um ca. 66 % an.

Die numerischen Ergebnisse zeigen allerdings, dass die Traglastzuwächse nicht unabhängig vom eingelegten Bewehrungsquerschnitt sind. Wird eine Q335A als obere Bewehrung verwendet, liegt die Traglast höher als beim Einsatz einer Q188A-Matte. Ähnliches zeigt sich auch beim zugehörigen Verformungsweg.

Werden beide Bewehrungslagen mit großem Bewehrungsquerschnitt Q335A ausgeführt, ist gegenüber Modell 1 nur noch ein geringer Zugewinn an Traglast (+2 %) und Schlupf (+7,6 %) festzustellen.

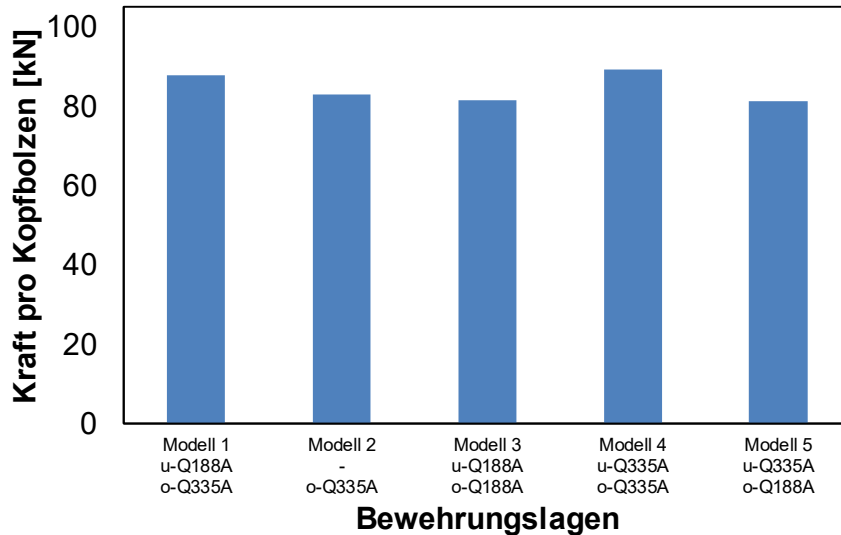


Abb. 6-16: Parameteruntersuchung: Anzahl und Anordnung der Bewehrung

Eine hohe Traglast der Kopfbolzen in Kombination mit einem sehr duktilen Last-Schlupfverhalten kann nur durch eine zweilagige Bewehrungsführung erreicht werden. Hierbei ist die obere Bewehrungslage mit einem großen Querschnitt (z.B. Q335A) auszuführen. Für die untere Bewehrungslage ist ein kleiner Querschnitt (z.B. Q188A) ausreichend, da die Numerik gezeigt hat, dass die untere Lage – unabhängig vom untersuchten Modell – stets deutlich geringere Beanspruchungen erfährt. Dennoch ist die untere Lage von großer Bedeutung, da sie das vorzeitige Abscheren der Betonrippe verhindert.

6.3.6 Einfluss der Befestigungsmethode des Kopfbolzens

Für diese Parameteruntersuchung werden Kopfbolzen mit einem Durchmesser von 19 mm herangezogen, da nach DIN EN 1994-1-1 [35] der Durchmesser für durchgeschweißte Dübel maximal 20 mm betragen darf. DIN EN 1994-1-1 [35] geht bei der Bemessung von durchgeschweißten Profilblechen davon aus, dass die Traglast um ca. 13 % höher liegt (vgl. Tab. 3-1). Bei den in Kapitel 4.3.4 beschriebenen Versuchen liegt die Traglast eines durchgeschweißten Kopfbolzens im Mittel rund 22% über der Traglast von Kopfbolzen mit vorgelochtem Profilblech.

Tab. 6-10: Parameteruntersuchung Befestigungsmethode Kopfbolzen

Befestigung Kopfbolzen	Durchmesser	Anmerkung
Vorgelocht	19 mm	Ausgangswert (V1-03)
Durchgeschweißst	19 mm	

Die numerische Simulation, vgl. Abb. 6-17, ergibt bei der Durchschweißtechnik eine Traglaststeigerung um ca. 30% gegenüber vorgelochten Profilblechen. Die Simulation liegt damit leicht oberhalb des gemessenen Wertes, während DIN EN 1994-1-1 [35] von einer deutlich geringeren Traglaststeigerung ausgeht.

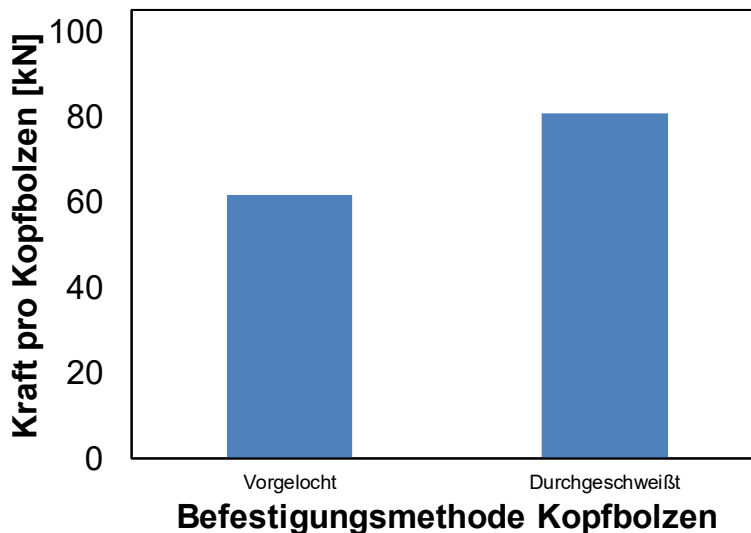


Abb. 6-17: Parameteruntersuchung: Befestigungsmethode Kopfbolzen

Die Simulation geht von einer idealen Verbindung zwischen Kopfbolzen, Profilblech und Stahlträger aus. Unter Berücksichtigung der Ergebnisse zur Qualität der Kopfbolzenschweißung (vgl. Kapitel 5.3.1) sind die vorliegenden numerischen Ergebnisse zur Traglaststeigerung mittels durchgeschweißter Kopfbolzen als Idealwerte anzusehen, die in der Realität de facto nicht erreichbar sind. Die nun ermittelten numerischen Tragfähigkeiten und die in Kapitel 5.3 festgestellten Defizite bei der Durchschweißtechnik bei den Verbundträgern legen den Schluss nahe, dass es bei den durchgeschweißten Push-out Versuchen aus Kapitel 4.3.4 ebenfalls bereits zu leichten Traglastverlusten durch Fehlstellen in der Schweißung kam. Durch den bei den Push-out Versuchen verwendeten Stahlträger mit breiterem Oberflansch waren diese Verluste lediglich nicht so stark ausgeprägt, vgl. Anmerkungen hierzu in Kapitel 5.3.1.

Im Hinblick auf die Versagensmodi wurde bei den experimentellen Untersuchungen festgestellt, dass das Rippendurchstanzen (rib punch-through) bei Versuchen mit durchgeschweißten Kopfbolzen deutlich geringer ausgeprägt war als bei Versuchen mit vorgelochtem Profilblech. Ein Vergleich der Beanspruchungen des Profilblechs in Kopfbolzennähe, vgl. Abb. 6-18, zeigt ebenfalls deutliche Unterschiede. Während das Profilblech bei durchgeschweißten Kopfbolzen aufgrund der kraftschlüssigen Verbindung zwischen Bolzen, Blech und Stahlträger über die gesamte Profilblechsicke gleichmäßig beansprucht wird, erfährt das vorgelochte Profilblech – auch bedingt durch Relativverschiebungen zwischen Blech und Kopfbolzen – lediglich in Krafrichtung extreme Beanspruchungen, die schließlich zum Rippendurchstanzen führen.

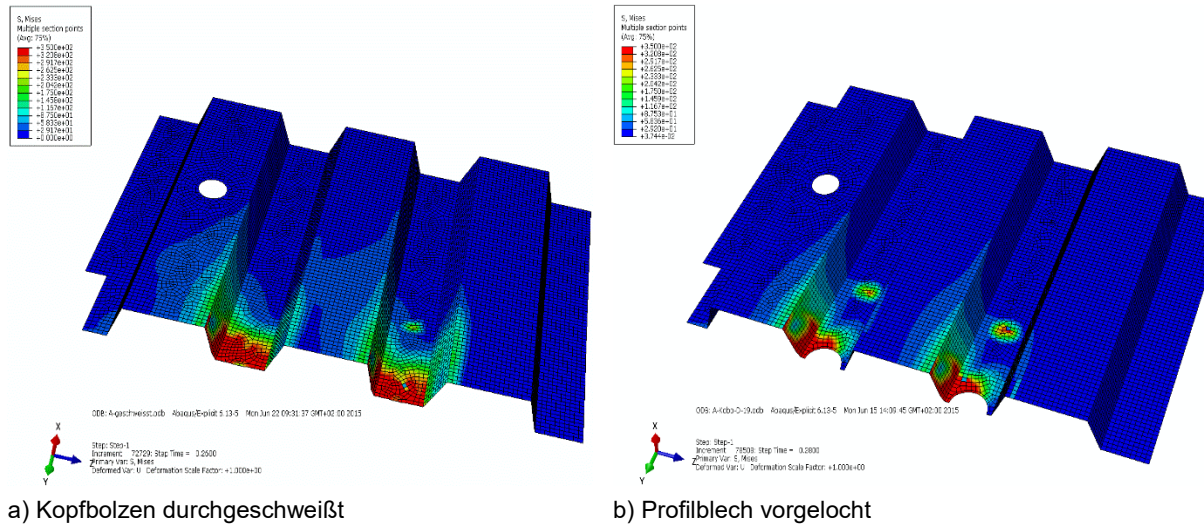


Abb. 6-18: Parameteruntersuchung: Befestigungsmethode Kopfbolzen – Beanspruchung Profilblech

6.3.7 Einfluss der Anzahl der Kopfbolzen je Sicke

Um die Traglast eines Verbundträgers zu steigern, ist es nach DIN EN 1994-1-1 [35] zulässig, senkrecht zur Lastrichtung mehrere Kopfbolzen pro Profilblechsicke anzuordnen. Normgemäß sind maximal zwei Kopfbolzen je Sicke anrechenbar. Im Rahmen der numerischen Analyse wird zusätzlich auch eine Anordnung mit drei Kopfbolzen je Sicke untersucht.

Nach DIN EN 1994-1-1 [35] muss der Randabstand zwischen der Außenkante des Kopfbolzens und der Flanschseite des Stahlträgers mindestens 20 mm betragen. Der Abstand e der Kopfbolzen quer zur Trägerlängsachse darf nicht kleiner als der 4-fache Bolzendurchmesser sein.

Im experimentellen Versuchsprogramm wurde überprüft, welche Lasterhöhung durch einen zusätzlichen Kopfbolzen je Sicke möglich ist. Der Abstand der beiden Kopfbolzen betrug dabei $e = 100$ mm. Die dadurch im Versuch erreichte Traglast des Versuchskörpers ist beinahe doppelt so hoch wie beim Einbau von nur einem Bolzen. Dies bedeutet im Umkehrschluss, dass es durch die paarweise Anordnung der Kopfbolzen nur zu einer geringen Traglastminderung pro Kopfbolzen gekommen ist.

Darauf aufbauend wurde eine Simulation mit 2 und 3 Kopfbolzen je Sicke durchgeführt – einmal mit dem nach DIN EN 1994-1-1 [35] erforderlichen Mindestabstand $e = 4d$ und einmal mit dem Mindestrandabstand von 20 mm (nur für 3 Kopfbolzen je Sicke). Darüber hinaus werden nicht normkonforme Konfigurationen mit $e = 2d$, $2,5d$, $3d$ und $3,5d$ untersucht, vgl. Tab. 6-11 und Abb. 6-19.

Tab. 6-11: Parameteruntersuchung Anzahl Kopfbolzen je Sicke

Anzahl Kopfbolzen je Sicke	Achsabstand e [mm]	Randabstand s [mm]	Kopfabstand [mm]	Anmerkung
1		119		Ausgangswert (V1-03)
2	44	97	9	$e = 2,0d$
2	55	91,5	20	$e = 2,5d$
2	66	86	31	$e = 3,0d$
2	77	80,5	42	$e = 3,5d$
2	88	75	53	$e = 4,0d = e_{\min}$, vgl. [35]
2	100	69	65	
3	44	75	9	$e = 2,0d$
3	55	64	20	$e = 2,5d$
3	66	58	31	$e = 3,0d$
3	77	42	42	$e = 3,5d$
3	88	31	53	$e = 4,0d = e_{\min}$, vgl. [35]
3	100	20	65	Mindestrandabstand

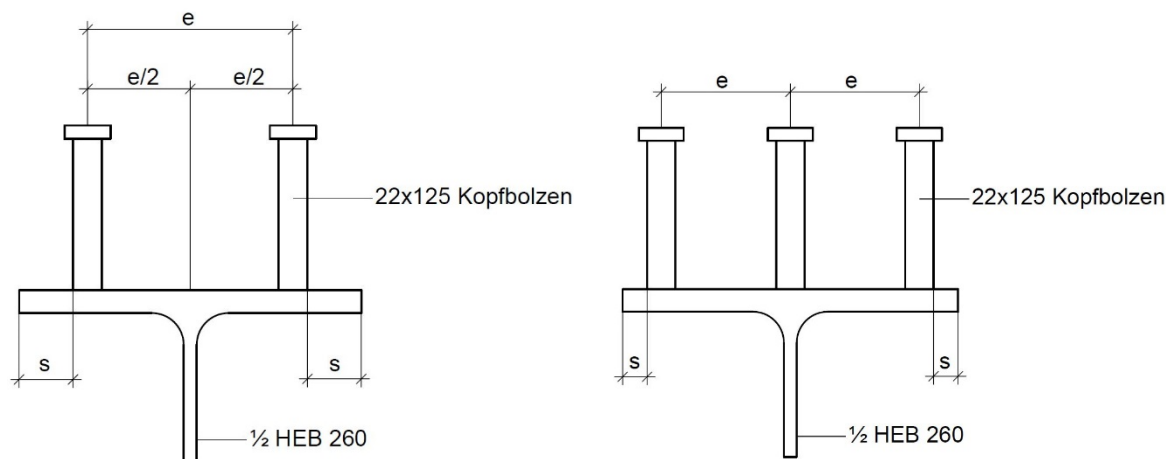


Abb. 6-19: Parameteruntersuchung: Zwei bzw. drei Kopfbolzen je Sicke

Die Traglasten pro Kopfbolzen unter Einsatz von zwei Kopfbolzen pro Profilblechsicke sind in Abb. 6-20 dargestellt. Zum Vergleich ist das Ergebnis der numerischen Berechnung für einen Kopfbolzen pro Sicke mit angegeben. Die erreichte Traglast ist abhängig vom Abstand der Kopfbolzen untereinander. Unter Einhaltung des normativen Mindestabstands $e = 4d$ liegt die Traglast nur ca. 15 % unter derjenigen eines einzelnen Kopfbolzens. Für den im Versuch gewählten Abstand $e = 100$ mm ergibt sich lediglich eine Reduktion um ca. 11%. Die Simulation bestätigt damit die Versuchsbeobachtung.

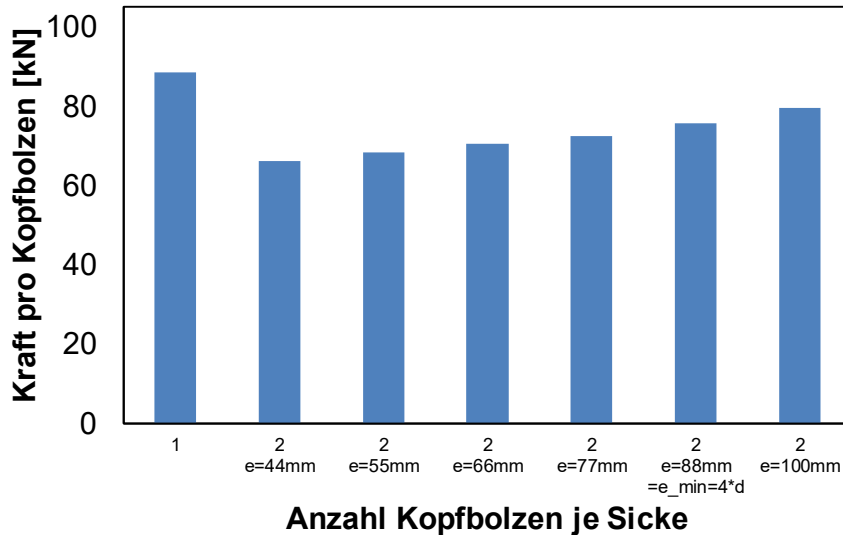


Abb. 6-20: Parameteruntersuchung: Anzahl Kopfbolzen je Sicke – Ergebnisse für 2 Kopfbolzen

Die Traglasten pro Kopfbolzen unter Einsatz von drei Kopfbolzen pro Profilblechsicke sind in Abb. 6-21 dargestellt. Zum Vergleich ist das Ergebnis der numerischen Berechnung für einen Kopfbolzen pro Sicke mit angegeben. Die erreichte Traglast ist abhängig vom Abstand der Kopfbolzen untereinander. Unter Einhaltung des normativen Mindestabstands $e = 4d$ liegt die Traglast bei ca. 82 % eines einzelnen Kopfbolzens. Für den im Versuch gewählten Abstand $e = 100$ mm ergibt sich lediglich eine Reduktion um ca. 16%.

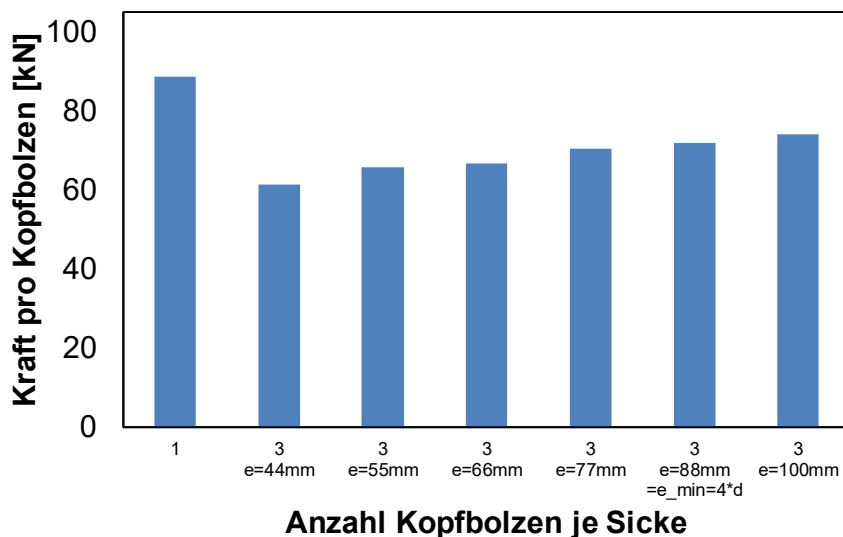


Abb. 6-21: Parameteruntersuchung: Anzahl Kopfbolzen je Sicke – Ergebnisse für 3 Kopfbolzen

Die Ergebnisse der numerischen Untersuchung weichen von den Vorhersagen nach DIN EN 1994-1-1 [35] ab. Der Abminderungsfaktor nach Gleichung (3.3) berücksichtigt die Anzahl der

Kopfbolzen n_r je Sicke. Bei zwei Kopfbolzen liegt dieser Faktor bei $k_t = 1/\sqrt{2} = 0,71$; für drei Kopfbolzen würde er bei $k_t = 1/\sqrt{3} = 0,58$ liegen. Die Begründung für diese Abminderung liegt in der Annahme, dass sich die Aktionsradien der Kopfbolzen im Beton überlagern und es zu einer Interaktion kommt, die zu einer geringeren Tragfähigkeit führt. Bereits Roik et al. [105] merken im Hintergrundbericht zu EC 4 an, dass dieser Einfluss durch die aktuell verankerte Gleichung nicht zutreffend erfasst wird.

Konrad [68] schlägt den Reduktionsfaktor $k_n = 0,8$ für zwei Kopfbolzen je Sicke vor. Für drei Kopfbolzen je Sicke wird kein Vorschlag gemacht. Damit bestätigen die numerischen Untersuchungen die experimentellen Ergebnisse. Bei paarweiser Anordnung darf pro Sicke insgesamt die 1,70-fache Tragfähigkeit (2 x 85%) angesetzt werden, bei dreifacher Anordnung die 2,46-fache Tragfähigkeit (3 x 82%). DIN EN 1994-1-1 [35] hingegen mindert die Traglasten beim Einsatz mehrerer Kopfbolzen pro Sicke äußerst stark ab. Rechnerisch dürfen bei paarweiser Anordnung nur 1,42 (2 x 71%) und bei dreifacher Anordnung nur 1,74 (3 x 58%) Kopfbolzen angesetzt werden. Dies ist unwirtschaftlich.

6.4 Zusammenfassung / Schlussfolgerung

Das vorgestellte Abaqus [115] FE-Modell zur Simulation der Push-out Tests zeigt eine sehr gute Übereinstimmung mit den experimentell durchgeführten Versuchen. Das implementierte Materialgesetz „concrete damaged plasticity“, das das nichtlineare Verhalten des Betons beschreibt, bietet die Möglichkeit, Schädigungen innerhalb des Betonkörpers zu simulieren. Hierdurch können insbesondere die Versagensmodi des Rippendurchstanzens und des Ausbrechens von Betonkegeln nachvollzogen werden.

Eine auf dem kalibrierten FE-Modell basierende Parameterstudie bestätigt weitere Versuchsergebnisse und erlaubt eine Variation über die vorhandene experimentelle Datenbasis hinaus. Mittels dieser numerischen Parameterstudie konnte ergänzend zu den Vergleichen zwischen Versuchsergebnissen und normativen Berechnungsregeln in Kapitel 5 gezeigt werden, dass die Bestimmungsgleichungen zur Kopfbolzentragfähigkeit in profilierten Betongurten nach DIN EN 1994-1-1 [35] große Defizite aufweisen und die tatsächlichen Gegebenheiten zum Großteil nicht korrekt erfassen. Die Bestimmungsgleichungen nach Konrad [68] zeigen deutlich bessere Übereinstimmung mit den numerisch ermittelten Werten.

Darüber hinaus konnte gezeigt werden, dass eine Erhöhung der Anzahl der Kopfbolzen pro Sicke zu deutlich geringeren Traglastminderungen führt als nach DIN EN 1994-1-1 [35] angenommen. Unter Einhaltung bestimmter Kopfbolzenabstände können sowohl im Versuch als auch in der Simulation deutlich höhere Traglasten erzielt werden als normgemäß prognostiziert.

7 Vergleich analytischer Berechnungsmethoden für die globalen Verformungen bzw. Schlupfwerte von Verbundträgern mit Versuchsergebnissen

7.1 Vergleich der in den Trägerversuchen ermittelten Verformungen

7.1.1 Allgemeines

Dieses Kapitel untersucht anhand der Trägerversuche des DISCCO-Projekts [2; 69] (einschließlich der Trägerversuche von Nellinger [89]) und vier weiterer Trägerversuche von Dabaon [15] und Roik [108], ob Durchbiegungen niedrig verdübelter Verbundträger mit bereits bestehenden Ansätzen berechnet und sicher prognostiziert werden können. Es werden nachfolgend Berechnungsansätze untersucht und aufbereitet, die entweder auf der Differentialgleichung des Biegebalkens oder auf empirisch ermittelten Beziehungen beruhen. Dieses Kapitel basiert auf Ergebnissen der Bachelorarbeit von Stempniewski [121].

7.1.2 Vergleichsversuche

7.1.2.1 Trägerversuche aus DISCCO

Ergänzend zu den in Kapitel 4.4.3 beschriebenen Trägerversuchen werden die an der Universität Luxemburg ebenfalls im Rahmen des DISCCO Projekts durchgeführten Trägerversuche von Nellinger [89] ausgewertet.

Tab. 7-1: Versuchsergebnisse der Verbundträger ST 2-01 bis 2-10

Versuch	Verdübelungsgrad [%]	Traglast $P_{\max,static}$ [kN]	Durchbiegung in Feldmitte [mm]
2-01	20,0	373,4	53,5
2-02	20,8	377,4	58,5
2-03	16,0	374,3	44,5
2-04	37,9	435,1	49,5
2-05	23,5	388,9	54
2-06	27,0	403,3	60
2-07	28,9	410,9	51
2-08	25,0	395,4	52
2-09 [89]	16,1	180,0	30
2-10 [89]	19,4	190,0	30

Im Unterschied zu den bereits beschriebenen Versuchen 2-01 bis 2-08 kommt bei den Trägern 2-09 und 2-10 von Nellinger [89] ein Profilblech „ComFlor80“ mit größerer Sickenhöhe (80 mm) zum Einsatz. Hierdurch ergibt sich eine größere Höhe des Aufbetons. Aus Gründen der Vergleichbarkeit mit den Cofraplus60-Versuchen erfolgt daher eine Anpassung der Höhe und der Länge des Stahlträgers (IPE 360, $L = 6,0$ m), sodass die globalen Proportionen (Spannweite/Trägerhöhe) beider Trägerkonfigurationen nahezu identisch sind.

7.1.2.2 Trägerversuche von Dabaon

Dabaon [15] führte 4 verschiedene Trägerversuche (Einfeld- und Durchlaufträger) an Verbundträgern mit niedrigem Verdübelungsgrad an der Universität Innsbruck durch. Da im Rahmen dieser Arbeit lediglich Träger unter positiver Momentenbeanspruchung betrachtet werden, werden nur die Versuche B1 und B2 (Einfeldträger unter positiver Momentenbeanspruchung) beschrieben.

Die Verbundträger bestehen aus einem 16 cm hohen Betongurt und einem Stahlprofil (IPE 300). Es fand keine Profilierung des Betongurtes statt. Die Belastung der 3,40 m langen Versuchsträger erfolgte durch 4 gleichmäßig über die Trägerlänge verteilte Einzellasten. Abb. 7-1 und Abb. 7-2 stellen den Versuchsaufbau dar.

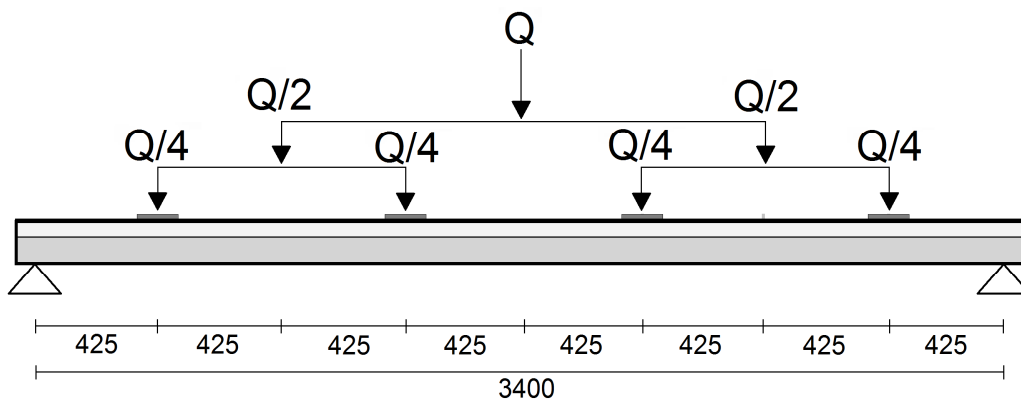


Abb. 7-1: Versuchsträger Belastung, nach Dabaon [15], Maße in [mm]

Die Verbundsicherung erfolgt bei Versuchsträger B1 durch acht Kopfbolzen mit einem Durchmesser von 22 mm und beim Versuchsträger B2 durch 28 Hilti-Schenkeldübel X-HVB 140, die mittels Setzbolzen befestigt wurden. Die Verdübelung erfolgte äquidistant. Die Versuchsträger wurden mit Eigengewichtsverbund hergestellt. Tab. 7-2 stellt die Versuchsergebnisse dar. Ergänzend durchgeführte Push-out Versuche dienen der experimentellen Ermittlung der Traglast pro Verbundmittel sowie der Federsteifigkeit der Verbundfuge.

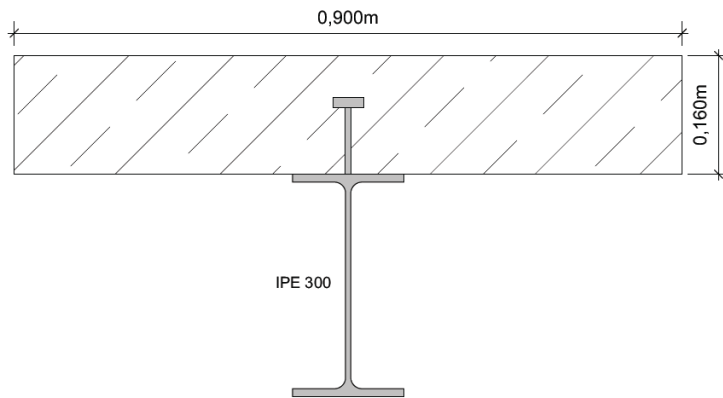


Abb. 7-2: Versuchsträger Querschnitt, nach Dabaon [15]

Tab. 7-2: Versuchsergebnisse Dabaon [15]

	Versuch B1	Versuch B2
Verdübelungsgrad [%]	30,9	23,3
Traglast $Q_{\max,static}$ [kN]	775	846
Durchbiegung in Feldmitte [mm]	12	14

7.1.2.3 Trägerversuche von Roik [108]

Roik et al. [108] untersuchten den Trägerverbund unter Verwendung von Trapezprofilen mit einer Sickenhöhe größer als 80 mm. Hierzu wurden an der Ruhr-Universität Bochum zwei Versuche an niedrig verdübelten Verbundträgern untersucht.

Der Versuchsaufbau ist in Abb. 7-3 bis Abb. 7-5 dargestellt. Es wurden 7,5 m lange Einfeldträger mit zwei Einzellasten im Abstand von 1,875 m vom Auflager als Vierpunkt-Biegeversuch getestet. Hierdurch ergaben sich kurze, aber stark schubbeanspruchte Trägerabschnitte zwischen Auflager- und Lasteinleitungspunkten. Die Verbundsicherung erfolgte mit Kopfbolzen mit einem Durchmesser von 19 mm, die äquidistant in den Sicken des Profilblechs angeordnet wurden. Kennzeichnend für die Versuche ist eine sehr geringe Einbindetiefe der Kopfbolzen durch die große Sickenhöhe.

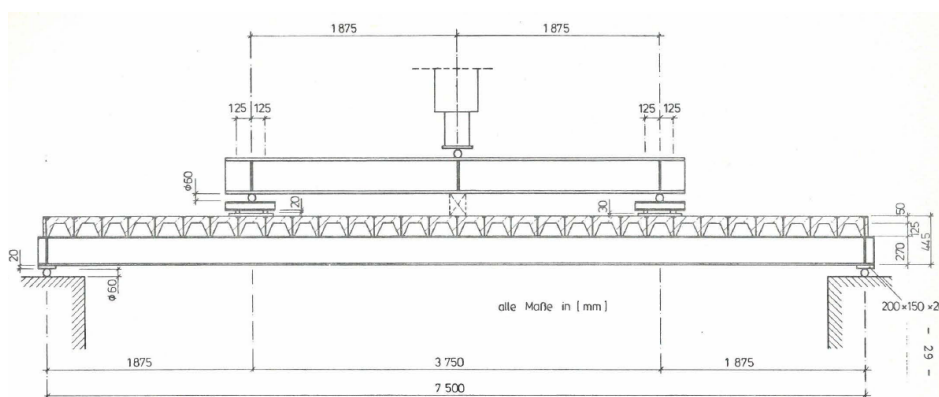


Abb. 7-3: Versuchsträger Belastung, nach Roik [108], Maße in [mm]

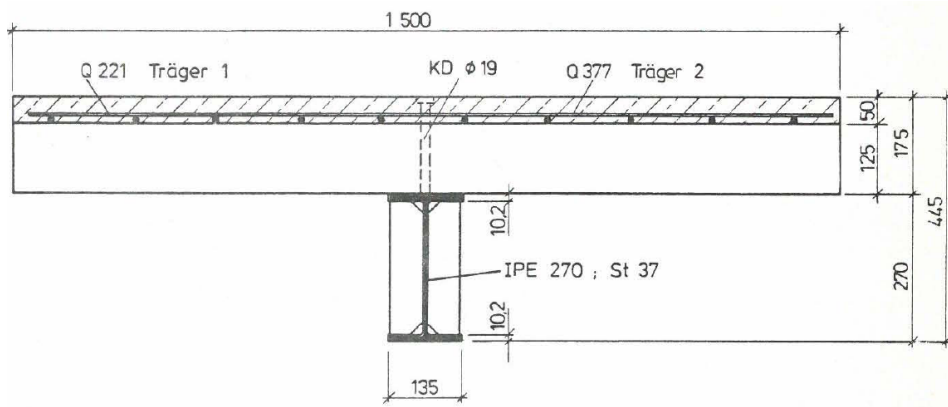
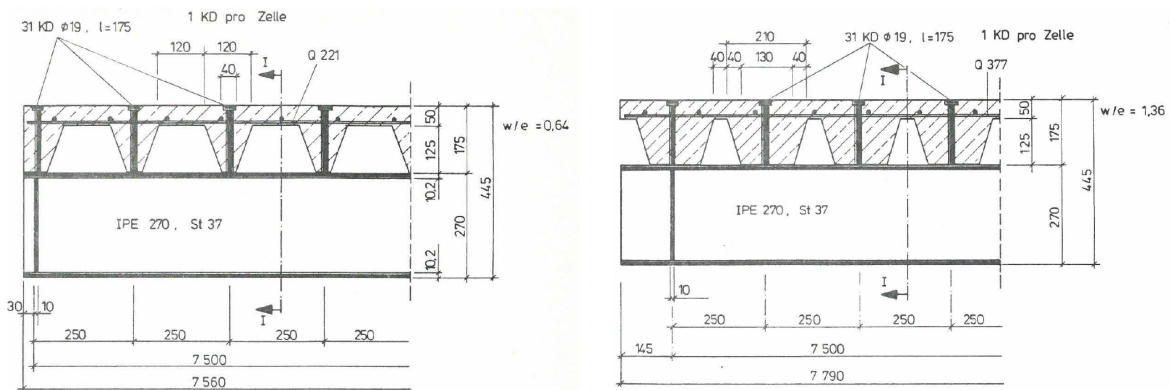


Abb. 7-4: Versuchsträger Querschnitt, nach Roik [108], Maße in [mm]



a) Träger T1

b) Träger T2

Abb. 7-5: Versuchsträger Längsschnitt, nach Roik [108], Maße in [mm]

Tab. 7-3 stellt die Versuchsergebnisse dar. Ergänzend durchgeführte Push-out Versuche dienen der experimentellen Ermittlung der Traglast pro Verbundmittel sowie der Federsteifigkeit der Verbundfuge.

Tab. 7-3: Versuchsergebnisse Roik [108]

	Versuch T1	Versuch T2
Verdübelungsgrad [%]	29	47
Traglast $Q_{max,static}$ [kN]	198,9	274
Durchbiegung in Feldmitte [mm]	72	82

7.1.3 Ermittlung der Federsteifigkeit der Verbundfuge bzw. der Biegesteifigkeit des Verbundträgers

7.1.3.1 Allgemeines

Die Biegesteifigkeit eines Verbundträgers setzt sich aus den Teilsteifigkeiten der einzelnen Komponenten zusammen. Hierbei ist die Federsteifigkeit der Verbundfuge von entscheidender

Bedeutung. Diese wird maßgeblich von der eingesetzten Art der Verdübelung beeinflusst. Für die nachfolgenden Berechnungen wird die Federsteifigkeit der Verbundfuge einmal über die in Kapitel 4.3.4 beschriebenen Push-out Versuche experimentell bestimmt. Alternativ wird das Berechnungsverfahren nach Hanswille und Schäfer [54] untersucht.

Gängige baustatische Verfahren zur Verformungsberechnung gehen bei der Biegesteifigkeit EI von einem bestimmten Material über die gesamte Trägerlänge aus. Da die Verbundträger aus einer Stahl- und einer Betonkomponente bestehen, ist es notwendig, alle beteiligten Materialien fiktiv auf ein Material umzurechnen. Es entstehen damit sogenannte ideale Querschnitte mit zugehörigen ideellen Flächenträgheitsmomenten. Üblicherweise erfolgt die Umrechnung des Betonquerschnitts in einen fiktiven Stahlquerschnitt. In den nachfolgenden Untersuchungen wird die Ermittlung dieser Kennwerte nach den Verfahren von Hanswille und Schäfer [54] bzw. nach Möhler [85] dargestellt.

7.1.3.2 Federsteifigkeit der Verbundfuge nach Hanswille / Schäfer

Die Nachgiebigkeit der Verbundfuge wird durch die Federsteifigkeit c_s berücksichtigt, deren Wert in einem Push-Out-Versuch ermittelt wird, vgl. Abb. 7-6. Die Federsteifigkeit des Push-Out-Körpers C_p unter der Gesamtlast P ergibt sich damit zu:

$$C_p = \frac{P}{s} \quad (7.1)$$

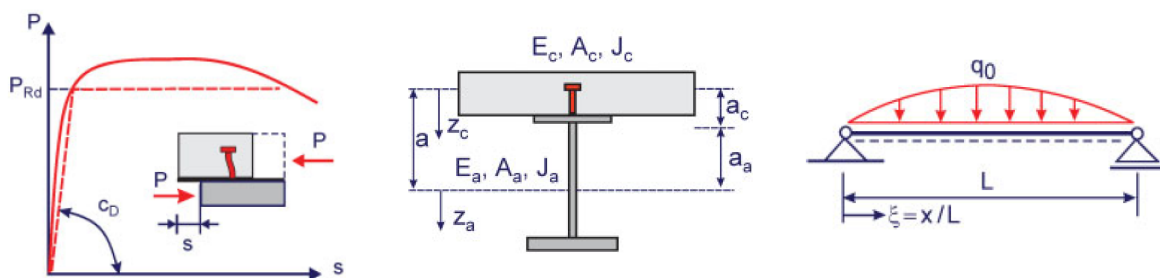


Abb. 7-6: Ermittlung der Federsteifigkeit nach Hanswille und Schäfer [54]

Die Federsteifigkeit eines Kopfbolzens c_D und die Federsteifigkeit der Verbundfuge c_s werden damit zu:

$$c_D = \frac{C_p}{n_D} \quad (7.2)$$

$$c_s = c_D * \frac{n_q}{e_L} \quad (7.3)$$

Hierbei ist n_q die Anzahl der Kopfbolzenreihen, n_D die Anzahl der Kopfbolzen im Versuchskörper und e_L der Abstand der Kopfbolzen in Trägerlängsrichtung. Das effektive ideale Trägheitsmoment kann somit nach Hanswille und Schäfer [54] berechnet werden zu:

$$I_{io,eff} = I_{c,0} + I_a + \frac{\beta_0 * A_{c,0} * A_a}{\beta_0 * A_{c,0} + A_a} * a^2 \quad (7.4)$$

wobei

$$\beta_s = \frac{\pi^2 * E_{cm} * A_c}{L^2 * c_s} \quad (7.5)$$

$$\beta_0 = \frac{1}{\beta_s + 1} \quad (7.6)$$

Die Durchbiegungen eines Trägers werden maßgeblich durch die Federsteifigkeit der Verbundfuge beeinflusst. Höhere Steifigkeiten führen somit zu kleineren Verformungen. Analytisch betrachtet geht die Federsteifigkeit c_s für starr verdübelte Verbundträger gegen unendlich, was zu $\beta_0 = 1$ führt. Für Verbundträger ohne Verbund geht β_0 gegen Null. Stahlträger und Betongurt liegen lose aufeinander, vgl. schematische Darstellung in Abb. 7-7.

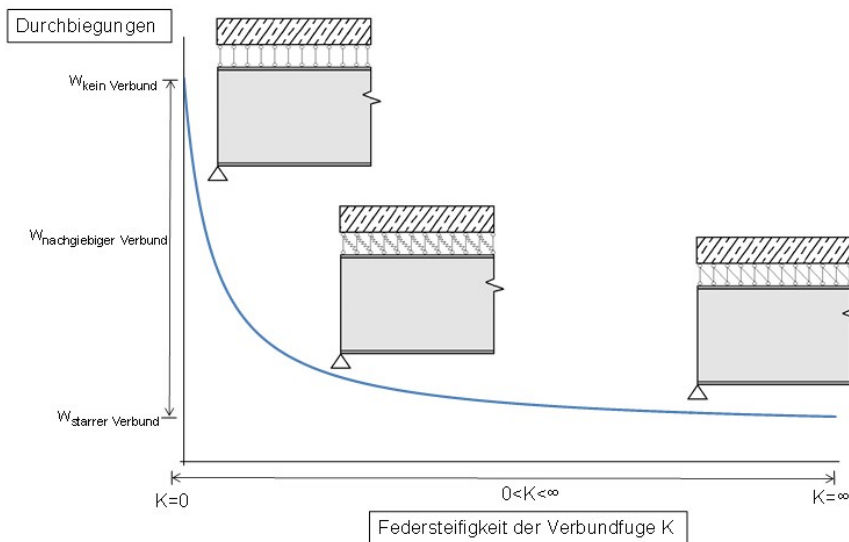


Abb. 7-7: Durchbiegungen eines Einfeldträgers in Abhängigkeit der Federsteifigkeit K der Verbundfuge [121]

Um experimentell die Federsteifigkeit der Verbundfuge c_s bestimmen zu können, müssen die Gleichungen (7.4) bis (7.6) umgeformt werden. Aus dem Trägerversuch müssen die Versagenslast sowie die zugehörige Durchbiegung bekannt sein. Durch zusätzliche Umformung baustatisch bekannter Formeln zur Berechnung der Trägerverformung lässt sich das tatsächliche (effektive) Trägheitsmoment unter Maximallast bestimmen, wobei aufgrund der unterschiedlichen Laststellungen unterschiedliche Formeln zur Rückrechnung verwendet werden müssen:

Versuche 2-01 bis 2-10 und T1 und T2 (Vierpunkt-Biegeversuch)

$$I_{io,eff} = \frac{Fa}{24E\delta}(3l^2 - 4a^2) \quad (7.7)$$

Versuche B1 und B2 (Dreipunkt-Biegeversuch)

$$I_{io,eff} = \frac{nFl^3}{76,8E\delta} \left(1 + \frac{0,4}{n^2}\right) \quad (7.8)$$

Durch Umstellen der Formel (7.4) nach β_0 und Einsetzen von β_0 in die nach β_s umgestellte Formel (7.6) ergibt sich – aufgelöst nach c_s – für die Federsteifigkeit der Verbundfuge:

$$c_s = \frac{\pi^2 * E_{cm} * A_c}{L^2 * \beta_s} \quad (7.9)$$

Unter Zuhilfenahme der Formeln (7.2) und (7.3) erhält man die Federsteifigkeit K_p des Push-Out-Körpers:

$$c_D = c_s * \frac{e_L}{n_q} \quad (7.10)$$

$$K_p = C_p = c_D * n_D \quad (7.11)$$

Mit

n_q	Anzahl der Kopfbolzenreihen
n_D	Anzahl der Kopfbolzen im Versuch
e_L	Abstand der Kopfbolzen in Trägerlängsrichtung

Tab. 7-4 stellt die Ergebnisse der Berechnung der Federsteifigkeiten nach Gleichungen (7.9) und (7.10) dar. Ergänzend hierzu sind die experimentell ermittelten Federsteifigkeiten aus den Push-out Versuchen angegeben.

Tab. 7-4: Ermittelte Federsteifigkeiten nach Hanswille und Schäfer [54] bzw. aus Push-out Versuchen

Versuch	Hanswille/Schäfer		Push-out Versuch	
	c _s [N/mm ²]	c _D [N/mm ²]	c _s [N/mm ²]	c _D [N/mm ²]
2-01	29,38	6082	21,92	4537
2-02	18,66	3863	21,51	4452
2-03	106,59	22063	56,84	11765
2-04	109,86	22741	50,56	10467
2-05	45,38	9393	35,09	7263
2-06	34,55	7151	37,43	7748
2-07	75,09	15543	30,37	6286
2-08	32,22	6670	21,10	4368
2-09	9,86	2959	1,13	338
2-10	14,76	4427	3,80	1141
B1	27,69	11768	55,62	23639
B2	18,33	2219	31,77	3845
T1	21,49	5373	28,07	7019
T2	59,75	14936	52,30	13076

7.1.3.3 Steifigkeit starr verdübelter Verbundträger nach Hanswille / Schäfer [54]

Dieser Abschnitt beschreibt die Bestimmung der Steifigkeit eines starr verdübelten Verbundträgers nach dem Verfahren von Hanswille und Schäfer [54]. Dabei wird von einer unendlich großen Federsteifigkeit der Verbundfuge ausgegangen. Der Betonquerschnitt wird in einen fiktiven Stahlquerschnitt umgerechnet. Aus dem so ermittelten ideellen Flächenträgheitsmoment I_{i0} kann die Biegesteifigkeit des Verbundträgers durch Multiplikation mit dem E-Modul des Stahls E_a bestimmt werden. Die Gleichungen aus Kap. 7.1.3.2 vereinfachen sich damit zu:

$$I_{i0} = I_{c,0} + I_a + \frac{A_{c,0} * A_a}{A_{c,0} + A_a} * a^2 \quad (7.12)$$

Mit

$$I_{c,0} = \frac{I_c}{n_0} = \frac{b * h^3}{12 * n_0}$$

Flächenträgheitsmoment des Betons, umgerechnet auf einen fiktiven Stahlquerschnitt

$$I_a$$

Flächenträgheitsmoment Stahl

$$A_{c,0} = \frac{A_c}{n_0}$$

Betonfläche, umgerechnet auf einen fiktiven Stahlquerschnitt

$$A_a$$

Fläche Stahl

$$n_0 = \frac{E_a}{E_{cm}}$$

Reduktionszahl

$$a = h_p + \frac{h_c}{2} + \frac{h_a}{2}$$

Abstand Schwerpunkt Beton-Schwerpunkt Stahl

$$E_a = 210.000 \frac{N}{mm^2}$$

E-Modul Stahl

Angewandt auf die untersuchten Verbundträger ergeben sich für I_{I0} die in Tab. 7-5 dargestellten Werte.

Tab. 7-5: Flächenträgheitsmomente nach Hanswille und Schäfer [54]

Versuch	$I_{c,0}$ [cm ⁴]	I_a [cm ⁴]	A_a [cm ²]	$A_{c,0}$ [cm ²]	a [cm]	I_{I0} [cm ⁴]
2-01 bis 2-06	610,97	8360	53,8	141,43	24,4	32.174,65
2-07 und 2-08	648,00	8360	53,8	150	24,4	32.582,85
2-09 und 2-10	245,61	16270	72,7	117,86	28,5	53.037,64
B1	5419,52	8360	48,3	247,81	23	35.162,46
B2	4593,37	8360	52,99	215,31	23,2	35.841,79
T1 und T2	226,93	5790	42,9	108,93	28,5	31.016,66

7.1.3.4 Biegesteifigkeit eines Verbundträgers nach Möhler [85]

Für die Verformungsberechnung nach Amadio et al. [4], vgl. Kapitel 7.1.6, ist ebenfalls die Bestimmung der effektiven Biegesteifigkeit notwendig. Von den Autoren wird hierfür das Verfahren aus DIN EN 1995-1-1 [37] empfohlen. Dieses Verfahren wurde ursprünglich von Möhler [85] für zusammengesetzte bzw. mehrteilige Holzquerschnitte abgeleitet und von Amadio et al. [4] auf Verbundquerschnitte übertragen.

$$EI_{eff} = E_c I_c + E_s I_s + \gamma_c E_c A_c a_c^2 + E_s A_s a_s^2 \quad (7.13)$$

Mit

$$a_c = \frac{a E_s A_s}{\gamma_c E_c A_c + E_s A_s}$$

$$a_s = \frac{\gamma_c a E_c A_c}{\gamma_c E_c A_c + E_s A_s}$$

$$\gamma_c = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 E_c A_c}{L^2 \frac{K}{S}}}$$

Zur Bestimmung der Steifigkeit nach Möhler muss die Federsteifigkeit K der Verbundfuge des Trägers bekannt sein. Diese kann experimentell in Push-Out-Versuchen oder rechnerisch ermittelt werden, vgl. Kapitel 7.1.3.2. Die Ergebnisse der Berechnungen sind in Tab. 7-6 dargestellt.

Tab. 7-6: Effektive Biegesteifigkeit der Träger nach Möhler [85]

Versuch	K nach Hanswille/Schäfer		K nach Push-out Versuch	
	γ_c	EI_{eff} [Nmm ²]*10 ¹³	γ_c	EI_{eff} [Nmm ²]*10 ¹³
2-01	0,72	6,285	0,657	6,144
2-02	0,663	6,158	0,694	6,229

Versuch	K nach Hanswille/Schäfer		K nach Push-out Versuch	
	γ_c	$EI_{\text{eff}} [\text{Nmm}^2] \cdot 10^{13}$	γ_c	$EI_{\text{eff}} [\text{Nmm}^2] \cdot 10^{13}$
2-03	0,95	6,687	0,834	6,504
2-04	0,956	6,696	0,834	6,504
2-05	0,74	6,327	0,688	6,215
2-06	0,694	6,228	0,711	6,265
2-07	0,792	6,521	0,606	6,117
2-08	0,759	6,460	0,674	6,282
2-09	0,644	9,800	0,171	6,160
2-10	0,818	10,54	0,536	9,234
B1	0,139	5,127	0,764	7,169
B2	0,363	6,291	0,497	6,727
T1	0,851	6,267	0,882	6,322
T2	0,908	6,367	0,896	6,346

7.1.4 Verformungsberechnung nach der Biegebalken-DGL

7.1.4.1 Ansatz nach Girhammar / Gopu [48]

Das Verfahren von Girhammar und Gopu [48] stellt eine analytische Lösung zur Verformungsberechnung teilweise verdübelter Verbundträger unter Belastung von Quer- und Längskräften dar.

Das Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern hängt hauptsächlich von der Verbindung des Stahlträgers und des Betongurtes ab, die durch Verbindungsmittel miteinander verbunden sind. Liegt Teilverbund vor, ist der Schlupf in der Verbundfuge bei der Berechnung der Verformungen zu berücksichtigen.

Die Verbundmittel übertragen Schubkräfte zwischen Stahlträger und Betongurt. Vereinfacht wird angenommen, dass die punktförmig über die Verbundmittel eingeleiteten Schubkräfte gleichmäßig über die Länge des Trägers verteilt werden dürfen. Zudem wird vom Ebenbleiben jedes einzelnen Teilquerschnitts ausgegangen.

Aus der Biege-Differentialgleichung sowie aus der Bestimmungsgleichung der Normalkräfte

$$w^{IV} - \alpha^2 w^{IV} = -\alpha^2 \frac{q}{EI_{\infty}} + \frac{q''}{EI_0} \quad (7.14)$$

$$N_1^{IV} - \alpha^2 N_1^{IV} = -\beta q \quad (7.15)$$

wird für die Belastung q unter Ansatz der Randbedingungen eines Einfeldträgers

$$w(x=0) = w(x=L) = w''(x=0) = w''(x=L) = 0 \quad (7.16)$$

die Durchbiegung eines Einfeldträgers unter Gleichstreckenlast bestimmt zu:

$$w(x) = \frac{q_0}{24EI_\infty}(x^4 - 2x^3L + xL^3) + \frac{q_0}{\alpha^4 EI_\infty} \left(\frac{EI_\infty}{EI_0} - 1 \right) \left[-\tanh\left(\frac{\alpha L}{2}\right) \sinh(\alpha x) + \cosh(\alpha x) - \frac{1}{2}\alpha^2 x^2 + \frac{1}{2}\alpha^2 xL - 1 \right] \quad (7.17)$$

Die vertikale Verformung setzt sich aus einem Anteil des vollständig verdübelten Trägers w_∞ und einem Anteil w_{slip} aus der Nachgiebigkeit der Verbundfuge zusammen:

$$w(x) = w_\infty + w_{slip} \quad (7.18)$$

Mit

$$w_\infty(x) = \frac{q_0}{24EI_\infty}(x^4 - 2x^3L + xL^3)$$

$$w_{slip}(x) = \frac{q_0}{\alpha^4 EI_\infty} \left(\frac{EI_\infty}{EI_0} - 1 \right) \left[-\tanh\left(\frac{\alpha L}{2}\right) \sinh(\alpha x) + \cosh(\alpha x) - \frac{1}{2}\alpha^2 x^2 + \frac{1}{2}\alpha^2 xL - 1 \right]$$

$$EI_\infty = \frac{EI_0}{1 - \frac{\beta r}{\alpha^2}} = EI_0 + \frac{EA_p r^2}{EA_0}$$

$$\alpha^2 = K \left(\frac{1}{E_1 A_1} + \frac{1}{E_2 A_2} + \frac{r^2}{EI_0} \right) = K \left(\frac{EA_0}{EA_p} + \frac{r^2}{EI_0} \right)$$

$$\beta = \frac{Kr}{EI_0}$$

$$EA_p = E_1 A_1 * E_2 A_2$$

$$EI_0 = E_1 I_1 + E_2 I_2$$

Durch Addition beider Anteile der Durchbiegungen ergibt sich die Gesamtverformung des Trägers an der Stelle der maximalen Durchbiegung $x = L/2$ zu:

$$w(x = L/2) = w_\infty + w_{slip} \quad (7.19)$$

Tab. 7-7: Ergebnisse der Berechnung der Durchbiegung nach Girhammar und Gopu [48]

Ver-such	cs nach Hanswille und Schäfer				cs nach Push-Out-Versuch		
	$\bar{\delta}_{vorh}$ [mm]	W_{slip}/W_∞	$\bar{\delta}_p = W_\infty + W_{slip}$ [mm]	$\bar{\delta}_{vorh}/\bar{\delta}_p$	W_{slip}/W_∞	$\bar{\delta}_p = W_\infty + W_{slip}$ [mm]	$\bar{\delta}_{vorh}/\bar{\delta}_p$
2-01	53,5	1,95	53,04	1,009	2,08	55,39	0,966
2-02	58,5	2,1	57,11	1,024	2,1	56,12	1,042
2-03	44,5	1,2	39,32	1,132	1,6	46,58	0,955
2-04	49,5	1,2	45,30	1,093	1,7	55,63	0,890
2-05	54	1,7	50,91	1,061	1,9	53,57	1,008
2-06	60	1,9	55,71	1,077	1,8	54,89	1,093
2-07	51	1,4	47,47	1,074	2,0	57,84	0,882

Ver- such	cs nach Hanswille und Schäfer				cs nach Push-Out-Versuch		
	δ_{vorh} [mm]	$w_{\text{slip}}/w_{\infty}$	$\delta_p = w_{\infty} + w_{\text{slip}}$ [mm]	$\delta_{\text{vorh}}/\delta_p$	$w_{\text{slip}}/w_{\infty}$	$\delta_p = w_{\infty} + w_{\text{slip}}$ [mm]	$\delta_{\text{vorh}}/\delta_p$
2-08	52	1,9	55,10	0,944	2,1	58,72	0,886
2-09	30	2,0	26,99	1,111	2,2	28,92	1,038
2-10	30	1,9	27,52	1,090	2,1	29,86	1,005
B1	12	1,4	12,96	0,926	1,3	12,34	0,973
B2	14	1,7	15,28	0,916	1,6	14,86	0,942
T1	72	2,1	51,92	1,387	1,8	47,28	1,523
T2	82	1,1	48,77	1,682	1,2	51,35	1,597
Alle Versuche	Mittelwert		1,133		1,060		
	Standardabweichung		0,161		0,184		
	Variationskoeffizient		0,142		0,174		
Versuche 2-01 bis 2-10	Mittelwert		1,047		0,967		
	Standardabweichung		0,045		0,063		
	Variationskoeffizient		0,043		0,065		
Versuche 2-01 bis 2-08	Mittelwert		1,043		0,963		
	Standardabweichung		0,041		0,059		
	Variationskoeffizient		0,039		0,061		

Damit ergeben sich nach dem Verfahren von Girhammar und Gopu [48] die in Tab. 7-7 angegebenen Werte für die Durchbiegungen der Träger. Darüber hinaus stellt die Tabelle alle relevanten statistischen Kennwerte sowohl für die Träger aus der Literatur als auch für die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuche (2-01 – 2-08, vgl. Kapitel 4.4.3) dar.

7.1.4.2 Ansatz nach Fries [46] / Dabaon [15]

Dabaon [15] und Fries [46] leiteten unabhängig voneinander in ihren Dissertationsschriften aus der Schlupf-Differentialgleichung mit Hilfe von Randbedingungen eine analytische Lösung zur Durchbiegungsberechnung von teilweise verdübelten Verbundträgern unter Gleichstreckenlast her. Basierend auf der Schlupf-Differentialgleichung:

$$s''(x) - \alpha^2 s(x) = -\alpha^2 \gamma q x \quad (7.20)$$

ergibt sich mit den Randbedingungen für den Einfeldträger

$$s(x=0) = 0 \text{ und } s'(x = \frac{L}{2}) = 0 \quad (7.21)$$

der Schlupfverlauf über die Trägerlänge zu:

$$s(x) = \gamma q x - \frac{\gamma q}{\alpha} \operatorname{sech}\left(\frac{\alpha L}{2}\right) \sinh(\alpha x) \quad (7.22)$$

Über mehrfache Integration gelangt man über den Krümmungs- und Verdrehungsverlauf zur Funktion $w(x)$, die die Verformung über die Trägerlänge beschreibt:

$$w(x) = -C_1 \left[C_2 \left(\frac{1}{24} C_3 x^4 - \frac{C_3}{\alpha^4} \operatorname{sech} \left(\frac{\alpha L}{2} \right) \cosh(\alpha x) \right) - \frac{1}{24} q x^4 \right] - \frac{1}{2} C_\kappa^q x^2 - C_w^q \quad (7.23)$$

Mit

$$C_1 = \frac{1}{E_a I_V}$$

$$C_2 = \frac{K a_{st}}{e_{II}}$$

$$C_\kappa^q = -C_1 \left[C_2 \left(\frac{1}{8} C_3 L^2 - \frac{C_3}{\alpha^2} \right) - \frac{1}{8} q L^2 \right]$$

$$C_w^q = -C_1 \left[C_2 \left(\frac{1}{384} C_3 L^4 - \frac{C_3}{\alpha^4} \right) - \frac{1}{384} q L^4 \right] - \frac{1}{8} C_\kappa^q L^2$$

$$\alpha^2 = \frac{K}{e_{II} E_a I_V \omega}$$

$$\gamma = \frac{e_{II} \omega a_{st}}{K}$$

$$I_V = I_a + \frac{K_c I_c}{n}$$

$$\omega = \frac{1}{a_{st}^2 + \frac{I_V}{A_V}}$$

$$\frac{1}{A_V} = \frac{n}{K_c A_c} + \frac{1}{A_a}$$

Sowie

E_a	E-Modul Stahl
E_{cm}	E-Modul Beton
I_a	Trägheitsmoment des Stahlquerschnitts
I_c	Trägheitsmoment des Betonquerschnitts
$n = \frac{E_{cm}}{E_a}$	Reduktionszahl
K_c	Kriechfaktor des Betons
K	Steifigkeit der Verbundfuge
$a_{st} = \frac{h_c}{2} + h_p + \frac{h_a}{2}$	Abstand Schwerpunkt Betonquerschnitt – Schwerpunkt Stahlquerschnitt
e_{II}	Abstand der Verbindungsmittel in Längsrichtung
q	Gleichstreckenlast
L	Länge des Trägers
t_{VF}	Schubfluss in der Verbundfuge

Tab. 7-8: Ergebnisse der Berechnung der Durchbiegung nach Dabaon [15] bzw. Fries [46]

Ver-such	c _s nach Hanswille und Schäfer				c _s nach Push-Out-Versuch		
	δ_{vorh} [mm]	$W_{\text{slip}}/W_{\infty}$	$\delta_p = W_{\infty} + W_{\text{slip}}$ [mm]	$\delta_{\text{vorh}}/\delta_p$	$W_{\text{slip}}/W_{\infty}$	$\delta_p = W_{\infty} + W_{\text{slip}}$ [mm]	$\delta_{\text{vorh}}/\delta_p$
2-01	53,5	1,95	53,04	1,009	2,08	55,39	0,966
2-02	58,5	2,1	57,11	1,024	2,1	56,12	1,042
2-03	44,5	1,2	39,32	1,132	1,6	46,58	0,955
2-04	49,5	1,2	45,30	1,093	1,7	55,63	0,890
2-05	54	1,7	50,91	1,061	1,9	53,57	1,008
2-06	60	1,9	55,71	1,077	1,8	54,89	1,093
2-07	51	1,4	47,47	1,074	2,0	57,84	0,882
2-08	52	1,9	55,10	0,944	2,1	58,72	0,886
2-09	30	2,0	26,99	1,111	2,2	28,92	1,038
2-10	30	1,9	27,52	1,090	2,1	29,86	1,005
B1	12	1,4	12,96	0,926	1,3	12,34	0,973
B2	14	1,7	15,28	0,916	1,6	14,86	0,942
T1	72	2,1	51,92	1,387	1,8	47,28	1,523
T2	82	1,1	48,77	1,682	1,2	51,35	1,597
Alle Versuche	Mittelwert			1,133			1,060
	Standardabweichung			0,161			0,184
	Variationskoeffizient			0,142			0,174
Versuche 2-01 bis 2-10	Mittelwert			1,047			0,967
	Standardabweichung			0,045			0,063
	Variationskoeffizient			0,043			0,065
Versuche 2-01 bis 2-08	Mittelwert			1,043			0,963
	Standardabweichung			0,041			0,059
	Variationskoeffizient			0,039			0,061

Damit ergeben sich nach den Verfahren von Dabaon [15] bzw. Fries [46] die in Tab. 7-7 angegebenen Werte für die Durchbiegungen der Träger. Darüber hinaus stellt die Tabelle alle relevanten statistischen Kennwerte sowohl für die Träger aus der Literatur als auch für die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuche (2-01 – 2-08, vgl. Kapitel 4.4.3) dar.

7.1.4.3 Zusammenfassung

Vergleicht man die rechnerischen Ansätze von Girhammar und Gopu [48] bzw. von Fries [46] und Dabaon [15], ist festzustellen, dass bei beiden Verfahren – trotz unterschiedlicher Aufbereitung der Differentialgleichungen – die Ergebnisse exakt übereinstimmen.

Abb. 7-8 stellt die Ergebnisse der Verformungsberechnung auf Basis der Differentialgleichungen für die verschiedenen Federsteifigkeiten der Verbundfuge dar. Es ergeben sich Mittelwertabweichungen von 1,133 für c_s nach Hanswille und Schäfer bzw. 1,060 für die experimentell ermittelten Werte c_s . Dies bedeutet, dass die Verformungen im Mittel leicht unterschätzt werden. Der Variationskoeffizient ist bei beiden Ansätzen für c_s sehr hoch – er liegt zwischen 14,2% und 17,4%. Folglich ist die Streuung der Berechnungsergebnisse um den Mittelwert

hoch. Dies ist hauptsächlich den Versuchsträgern von Roik zuzuschreiben. Die Nachrechnung prognostiziert für diese beiden Träger Durchbiegungen, die ca. 50% kleiner sind als die im Versuch gemessenen Verformungen. Offenbar führt die äußerst geringe Einbindetiefe der Kopfbolzen in den oberhalb der Profilblech-Sicken durchlaufenden Teil der Betonplatte bei diesen Versuchen zu Effekten, die über die Lösung der Biege-Differentialgleichungen nicht erfasst werden können.

Ohne Berücksichtigung der Versuche von Roik ergibt sich ein Mittelwert von 1,045 mit einem Variationskoeffizienten von 0,086. Die Vernachlässigung dieser Versuche führt zu einer deutlichen Verbesserung des Mittelwerts sowie zu einer geringeren Streuung der Werte um den Mittelwert.

Die Lösung der Differentialgleichungen beider Ansätze ergibt für die Versuche 2-01 bis 2-10 und die Versuche von Dabaon realistische Prognosen für die Verformungen – die Verformungen unter Maximallast können mit sehr guter Qualität vorausgesagt werden.

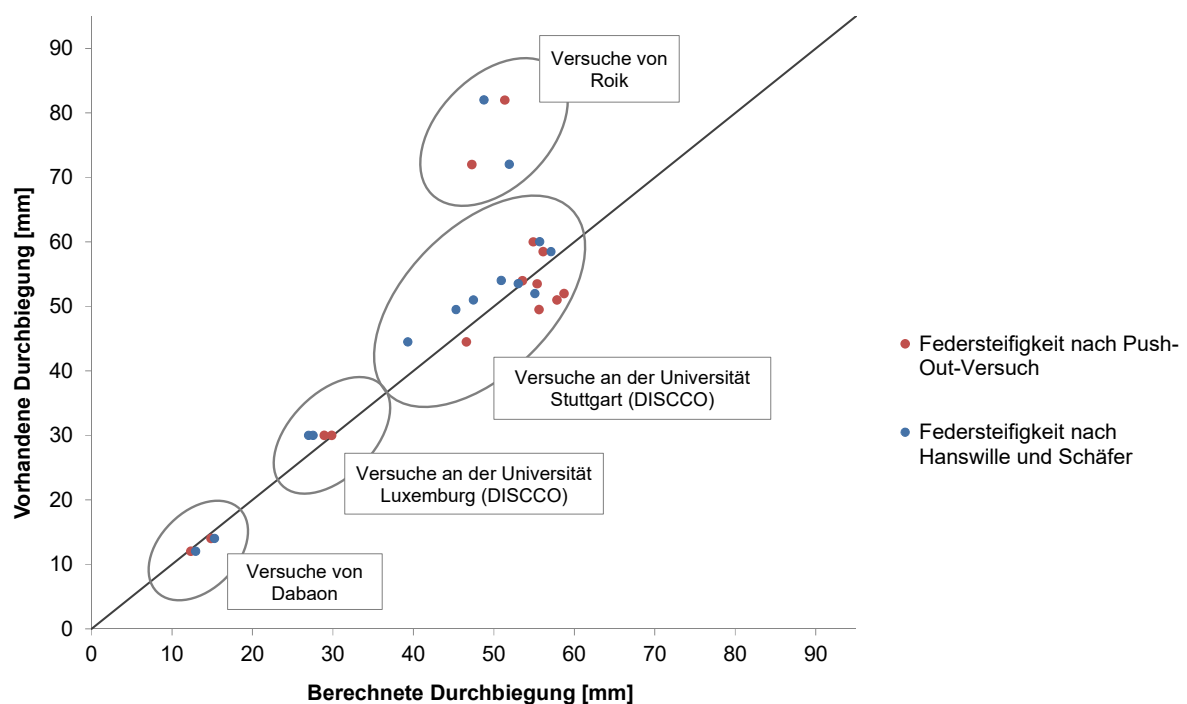


Abb. 7-8: Ergebnisse der Berechnungen der Durchbiegungen nach der Differentialgleichung, vgl. [121]

7.1.5 Verformungsberechnung nach Johnson und May [66]

7.1.5.1 Allgemeines

Im Jahr 1975 beschreiben Johnson und May [66] ein Verfahren zur Berechnung der Durchbiegung teilweise verdübelter Verbundträger mit einem Verdübelungsgrad $\eta \geq 50\%$, das die Basis vieler weiterer Untersuchungen darstellt.

Das vorgestellte Verfahren ist das Resultat einer versuchsbasierten Parameterstudie, die an Verbundträgern mit massivem Betongurt durchgeführt wurde. Ziel war es, die Verformungen in Abhängigkeit des Verdübelungsgrades zu beschreiben. Hierfür wurden Versuche an Trägern mit Verdübelungsgraden $\eta \geq 0,50$ durchgeführt. Geringere Verdübelungsgrade wurden aufgrund zu großer Schlupfentwicklung in der Verbundfuge nicht näher untersucht. Die Steifigkeit eines Verbundmittels wurde experimentell zu $k = 130 - 400 \text{ kN/mm}$ ermittelt. Die Kopfbolzen wurden hierbei äquidistant angeordnet. Tab. 7-9 stellt die veränderlichen Größen der durchgeführten Parameterstudie dar.

Anhand der in Kapitel 7.1.2 beschriebenen Versuche wird die Anwendbarkeit des Verfahrens bei Verbundträgern mit Verdübelungsgraden $\eta < 50\%$ untersucht.

Tab. 7-9: Veränderliche Größen der durchgeführten Parameterstudie von Johnson und May [66]

		Minimum	Maximum
Form der Betondecke	b_c/h_c	10	20
Verhältnis Betongurthöhe zu Gesamthöhe	h_c/h	0,15	0,4
Verhältnis Stahlfläche zu Betonfläche	A_s/A_c	0,01	0,02
Form des Stahlprofils	$I_s/A_s h_s^2$	0,15	0,2
Verhältnis von Länge zu Höhe des Trägers	L/h	6	25
Betonfestigkeit	$f_{cm} [\text{N/mm}^2]$	20,6	41,2
Streckgrenze Stahl	$f_y [\text{N/mm}^2]$	247	350

Auf Grundlage der linear-elastischen Teilverbundtheorie wurde eine Berechnungsformel entwickelt, die einen linearen Zusammenhang zwischen dem Verdübelungsgrad und den Durchbiegungen beschreibt. In Abb. 7-9 ist dieser Zusammenhang grafisch dargestellt. Bei vollständiger Verdübelung ($\eta = 1$) kann der Einfluss des Verdübelungsgrades auf die Verformung des Trägers jedoch nur gleich Null werden, wenn die Steifigkeit der Verbindungsmittel unendlich groß wird und somit kein Schlupf in der Verbundfuge auftritt. Die durch den Schlupf zusätzlich entstehende Durchbiegung wird bei vollständig verdübelten Trägern vernachlässigt. Dies erklärt die Distanz der beiden Punkte A und E.

Nach Johnson und May [66] lassen sich die Durchbiegungen eines teilweise verdübelten Verbundträgers nach folgender Vorschrift berechnen:

$$\delta_p = \delta_f + \alpha(\delta_s - \delta_f) \left(1 - \frac{N}{N_f}\right) \quad (7.24)$$

Mit

$$\frac{N}{N_f} = \eta \geq 0,5$$

Verdübelungsgrad

$$\alpha = \begin{cases} 0,5 & \text{mit Eigengewichtsverbund} \\ 0,3 & \text{ohne Eigengewichtsverbund} \end{cases}$$

Faktor zur Berücksichtigung des Herstellungsverfahrens

 δ_p :

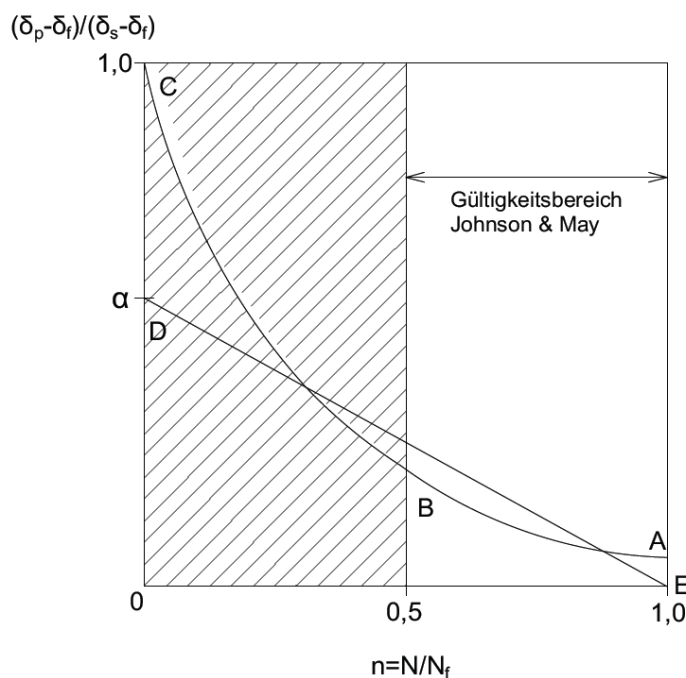
Durchbiegung des teilweise verdübelten Verbundträgers

 δ_f :

Durchbiegung des vollständig verdübelten Verbundträgers

 δ_s :

Durchbiegung des Stahlträgers



Linie A-B-C:

Tatsächlicher Verlauf (qualitativ)

Linie D-E:

Johnson und May [66]

Abb. 7-9: Einfluss des Verdübelungsgrades auf die Durchbiegung eines Verbundträgers [66]

7.1.5.2 Ansatz mit Steifigkeiten nach Hanswille und Schäfer

Mit der Steifigkeit nach Hanswille und Schäfer nach Kapitel 7.1.3.3 ergeben sich die in Tab. 7-10 dargestellten Werte für die Verformungen der Träger. Abb. 7-10 stellt die Ergebnisse grafisch dar.

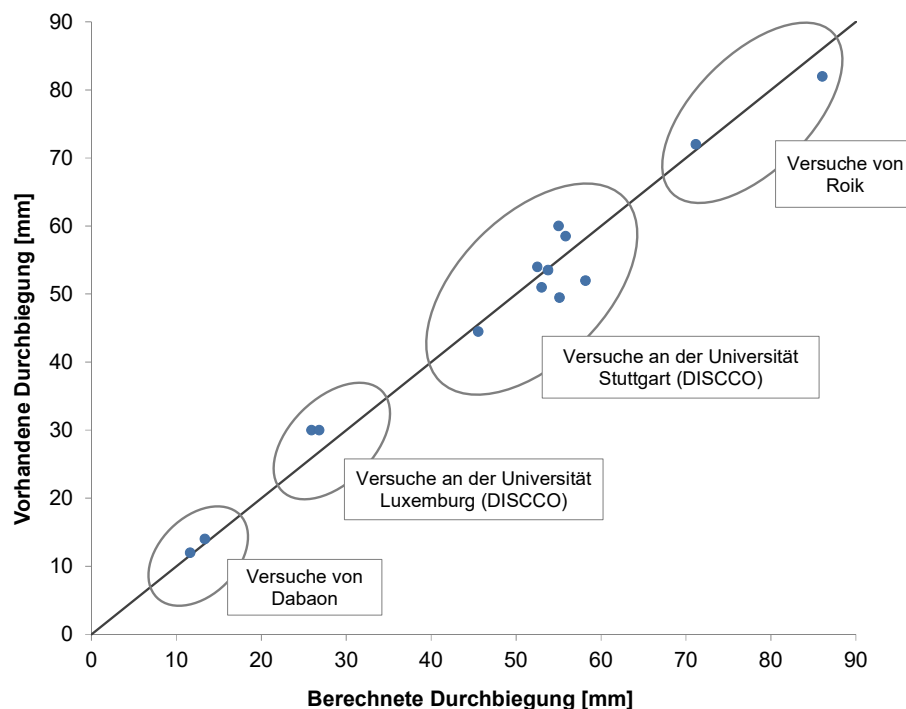


Abb. 7-10: Ergebnisse der Berechnungen nach Johnson/May mit der Steifigkeit nach Hanswille/Schäfer

Tab. 7-10: Ergebnisse der Berechnungen nach Johnson/May mit der Steifigkeit nach Hanswille/Schäfer, vgl. Kapitel 7.1.3.3

Versuch	I_{io} [cm ⁴]	α	δ_c [mm]	δ_s [mm]	δ_p [mm]	δ_{vorth} [mm]	δ_{vorth}/δ_p
2-01	32174,59	0,5	25,7	99,0	53,8	53,5	0,995
2-02	32174,59	0,5	26,0	100,0	55,8	58,5	1,048
2-03	32174,59	0,5	25,8	99,2	45,5	44,5	0,977
2-04	32174,59	0,5	30,0	115,3	55,1	49,5	0,898
2-05	32174,59	0,5	26,8	103,1	52,5	54	1,029
2-06	32174,59	0,5	27,8	106,9	55,0	60	1,091
2-07	32582,85	0,5	27,9	108,9	53,0	51	0,962
2-08	32582,85	0,5	26,9	104,8	58,2	52	0,894
2-09	53037,64	0,5	13,3	43,3	25,9	30	1,158
2-10	53037,64	0,5	14,0	45,7	26,8	30	1,119
B1	35162,46	0,5	5,51	23,2	11,6	12	1,034
B2	35841,76	0,5	5,90	25,3	13,3	14	1,05
T1	31016,66	0,3	36,9	197,7	71,2	72	1,012
T2	31013,66	0,3	50,8	272,3	86,1	82	0,953
				Mittelwert			0,989
Alle Versuche				Standardabweichung			0,076
				Variationskoeffizient			0,077
				Mittelwert			0,994
Versuche 2-01 bis 2-10				Standardabweichung			0,073
				Variationskoeffizient			0,073
				Mittelwert			0,986
Versuche 2-01 bis 2-08				Standardabweichung			0,052
				Variationskoeffizient			0,053

7.1.5.3 Ansatz mit Steifigkeiten nach Möhler [85]

Mit der Biegesteifigkeit nach Möhler, vgl. Kapitel 7.1.3.4, ergeben sich die in Tab. 7-11 dargestellten Werte für die Verformungen der Trägerversuche. Die Steifigkeit der Verbundfuge ist nach Hanswille und Schäfer ermittelt bzw. den Ergebnissen der Push-out Versuche aus Kapitel 4.4.3 entnommen.

Abb. 7-11 und Abb. 7-12 stellen die Ergebnisse grafisch dar – abhängig von der jeweils angewandten Federsteifigkeit K in der Verbundfuge.

Tab. 7-11: Ergebnisse der Berechnungen nach Johnson und May mit der Steifigkeit nach Möhler

Ver-such	δ_s [mm]	K nach Hanswille und Schäfer				K nach Push-Out-Versuch			
		$[EI]_{\text{eff}}$ [Nmm ²]*10 ¹³	δ_c [mm]	δ_p [mm]	$\delta_{\text{vorh}}/\delta_p$	$[EI]_{\text{eff}}$ [Nmm ²]*10 ¹³	δ_c [mm]	δ_p [mm]	$\delta_{\text{vorh}}/\delta_p$
2-01	99,0	6,285	27,6	55,0	0,973	6,144	28,3	55,4	0,967
2-02	100,0	6,158	28,5	57,3	1,02	6,229	28,2	57,1	1,024
2-03	99,2	6,687	26	45,7	0,973	6,504	26,8	46,3	0,962
2-04	115,3	6,696	30,2	55,3	0,895	6,504	31,1	55,9	0,885
2-05	103,1	6,327	28,6	53,7	1,006	6,215	29,1	54,0	0,999
2-06	106,9	6,228	30,1	56,5	1,061	6,265	30,0	56,4	1,063
2-07	108,9	6,521	29,3	54,0	0,945	6,117	31,3	55,3	0,922
2-08	104,8	6,460	28,5	59,1	0,88	6,282	29,3	59,6	0,872
2-09	43,3	9,800	15,1	27,0	1,113	6,160	24,0	32,1	0,934
2-10	45,7	10,54	14,8	27,3	1,099	9,234	16,9	28,5	1,051
B1	23,2	5,127	7,93	13,2	0,91	7,169	5,7	11,7	1,025
B2	25,3	6,291	7,05	14,0	0,997	6,727	6,6	13,8	1,017
T1	197,7	6,267	38,4	72,3	0,996	6,322	38	72	1,000
T2	272,3	6,367	52	87,0	0,942	6,346	52,2	87,2	0,941
Alle Versuche	Mittelwert			0,972				0,964	
	Standardabweichung			0,072				0,062	
	Variationskoeffizient			0,072				0,061	
Versuche 2-01 bis 2-10	Mittelwert			0,976				0,962	
	Standardabweichung			0,067				0,057	
	Variationskoeffizient			0,067				0,057	
Versuche 2-01 bis 2-08	Mittelwert			0,968				0,961	
	Standardabweichung			0,047				0,051	
	Variationskoeffizient			0,047				0,051	

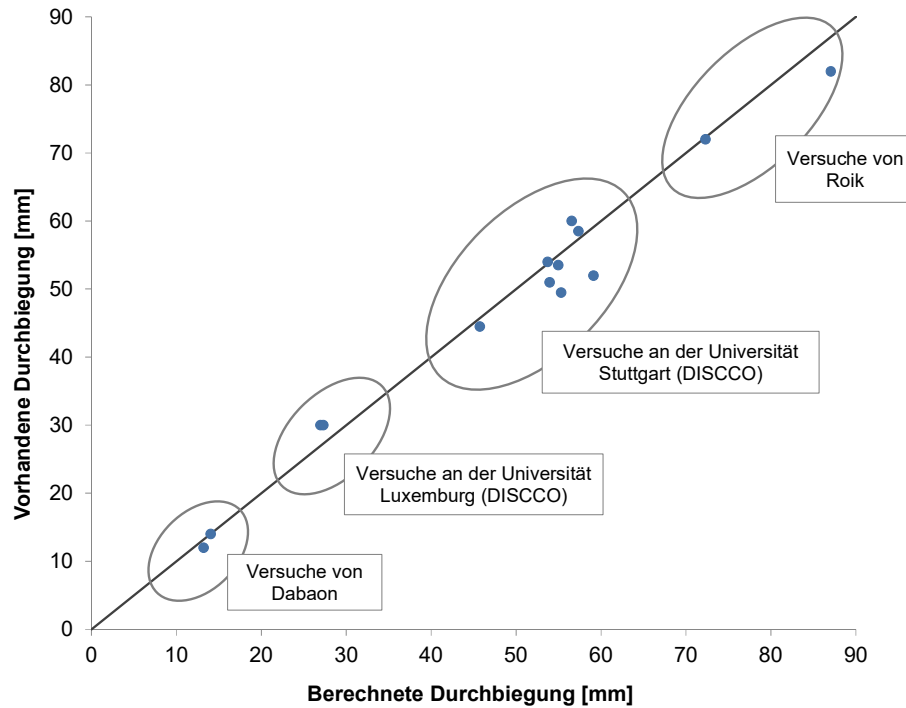


Abb. 7-11: Ergebnisse der Berechnungen der Durchbiegungen nach Johnson und May mit der Steifigkeit nach Möhler (K nach Hanswille und Schäfer, vgl. Kapitel 7.1.3.3)

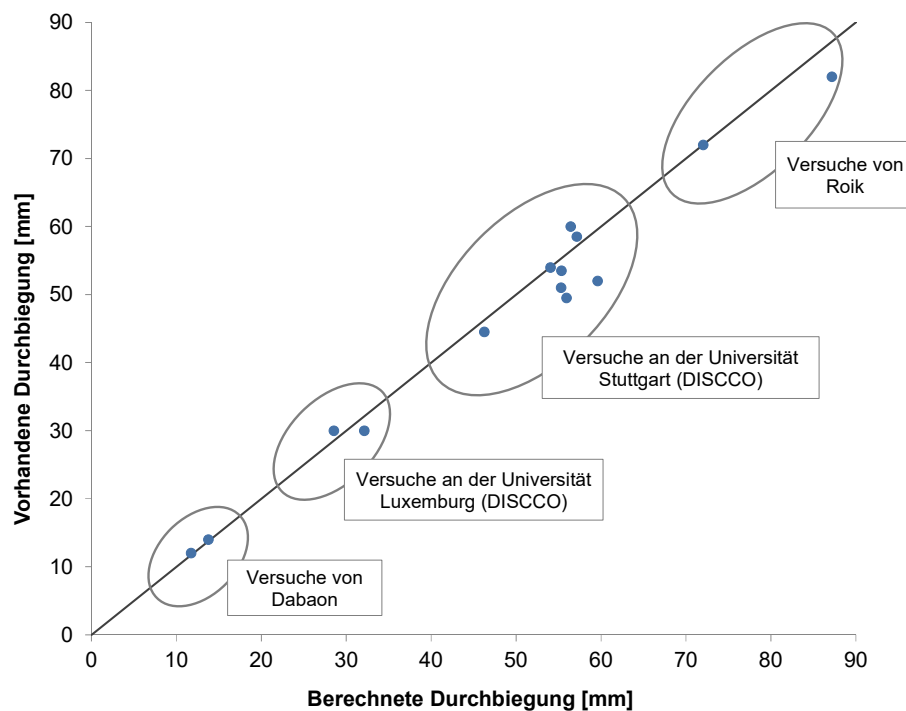


Abb. 7-12: Ergebnisse der Berechnungen der Durchbiegungen nach Johnson und May mit der Steifigkeit nach Möhler (K nach Push-Out-Versuch)

7.1.5.4 Zusammenfassung

Abb. 7-13 stellt die Ergebnisse der Berechnungen nach Johnson und May für alle untersuchten Steifigkeiten dar. Die Streuung der errechneten Durchbiegungen ist für alle untersuchten Ansätze sehr gering. Es ergeben sich Mittelwerte aus dem Quotienten zwischen vorhandener und errechneter Durchbiegung zwischen 0,964 und 0,989. Somit weichen die berechneten Durchbiegungen nur sehr geringfügig von den vorhandenen Durchbiegungen ab. Folglich entsprechen die berechneten Verformungen im Mittel mit sehr guter Qualität den tatsächlich im Versuch gemessenen Verformungen unter maximaler Last. Die Abweichungen vom Mittelwert sind unter Ansatz der nach Hanswille und Schäfer berechneten Steifigkeit der Verbundfuge am geringsten. Der Variationskoeffizient liegt bei Berücksichtigung aller Versuche für die verschiedenen Berechnungsansätze zwischen 0,061 und 0,077. Die Streuung ist folglich sehr gering. Die Durchbiegungen mit der Steifigkeit nach Möhler unter Ansatz der Federsteifigkeit der Push-Out-Versuche weisen die geringste Streuung auf.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass der Berechnungsansatz nach Johnson und May [66] sowohl mit den Steifigkeiten nach Hanswille und Schäfer als auch nach Möhler realistische Werte für die Verformungen unter Maximallast liefern. Sie lassen sich gut abschätzen und rechnerisch voraussagen, obwohl der Verdübelungsgrad bei der Mehrzahl der Versuchsträger deutlich unterhalb der Anwendungsgrenze des beschriebenen Verfahrens liegt. Außerdem ist anzumerken, dass dieses Verfahren auch die Träger von Roik [108] mit sehr guter Näherung erfasst.

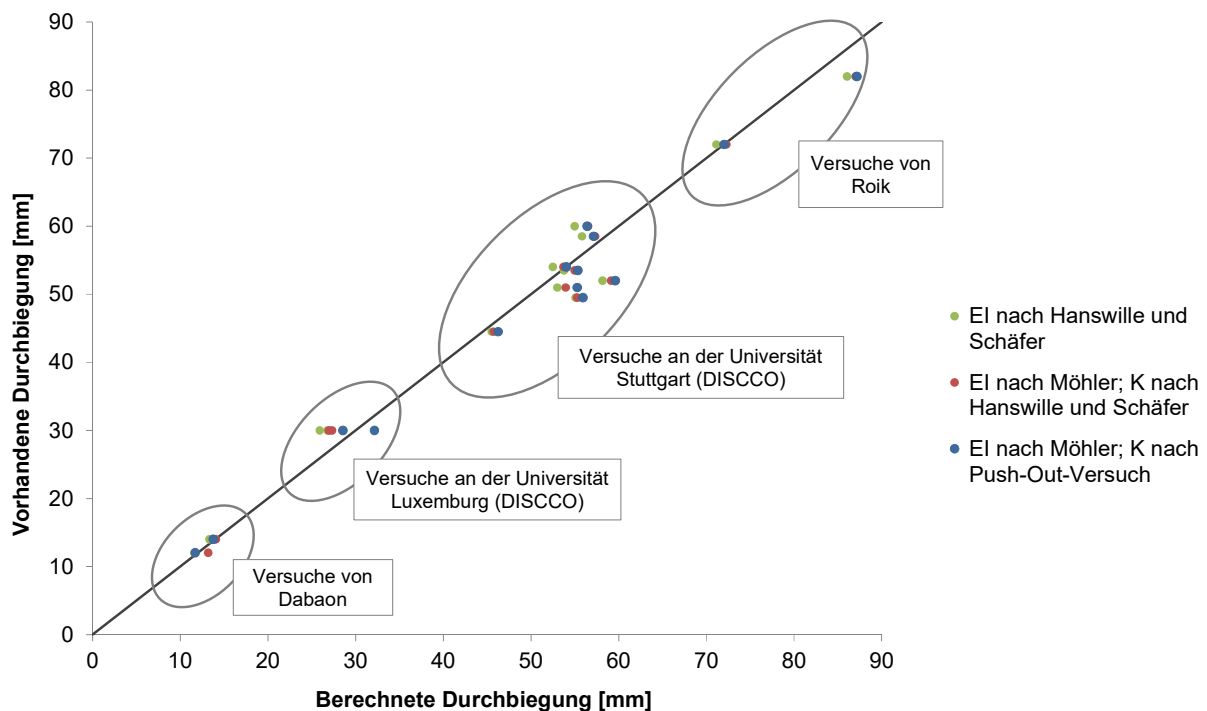


Abb. 7-13: Ergebnisse der Berechnungen der Durchbiegungen nach Johnson und May

7.1.6 Verformungsberechnung nach Amadio / Friacomo / Macorini [4]

7.1.6.1 Allgemeines

Amadio, Friacomo und Macorini [4] führten eine versuchsbasierte Parameteruntersuchung durch. Ziel der Studie war es, den Ansatz von Johnson und May [66] zur Durchbiegungsberechnung nochmals zu verbessern.

Hierfür wurden Einfeld- und Mehrfeldträger sowie Träger, die mit und ohne Eigengewichtsverbund hergestellt wurden, untersucht. Die Verdübelungsgrade η lagen zwischen 0,5 und 1. Die Träger wurden mit einer Gleichstreckenlast belastet.

Die von Johnson und May vorgeschlagene Berechnungsregel vernachlässigt auftretenden Schlupf in der Verbundfuge bei einem Verdübelungsgrad nahe 1,0. Die nach der Methode von Johnson und May berechneten Durchbiegungen sind daher bei höheren Verdübelungsgraden kleiner als die experimentell ermittelten Durchbiegungen. Untersuchungen von Amadio et al. [4] korrigieren diese vereinfachte Annahme.

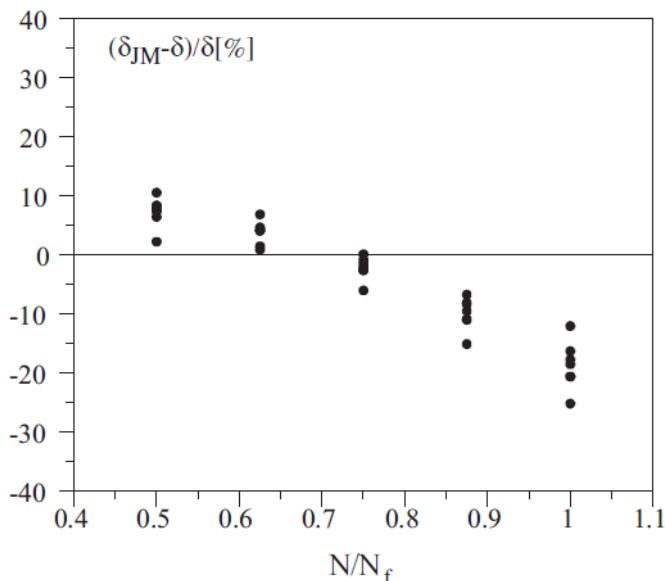


Abb. 7-14: Feld-Durchbiegungen eines Durchlaufträgers in Abhängigkeit des Verdübelungsgrades, nach Amadio et al. [4]

Amadio et al. [4] modifizierten den Ansatz von Johnson und May, vgl. Gleichung (7.25), indem ein zusätzlicher Faktor μ_1 zur Berücksichtigung der Nachgiebigkeit eingeführt wird. Zusätzlich wird der bereits vorhandene Faktor α zur Berücksichtigung des Herstellungsverfahrens mit neuen Werten belegt.

$$\delta_p = \delta_f + \alpha(\delta_s - \delta_f) \left(1 - \mu_1 \frac{N}{N_f}\right) \quad (7.25)$$

Mit

$\frac{N}{N_f} = \eta \geq 0,5$	Verdübelungsgrad
δ_p :	Durchbiegung des teilweise verdübelten Verbundträgers
δ_f :	Durchbiegung des vollständig verdübelten Verbundträgers
δ_s :	Durchbiegung des Stahlträgers
α :	Faktor zur Berücksichtigung des Herstellungsverfahrens
μ_1 :	Faktor zur Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Verbundfuge

Analog zum Verfahren von Johnson und May [66] liegt der Anwendungsbereich der von Amadio et al. [4] entwickelten Berechnungsregel bei Trägern mit Verdübelungsgraden $\eta \geq 0,50$. Anhand der in Kapitel 7.1.2 beschriebenen Versuche wird die Anwendbarkeit des Verfahrens bei Verbundträgern mit Verdübelungsgraden $\eta < 50\%$ untersucht. Es werden nachfolgend verschiedene Ansätze zur Berechnung der Biegesteifigkeit untersucht. Amadio et al. [4] schlagen eine von Möhler [85] entwickelte Formel zur Berechnung der Biegesteifigkeit von schubweich gekoppelten Verbundträgern vor, vgl. Kapitel 7.1.3.4. Zusätzlich werden die Durchbiegungen ebenfalls mit der nach Hanswille und Schäfer [54] berechneten Steifigkeit für starre Verdübelung, vgl. Kapitel 7.1.3.3 bestimmt.

Tab. 7-12: Koeffizienten zur Durchbiegungsberechnung nach Amadio et al. [4]

Koeffizient	Einfeldträger				Durchlaufträger			
	Mit Eigengewichtsverbund		Ohne Eigengewichtsverbund		Mit Eigengewichtsverbund		Ohne Eigengewichtsverbund	
	Kurz	Lang	Kurz	Lang	Kurz	Lang	Kurz	Lang
α_1	0,5	0,5	0,3	0,3	0,5	0,5	0,3	0,6
μ_1	0,75	0,75	0,75	0,2	0,66	0,33	1,00	0,15

7.1.6.2 Ansatz mit Steifigkeiten nach Hanswille und Schäfer [54]

In Tab. 7-13 sind die Ergebnisse der Verformungsberechnungen mit der Steifigkeit nach Hanswille und Schäfer tabellarisch dargestellt. Abb. 7-15 gibt eine grafische Übersicht der Berechnungsergebnisse.

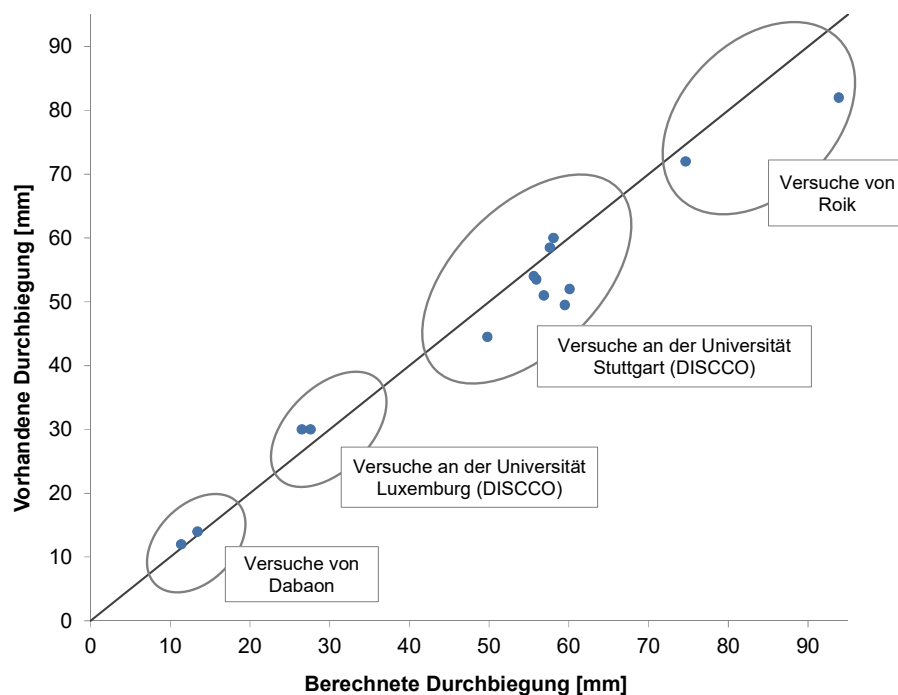


Abb. 7-15: Ergebnisse der Berechnungen der Durchbiegungen nach Amadio et al. [4] mit der Steifigkeit nach Hanswille und Schäfer, vgl. Kapitel 7.1.3.3

Tab. 7-13: Ergebnisse der Durchbiegungsberechnung nach Amadio et al. [4] mit der Biegesteifigkeit nach Hanswille und Schäfer [54]

Versuch	$P_{\max,static}$ [kN]	I_{io} [cm ⁴]	α	δ_c [mm]	δ_s [mm]	δ_p [mm]	δ_{vorh} [mm]	δ_{vorh}/δ_p
2-01	373,4	32174,59	0,5	25,7	99,0	55,9	53,5	0,957
2-02	377,4	32174,59	0,5	26,0	100,0	57,6	58,5	1,015
2-03	374,3	32174,59	0,5	25,8	99,2	49,8	44,5	0,894
2-04	435,1	32174,59	0,5	30,0	115,3	59,5	49,5	0,832
2-05	388,9	32174,59	0,5	26,8	103,1	55,6	54	0,971
2-06	403,3	32174,59	0,5	27,8	106,9	58,1	60	1,033
2-07	410,9	32582,85	0,5	27,9	108,9	56,9	51	0,897
2-08	395,4	32582,85	0,5	26,9	104,8	60,1	52	0,865
2-09	180	53037,64	0,5	13,3	43,3	26,5	30	1,132
2-10	190	53037,64	0,5	14,0	45,7	27,6	30	1,088
B1	775	35162,46	0,5	5,5	23,2	14,1	12	1,057
B2	746	35841,76	0,5	5,9	25,3	15,4	13	1,044
T1	198,9	31016,66	0,3	36,9	197,7	74,6	72	0,965
T2	274	31013,66	0,3	50,8	272,3	96,9	82	0,874
							Mittelwert	0,931
							Standardabweichung	0,095
							Variationskoeffizient	0,102
							Mittelwert	0,942
Versuche 2-01 bis 2-10							Standardabweichung	0,084
							Variationskoeffizient	0,089
							Mittelwert	0,933
Versuche 2-01 bis 2-08							Standardabweichung	0,057
							Variationskoeffizient	0,061

7.1.6.3 Ansatz mit Steifigkeiten nach Möhler [85]

Unter Ansatz der Biegesteifigkeit nach Möhler ergeben sich die in Tab. 7-14 dargestellten Ergebnisse für die Verformungen der Träger. Abb. 7-16 und Abb. 7-17 fassen die Ergebnisse grafisch zusammen.

Tab. 7-14: Ergebnisse der Durchbiegungsberechnung nach Amadio et al. [4] mit der Biegesteifigkeit nach Möhler [85]

Ver-such	K nach Hanswille und Schäfer						K nach Push-Out-Versuch			
	α	δ_s [mm]	$[EI]_{\text{eff}}$ [Nmm ²]*10 ¹³	δ_c [mm]	δ_p [mm]	$\delta_{\text{vorh}}/\delta_p$	$[EI]_{\text{eff}}$ [Nmm ²]*10 ¹³	δ_c [mm]	δ_p [mm]	$\delta_{\text{vorh}}/\delta_p$
2-01	0,5	99,0	6,285	27,6	57,0	0,938	6,144	28,3	57,4	0,932
2-02	0,5	100,0	6,158	28,5	59,1	0,99	6,229	28,2	58,9	0,994
2-03	0,5	99,2	6,687	26	50,0	0,891	6,504	26,8	50,4	0,882
2-04	0,5	115,3	6,696	30,2	59,7	0,83	6,504	31,1	60,2	0,822
2-05	0,5	103,1	6,327	28,6	56,7	0,952	6,215	29,1	57,1	0,946
2-06	0,5	106,9	6,228	30,1	59,5	1,008	6,265	30,0	59,4	1,010
2-07	0,5	108,9	6,521	29,3	57,7	0,883	6,117	31,3	59,0	0,865
2-08	0,5	104,8	6,460	28,5	61,0	0,852	6,282	29,3	61,5	0,846
2-09	0,5	43,3	9,800	15,1	27,5	1,090	6,160	24,0	32,5	0,922
2-10	0,5	45,7	10,54	14,8	28	1,070	9,234	16,9	29,2	1,026
B1	0,5	23,2	5,127	7,9	13,8	0,871	7,169	5,7	12,4	0,969
B2	0,5	25,3	6,291	7,1	14,6	0,961	6,727	6,6	14,3	0,979
T1	0,3	197,7	6,267	38,4	75,8	0,950	6,322	38,0	75,5	0,954
T2	0,3	272,3	6,367	52	94,8	0,865	6,346	52,2	94,9	0,864
			Mittelwert			0,917				0,910
Alle Versuche			Standardabweichung			0,084				0,070
			Variationskoeffizient			0,092				0,077
			Mittelwert			0,927				0,915
Versuche 2-01 bis 2-10			Standardabweichung			0,078				0,064
			Variationskoeffizient			0,084				0,070
			Mittelwert			0,918				0,912
Versuche 2-01 bis 2-08			Standardabweichung			0,051				0,055
			Variationskoeffizient			0,056				0,060

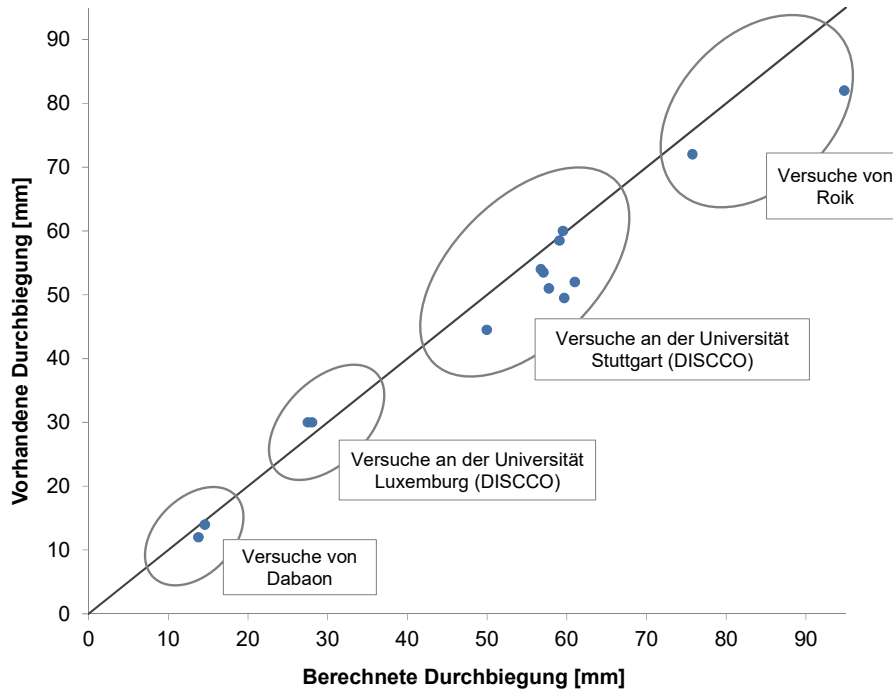


Abb. 7-16: Ergebnisse der Berechnungen der Durchbiegungen nach Amadio et al. [4] mit der Steifigkeit nach Möhler [85] (K nach Hanswille und Schäfer, vgl. Kapitel 7.1.3.3)

7.1.6.4 Zusammenfassung

Abb. 7-18 veranschaulicht die Ergebnisse der Berechnungen nach Amadio et al. [4]. Für die untersuchten Varianten zur Bestimmung der Biegesteifigkeit ergeben sich Mittelwerte zwischen 0,91 und 0,931, d.h. die berechneten Durchbiegungen sind im Mittel geringfügig größer als die vorhandenen Verformungen der Träger. Damit liegen die errechneten Werte tendenziell leicht auf der sicheren Seite. Die beste Übereinstimmung kann unter Ansatz der Steifigkeit nach Hanswille und Schäfer [54] erzielt werden.

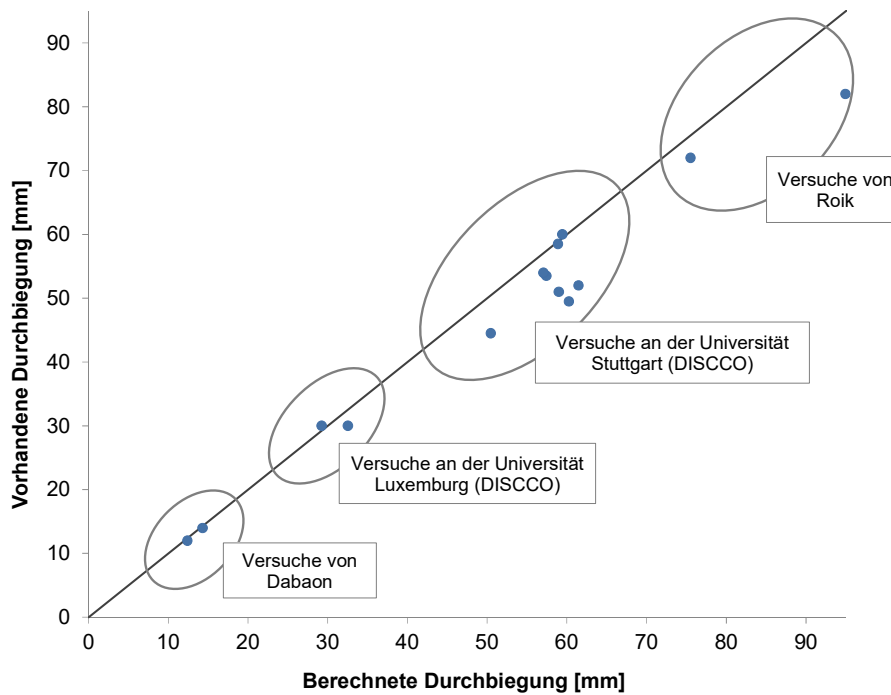


Abb. 7-17: Ergebnisse der Berechnungen der Durchbiegungen nach Amadio et al. [4] mit der Steifigkeit nach Möhler [85] (K nach Push-Out-Versuch)

Der Variationskoeffizient liegt bei den unterschiedlichen Ansätzen zwischen 0,077 und 0,102. Demzufolge ergeben sich geringe Streuungen um den Mittelwert. Die Streuung ist bei einer Berechnung mit der Steifigkeit nach Möhler und einer experimentell ermittelten Federsteifigkeit am geringsten.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass sich mit dem Ansatz nach Amadio et al. gegenüber dem ursprünglichen Ansatz von Johnson und May für die untersuchten niedrig verdübelten Verbundträger durch das modifizierte Verfahren keine Verbesserung ergibt. Im Gegenteil zeigen die Ergebnisse sogar eine geringfügige Verschlechterung der Übereinstimmung zwischen Experiment und Berechnung. Es ist allerdings anzumerken, dass diese „Verschlechterung“ auf der sicheren Seite liegt, da die errechneten Durchbiegungen die gemessenen Werte übersteigen.

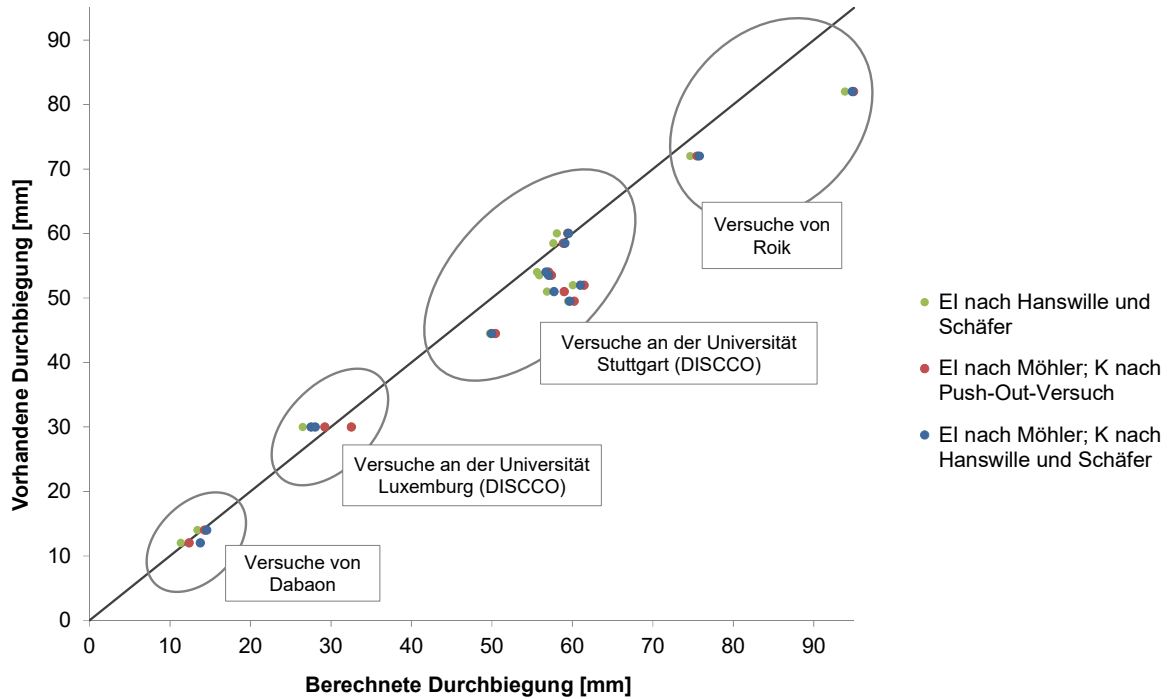


Abb. 7-18: Ergebnisse der Berechnungen der Durchbiegungen nach Amadio et al. [4]

7.1.7 Ansatz nach AISC Standard 360 [5]

Die US-amerikanische Stahl- und Verbundbaunorm ANSI/AISC 360 [5] gibt eine Formel zur Berechnung des Flächenträgheitsmoments an, die die Nachgiebigkeit der Verbundfuge berücksichtigt. Diese Formel ist für Verdübelungsgrade $\eta \geq 0,25$ gültig, um übermäßigen Schlupf und einen erheblichen Steifigkeitsverlust des Trägers zu vermeiden.

Das effektive Flächenträgheitsmoment eines teilweise verdübelten Verbundträgers lässt sich gemäß nachfolgender Formel bestimmen:

$$I_{eff} = I_s + \sqrt{\frac{N}{N_f}} * (I_f - I_s) \quad (7.26)$$

Mit

$$\frac{N}{N_f} = \eta \geq 0,25 \quad \text{Verdübelungsgrad}$$

I_s : Flächenträgheitsmoment des Stahlträgers

I_f : Flächenträgheitsmoment des vollständig verdübelten Verbundträgers

Versuche zeigten, dass das effektive Flächenträgheitsmoment I_{eff} experimentell zwischen 15% und 30% niedriger bestimmt wird als der rechnerisch vorhergesagte Wert. Somit ist gemäß ANSI/AISC 360 [5] statt I_{eff} der Wert $I_{\text{eff}}^* = 0,75 I_{\text{eff}}$ zu verwenden. Zur Ermittlung der Biegesteifigkeit des Verbundträgers ist I_{eff}^* mit dem E-Modul des Stahls zu multiplizieren.

Die Ergebnisse der Berechnungen sind in Tab. 7-15 dargestellt.

Tab. 7-15: Ergebnisse der Durchbiegungsberechnung nach ANSI/AISC 360

Versuch	$F_{\text{max,static}}$ [kN]	I_{eff} [cm ⁴]	$I_{\text{eff}}^* = 0,75 I_{\text{eff}}$ [cm ⁴]	δ [mm]	δ_{vorh} [mm]	$\delta_{\text{vorh}}/\delta_{\text{p}}$
2-01	373,4	19879,96	14909,97	55,49	53,5	0,964
2-02	377,4	18849,24	14136,93	59,15	58,5	0,989
2-03	374,3	24546,91	18410,19	45,05	44,5	0,988
2-04	435,1	23627,36	17720,52	54,40	49,5	0,910
2-05	388,9	21957,28	16467,96	52,33	54	1,032
2-06	403,3	21662,11	16246,58	55,00	60	1,091
2-07	410,9	23311,60	17483,70	52,07	51	0,979
2-08	395,4	19111,24	14333,43	61,12	52	0,851
2-09	180	31022,94	23267,21	30,31	30	0,990
2-10	190	32464,46	24348,35	30,57	30	0,981
B1	775	23258,89	17444,17	11,1	12	1,081
B2	846	21625,46	16219,10	13,03	14	1,074
T1	198,9	19374,97	14531,23	78,77	72	0,914
T2	274	23084,53	17313,40	91,07	82	0,900
Mittelwert						0,949
Standardabweichung						0,074
Variationskoeffizient						0,078
Mittelwert						0,972
Standardabweichung						0,056
Variationskoeffizient						0,058
Mittelwert						0,971
Standardabweichung						0,055
Variationskoeffizient						0,057

Abb. 7-19 stellt die Ergebnisse der Verformungsberechnungen nach ANSI/AISC 360 grafisch dar. Der Mittelwert beträgt 0,949 für alle Versuche. Folglich sind die berechneten Durchbiegungen im Mittel leicht größer als die im Versuch unter maximaler Last ermittelten Verformungen.

Der Variationskoeffizient ist mit einem Wert von 0,078 sehr gering, sodass sich eine sehr geringe Streuung der Werte um den Mittelwert ergibt.

Infolgedessen liefert der Berechnungsansatz nach der US-amerikanischen Norm gute Ergebnisse, sodass sich die tatsächlichen Verformungen der Träger gut voraussagen lassen.

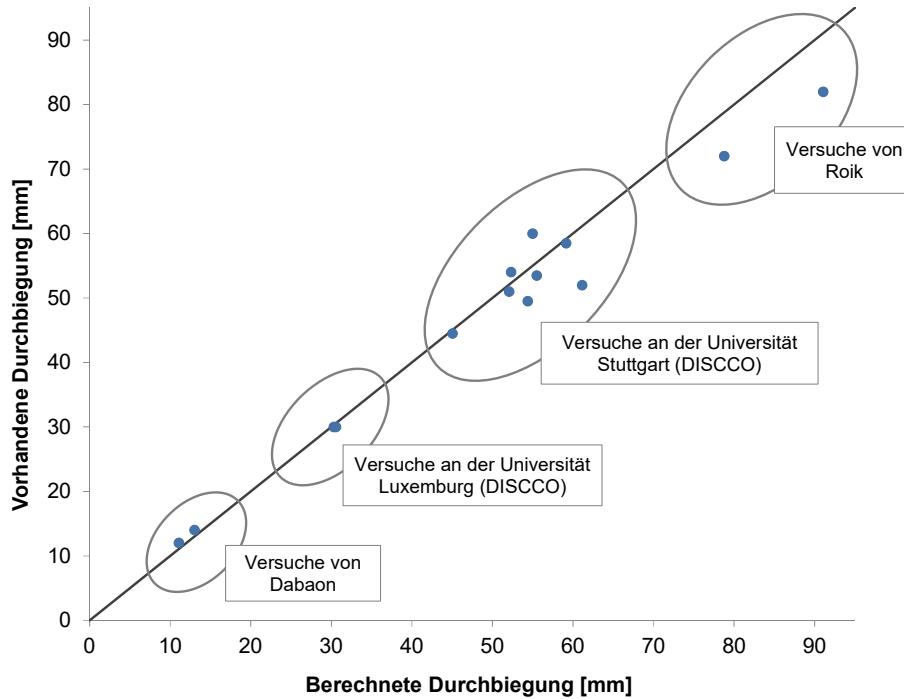


Abb. 7-19: Ergebnisse der Berechnungen der Durchbiegungen nach ANSI/AISC 360

7.1.8 Diskussion und Vergleich der Ergebnisse

7.1.8.1 Vergleich der Berechnungsansätze

Tab. 7-16 bis Tab. 7-18 fassen die Ergebnisse der statistischen Auswertung für jeden Berechnungsansatz zusammen. Im Rahmen dieser Arbeit wird – analog zu vergleichbaren Auswertungen – ein Ansatz als „gut“ eingestuft, wenn der Mittelwert zwischen 0,85 und 1,15 liegt und der Variationskoeffizient kleiner als 0,1 ist.

Tab. 7-16: Zusammenfassung der Ergebnisse der statistischen Auswertung für alle Versuche

Berechnungsansatz	Ansatz der Biegesteifigkeit	Ansatz der Federsteifigkeit	Mittelwert	Variationskoeffizient
Girhammar und Gopu [48]	-	Hanswille und Schäfer [54]	1,133	0,142
		Push-Out-Versuche	1,060	0,174
Fries und Dabaon [15; 46]	-	Hanswille und Schäfer [54]	1,133	0,142
		Push-Out-Versuche	1,060	0,174
Johnson und May [66]	Hansw. / Sch. [54]	-	0,989	0,077
	Möhler [85]	Hanswille und Schäfer [54]	0,972	0,072
		Push-Out-Versuche	0,964	0,061
Amadio et al. [4]	Hansw. / Sch. [54]	-	0,931	0,102
	Möhler [85]	Hanswille und Schäfer [54]	0,917	0,092
		Push-Out-Versuche	0,910	0,077
ANSI/AISC 360 [5]	-	-	0,949	0,078

Tab. 7-17: Zusammenfassung der Ergebnisse der statistischen Auswertung, Versuche 2-01 bis 2-10

Berechnungsansatz	Ansatz der Biegesteifigkeit	Ansatz der Federsteifigkeit	Mittelwert	Variationskoeffizient
Girhammar und Gopu [48]	-	Hanswille und Schäfer [54]	1,047	0,043
		Push-Out-Versuche	0,967	0,065
Fries und Dabaon [15; 46]	-	Hanswille und Schäfer [54]	1,047	0,043
		Push-Out-Versuche	0,967	0,065
Johnson und May [66]	Hansw. / Sch. [54]	-	0,994	0,073
	Möhler [85]	Hanswille und Schäfer [54]	0,976	0,067
		Push-Out-Versuche	0,962	0,057
Amadio et al. [4]	Hansw. / Sch. [54]	-	0,942	0,089
	Möhler [85]	Hanswille und Schäfer [54]	0,927	0,084
		Push-Out-Versuche	0,915	0,070
ANSI/AISC 360 [5]	-	-	0,972	0,058

Tab. 7-18: Zusammenfassung der Ergebnisse der statistischen Auswertung, Versuche 2-01 bis 2-08

Berechnungsansatz	Ansatz der Biegesteifigkeit	Ansatz der Federsteifigkeit	Mittelwert	Variationskoeffizient
Girhammar und Gopu [48]	-	Hanswille und Schäfer [54]	1,043	0,039
		Push-Out-Versuche	0,963	0,061
Fries und Dabaon [15; 46]	-	Hanswille und Schäfer [54]	1,043	0,039
		Push-Out-Versuche	0,963	0,061
Johnson und May [66]	Hansw. / Sch. [54]	-	0,986	0,053
	Möhler [85]	Hanswille und Schäfer [54]	0,968	0,047
		Push-Out-Versuche	0,961	0,051
Amadio et al. [4]	Hansw. / Sch. [54]	-	0,933	0,061
	Möhler [85]	Hanswille und Schäfer [54]	0,918	0,056
		Push-Out-Versuche	0,912	0,060
ANSI/AISC 360 [5]	-	-	0,971	0,057

Das Kriterium der Mittelwertabweichung erfüllen alle Ansätze, jedoch weisen die analytischen Ansätze nach Girhammar und Gopu [48] bzw. Fries und Dabaon [15; 46] eine sehr hohe Streuung der Werte auf, da diese mit 0,142 bzw. 0,174 weit über 0,1 liegen. Dies lässt sich ebenfalls in Abbildung 7.6 erkennen. Zudem liegt der Mittelwert mit 1,06 bzw. 1,133 für die Verfahren nach Girhammar und Gopu [48] bzw. Fries und Dabaon [15; 46] über 1,0 und liegen somit auf der unsicheren Seite, da sich in der Realität größere Durchbiegungen ergeben als die berechneten. Außerdem werden Träger mit geringer Einbindetiefe der Kopfbolzen in den oberhalb der Profilblech-Sicken durchlaufenden Betongurt (vgl. Roik [108]) nicht korrekt erfasst.

Die Mittelwerte für die auf Experimenten beruhenden Ansätze nach Johnson und May [66], Amadio et al. [4] sowie nach der amerikanischen Norm ANSI/AISC 360 [5] sind kleiner 1,0. Daher liegen diese Verfahren tendenziell auf der sicheren Seite. Die Versuchsträger verformten sich im Versuch weniger stark, als es der jeweilige Ansatz voraussagte. Diese drei Ansätze weisen zudem eine sehr geringe Streuung auf.

Ziel von Amadio et al. [4] war die Verbesserung der von Johnson und May [66] vorgeschlagenen Berechnungsformel für hohe Verdübelungsgrade. Es zeigt sich jedoch, dass für niedrige Verdübelungsgrade die Durchbiegungen nach Amadio et al. um ca. 8% überschätzt werden.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass sich für die im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Verbundträger 2-01 bis 2-08 mit Verdübelungsgraden im Bereich zwischen 16% und 38% (vgl. Tab. 5-6) der Ansatz nach Johnson und May in Kombination mit dem Ansatz der Biegesteifigkeit nach Hanswille und Schäfer am besten eignet, um die experimentell ermittelten Verformungen rechnerisch nachzuvollziehen.

7.1.8.2 Vergleich der Last-Verformungskurven

Abb. 7-20 bis Abb. 7-23 stellen exemplarisch die Last-Verformungskurven des Versuchsträgers 2-01 für alle untersuchten Berechnungsansätze dar. Für unterschiedlich hohe Lasten werden die Verformungen nach dem jeweiligen Ansatz berechnet und mit den tatsächlich auftretenden Verformungen verglichen.

Die Ansätze nach Johnson und May [66], Amadio et al. [4] und ANSI/AISC 360 [5] gehen von einer linearen Beziehung zwischen Last und Durchbiegung aus. Die Verformung unter Maximallast wird hierbei von allen Verfahren gut abgeschätzt – der tatsächliche Zusammenhang zwischen Last und Verformung kann auf diese Weise nicht nachvollzogen werden. Diese Ansätze nehmen eine lineare Beziehung zwischen Verdübelungsgrad und Verformung an. Die Federsteifigkeit der Verbundfuge fließt nicht direkt in die Bestimmung der Durchbiegung ein, da diese nur vom Verdübelungsgrad abhängt. Die Federsteifigkeit der Verbundfuge wird jedoch nicht nur vom Verdübelungsgrad beeinflusst, sondern ebenfalls von der aufgebrachten Last. Da die experimentellen Ansätze nicht von der Federsteifigkeit der Verbundfuge abhängen, können keine realistischen Aussagen für die Verformungen im Bereich zwischen Versuchsbeginn und der Maximallast getroffen werden. Insbesondere kann aus der Steigung der direkten Verbindungsgeraden zwischen dem Koordinatenursprung und der Trägerverformung unter Maximallast nicht auf die im Versuch gemessene elastische Anfangssteifigkeit geschlossen werden, vgl. rot und grün eingefärbte Geraden in Abb. 7-20 bis Abb. 7-23.

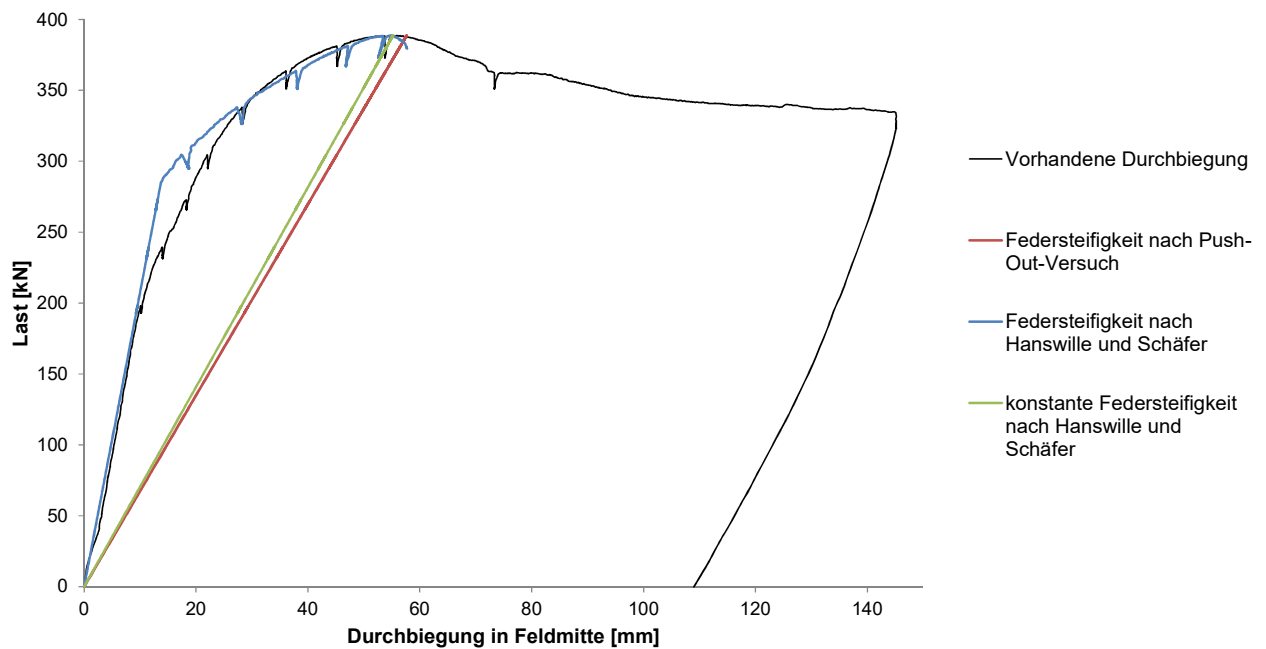


Abb. 7-20: Last-Verformungs-Kurve für den Versuch 2-01 (Girhammar und Gopu; Fries und Dabaon)

Anhand der analytischen Ansätze lässt sich erkennen, dass sich für eine konstante Federsteifigkeit (rote und grüne Kurve) lediglich eine lineare Beziehung zwischen Last und Durchbiegung in Feldmitte einstellt. Wird ein iteratives Verfahren zur Bestimmung der Federsteifigkeit in Abhängigkeit von der tatsächlich aufgebrauchten Last benutzt – wie mit dem Verfahren nach Hanswille und Schäfer [54] möglich (blaue Kurve) – kann der tatsächliche Verlauf der Kurve bis zum Erreichen der Maximallast modelliert werden, da für jede einzelne (frei wählbare) Laststufe eine neue Biegesteifigkeit des Trägers ermittelt wird und somit die Durchbiegungen für diese momentane Steifigkeit berechnet werden kann. Hiermit kann auch die elastische Anfangssteifigkeit des Trägers sehr gut angenähert werden.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass alle Ansätze die Durchbiegung unter Maximallast sehr gut abschätzen – die exakte Beschreibung des nichtlinearen Zusammenhangs zwischen Last und Verformung lässt sich jedoch nur durch eine iterative Bestimmung der Federsteifigkeit und der Berücksichtigung eines nichtlinearen Zusammenhangs zwischen Last und Verdübelungsgrad modellieren.

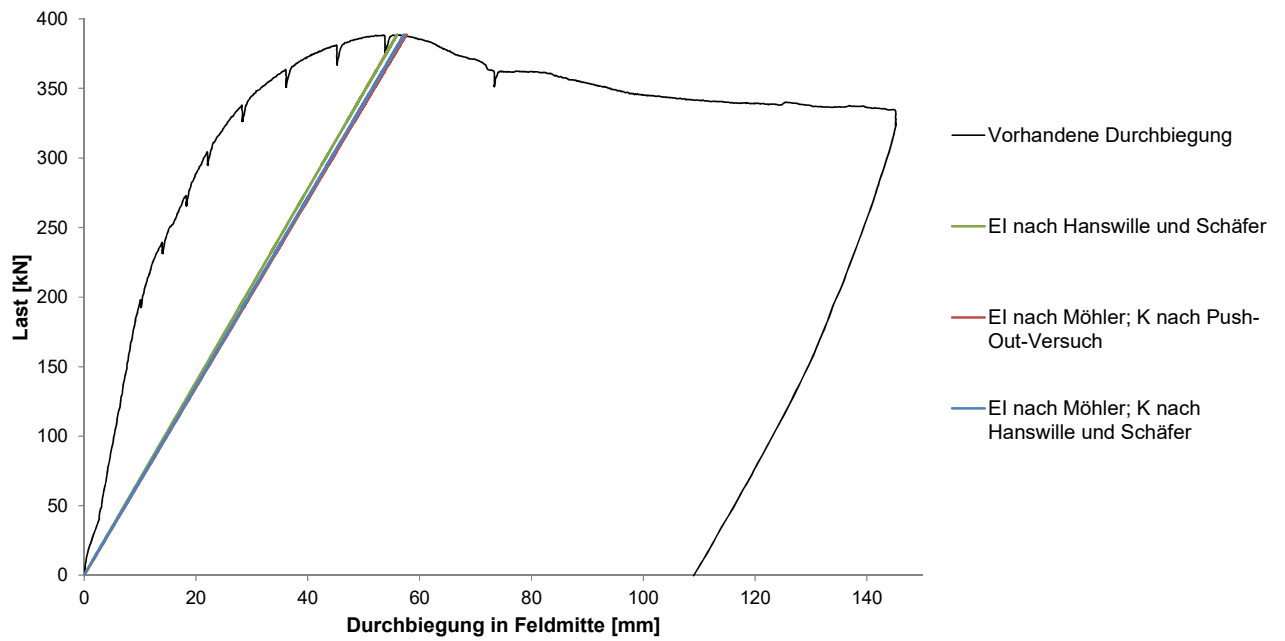


Abb. 7-21: Last-Verformungs-Kurve für den Versuch 2-01 (Johnson und May)

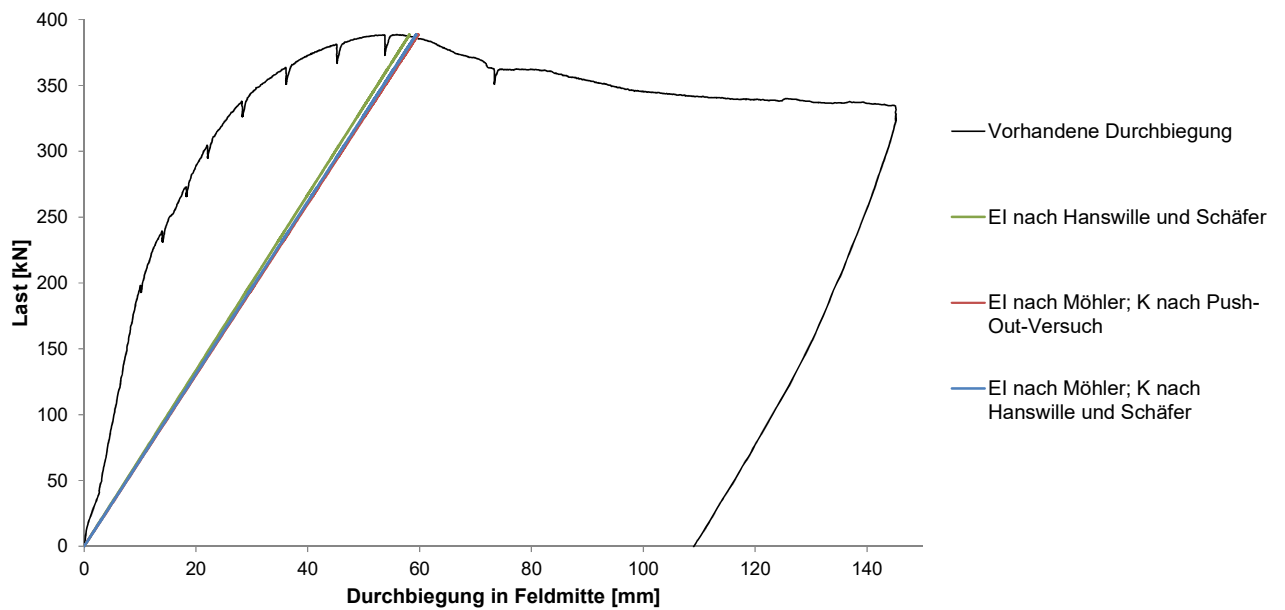


Abb. 7-22: Last-Verformungs-Kurve für den Versuch 2-01 (Amadio et al.)

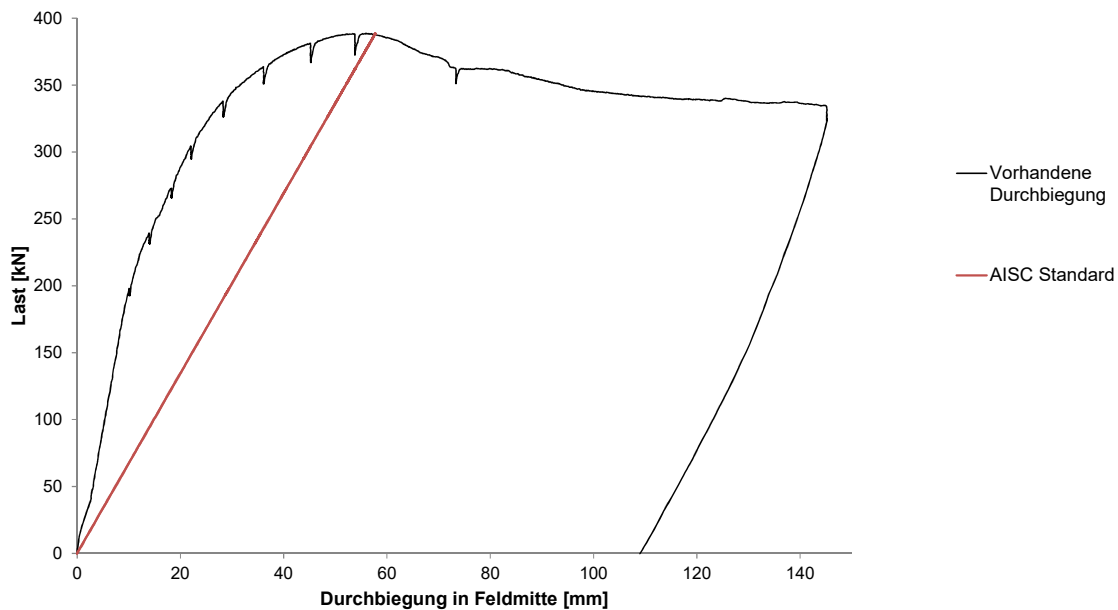


Abb. 7-23: Last-Verformungs-Kurve für den Versuch 2-01 (ANSI/AISC 360)

7.2 Vergleich der in Trägerversuchen ermittelten Werte für den Schlupf

7.2.1 Allgemeines

Dieses Kapitel untersucht anhand der Trägerversuche des DISCCO-Projekts [2; 69], ob der auftretende Endschlupf niedrig verdübelter Verbundträger mit bereits bestehenden Ansätzen berechnet und sicher prognostiziert werden kann. Der Endschlupf ist bei den untersuchten Einfeldträgern der größte über die Trägerlänge auftretende Schlupfwert. Es werden nachfolgend Berechnungsansätze untersucht und aufbereitet, vgl. auch Bachelorarbeit von Scholz [114], die entweder den vollständigen Schlupfverlauf über die Trägerlänge beschreiben oder direkt den Wert des Endschlupfs bestimmen.

DIN EN 1994-1-1 [35] gibt keine Möglichkeit an, den auftretenden Endschlupf direkt zu bestimmen. Lediglich über die Definition des Mindestverdübelungsgrades wird der in den Verbundträgern auftretende maximale Schlupf indirekt begrenzt, vgl. Kapitel 2.2.

7.2.2 Ansätze für den Schlupfverlauf über die Trägerlänge

7.2.2.1 Ansatz nach Newmark et al. [90]

Newmark et al. [90] behandelten bereits 1951 das Problem des unvollständigen Verbunds. Hierfür wurde anhand 6 Versuchsreihen ein Modell abgeleitet. Die Versuchsergebnisse zei-

gen, dass sowohl die Anordnung als auch die Steifigkeit der Verbundmittel den Schlupf beeinflussen. Obwohl die Verdübelungsgrade der Trägerversuche zwischen 94,1% und 95,5 % lagen – und damit sehr nahe am vollständigen Verbund –, zeigten sich Auswirkungen der unvollständigen Verdübelung und bestätigten damit die These des unvollständigen Verbundes. Die Theorie trifft folgende Annahmen, vgl. Abb. 7-24:

- Die Schubverbindung zwischen der Betonplatte und dem Stahlträger ist kontinuierlich.
- Der Schlupf ist proportional zur eingeleiteten Last.
- Die Dehnungsverteilung ist über die komplette Höhe des Betongurts und des Stahlträgers linear.
- Die Krümmungen des Stahlträgers und der Betonplatte stimmen an jedem Punkt überein.

Aus der zweiten Annahme leitet sich die Grundgleichung der Theorie nach Newmark et al. ab:

$$\gamma = \frac{Q}{k} = \frac{q \cdot s}{k} \quad (7.27)$$

Hierbei ist q die horizontale Schubkraft in der Verbundfuge pro Längeneinheit, s der Abstand der Verbundmittel und k die Steifigkeit eines Verbundmittels. Über Gleichgewichtsbetrachtungen leiten Newmark et al. die horizontale Schubkraft für eine Einzellast P in Feldmitte her:

$$q = \frac{\overline{EA}_Z}{\overline{EI}} \cdot P \cdot \left(\left(1 - \frac{u}{L}\right) - \frac{\sinh \left[\frac{\pi}{\sqrt{C}} \cdot \left(1 - \frac{u}{L}\right) \right]}{\sinh \frac{\pi}{\sqrt{C}}} \right) \cdot \cosh \left(\frac{\pi}{\sqrt{C}} \cdot \frac{x}{L} \right) \quad (7.28)$$

Mit

$$\overline{EI} = \sum EI + \overline{EA}z^2$$

$$\frac{1}{\overline{EA}} = \frac{1}{(EA)_s} + \frac{1}{(EA)_b} \quad \text{Index „b“ = Beam (Stahlträger), Index „s“ = Slab (Betongurt)}$$

$$C = \frac{\pi \cdot \overline{EA} \cdot \sum EI}{\frac{k}{s} \cdot L^2 \cdot \overline{EI}}$$

Die Federsteifigkeit k eines Verbundmittels kann beispielsweise über Push-out Versuche oder die in Kapitel 7.1.3 beschriebenen analytischen Verfahren ermittelt werden.

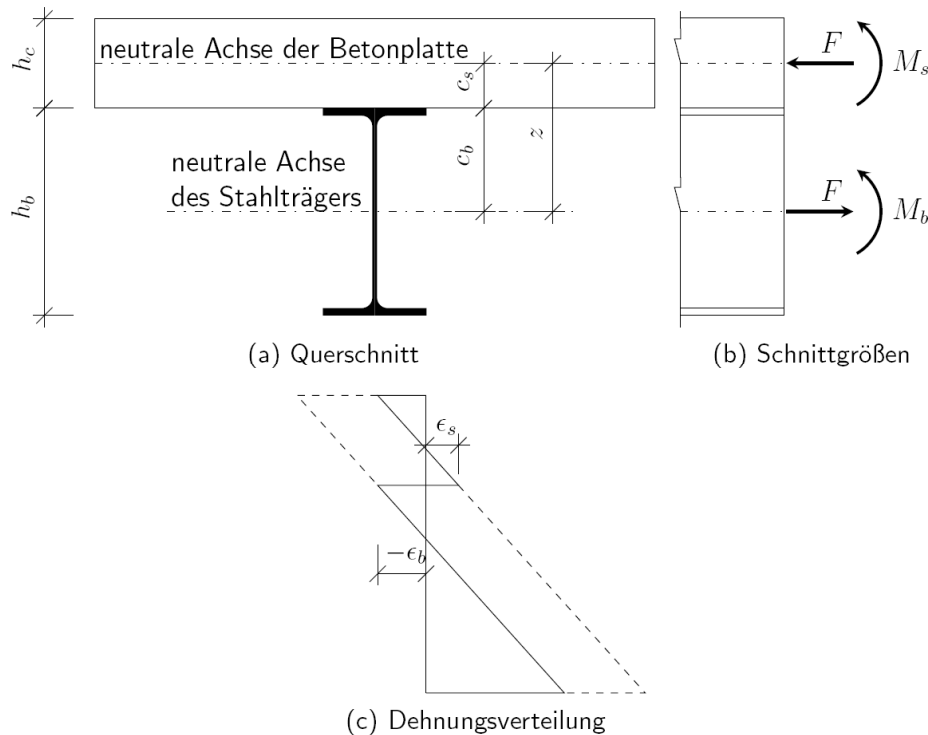


Abb. 7-24: Schlupfberechnung nach Newmark et al. [90]

7.2.2.2 Ansatz nach Möhler [85]

Möhler [85] trifft die Annahme, dass sich die Verschiebung durch den nachgiebigen Verbund zwischen Betonplatte und Stahlträger aus den Verformungen des Dübels, dessen Stirnfläche und des umgebenden Betons zusammensetzt. Für die Berechnung von Biegeträgern mit nachgiebig verbundenen Einzelteilen nimmt Möhler [85] eine kontinuierliche Verbindung zwischen den Einzelteilen an. Der Schlupf δ besteht nach Abb. 7-25 aus zwei Anteilen. δ_1 kennzeichnet hierbei den Anteil, der aus der vertikalen Durchbiegung des Trägers der Länge l entsteht, während δ_2 den Schlupf aus den resultierenden Faserdehnungen der Normalspannungen beschreibt. Es gilt also:

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 \quad (7.29)$$

Für eine Einzellast P_e in Feldmitte (Gleichung (7.30)) sowie eine Gleichstreckenlast q (Gleichung (7.31)) lässt sich der Schlupfverlauf damit beschreiben zu

$$\delta(x) = \frac{P_e}{2\omega^2 EI_V} \left(1 - \frac{\cosh\left(\frac{\omega}{\beta} x\right)}{\cosh\left(\frac{\omega l}{2\beta}\right)} \right) \quad (7.30)$$

bzw.

$$\delta(x) = \frac{qle}{2\omega^2 EI_V} \left(1 - 2\frac{x}{l} - \frac{2\beta}{\omega l} \cdot \frac{\sinh\left(\frac{\omega}{\beta}\left(\frac{l}{2} - x\right)\right)}{\cosh\left(\frac{\omega l}{2\beta}\right)} \right) \quad (7.31)$$

Diese Gleichung beinhaltet die Abkürzungen

$$\omega^2 = \frac{\bar{C}b \left(1 + \frac{F_1}{nF_2}\right)}{E_1 F_1}$$

$$I_V = I' + \frac{F_1 e^2}{1 + \frac{F_1}{nF_2}}$$

$$\bar{C} = \frac{C_V}{t \cdot b}$$

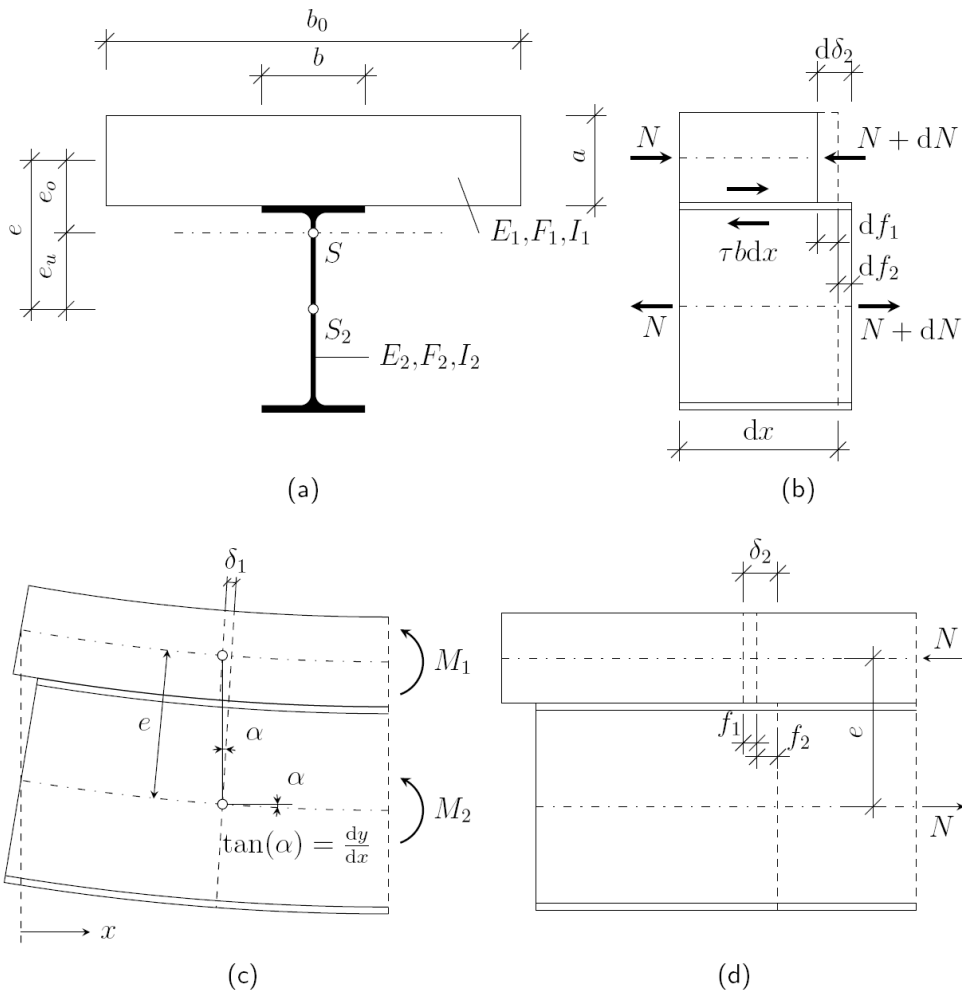


Abb. 7-25: Schlupfberechnung nach Möhler [85]

Die Konstante I_V stellt die Steifigkeit des Verbundträgers bei starrem Verbund dar. Über die Reduktionszahl $n = E_2/E_1$ wird die Steifigkeit des Betons in die Steifigkeit des Stahls umgerechnet. Der Verschiebungswiderstand \bar{c} setzt sich aus der Nachgiebigkeitszahl (Federsteifigkeit) eines einzelnen Verbundmittels C_V und dem Abstand der Verbundmittel t zusammen.

7.2.2.3 Ansatz nach Johnson / Molenstra [67]

Johnson und Molenstra [67] bilden mit ihrem Ansatz zur Schlupfberechnung die Basis für die nachfolgend beschriebenen Ansätze von Dabaon [15], Nie und Cai [91] sowie Hanswille und Schäfer [54]. Hierbei wird von einer identischen Verdrehung des Betongurtes und des Stahlträgers ausgegangen. Die Verdrehung des Verbundquerschnitts wird über die Kompatibilitätsbedingung hergeleitet:

$$\frac{ds}{dx} = \varepsilon_a - \varepsilon_c - z\Phi \quad (7.32)$$

z ist dabei der Abstand zwischen den Schwerachsen von Betongurt und Stahlträger. Φ beschreibt den Winkel der Dehnungsverteilung. Johnson und Molenstra [67] lösen diese Gleichung iterativ mittels einer EDV-Berechnung, sodass keine analytische Lösung angegeben werden kann.

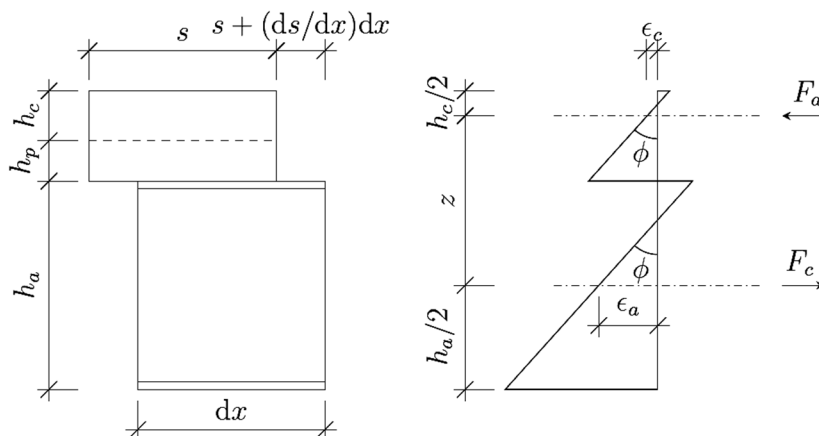


Abb. 7-26: Schlupfberechnung nach Johnson und Molenstra [67]

7.2.2.4 Ansatz nach Dabaon [15]

Dabaon [15] gibt bei seiner Weiterentwicklung des Ansatzes von Johnson und Molenstra mehrere Randbedingungen vor:

- Äquidistante Dübelverteilung

- Elastisch-plastisches Materialverhalten
- Keine Aufnahme von Zugbeanspruchungen durch den Betongurt
- Identische Krümmung von Stahlträger und Betongurt bei jeder Laststufe
- Vernachlässigung abhebender Kräfte im Beton sowie von Reibungseffekten
- Stahlträger weist Querschnittsklasse 1 oder 2 auf

Unter diesen Annahmen ergibt sich folgende Kompatibilitätsbedingung:

$$\frac{ds}{dx} = \varepsilon_a - \varepsilon_c = z\Phi - \frac{F}{E_s} \cdot \left(\frac{n}{K_c A_c} + \frac{1}{A_a} \right) - \varepsilon_{shr} \quad (7.33)$$

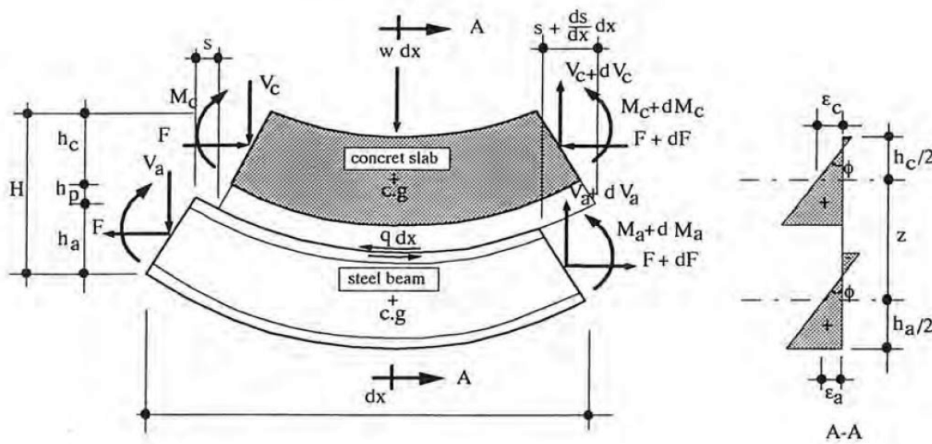


Abb. 7-27: Schlupfberechnung nach Dabaon [15]

Für eine Gleichstreckenlast w kann diese Gleichung gelöst werden:

$$s = \beta wx - \left(\frac{\beta w + \varepsilon_{shr}}{\alpha} \right) \operatorname{sech} \left(\frac{\alpha L}{2} \right) \sinh(\alpha x) \quad (7.34)$$

Die Konstanten bestimmen sich hierbei zu

$$\alpha^2 = \frac{K}{pE_a I_0 A'}$$

$$\beta = \frac{A' p z}{K}$$

Mit

$$I_0 = \frac{K_c I_c}{n} + I_a$$

$$\frac{1}{A'} = z^2 + \frac{I_0}{A_0}$$

$$\frac{1}{A_0} = \frac{n}{K_c J_c} + \frac{1}{A_a}$$

Die Erläuterung weiterer Parameter erfolgt in Kap. 7.1.4.2.

7.2.2.5 Ansatz nach Nie / Cai [91]

Nie und Cai [91] erweitern den Ansatz von Johnson und Molenstra für Hochleistungsstähle (HPS) und Hochleistungsbetone (HPC). Durch die hieraus resultierenden hohen Schubkräfte ergeben sich überwiegend teilweise verdübelte Verbundkonstruktionen. Folgende Annahmen liegen diesem Berechnungsansatz zugrunde:

- Der Stahlträger verbleibt im elastischen Bereich.
- Die Schubspannung in der Verbundfuge ist proportional zum auftretenden Schlupf.
- Der Stahlträger und der Betongurt weisen unter jeder Last dieselbe Krümmung auf.
- Der Verbundträger ist achsensymmetrisch zur vertikalen Achse.

Nie und Cai [91] stellen unter diesen Bedingungen für eine Einzellast P in Feldmitte folgende Beziehung auf. Die Konstanten α und β sind hierbei identisch zum Ansatz nach Dabaon.

$$S = \frac{\beta P (1 + e^{-\alpha L} - e^{\alpha x - \alpha L} - e^{-\alpha x})}{2(1 + e^{-\alpha L})} \quad (7.35)$$

7.2.2.6 Ansatz nach Hanswille / Schäfer [54]

Der Ansatz nach Hanswille und Schäfer [54] beruht auf dem Gesamtquerschnittsverfahren für Verbundquerschnitte. Das Ebenbleiben der Teilquerschnitte und elastisches Materialverhalten werden vorausgesetzt. Somit gilt die allgemeine Biegetheorie.

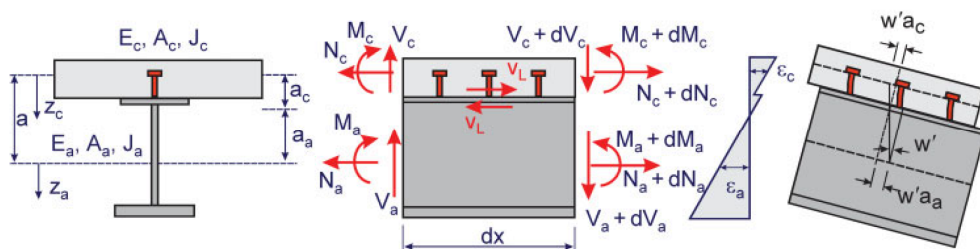


Abb. 7-28: Schlupfberechnung nach Hanswille und Schäfer [54]

Aus der Differenz der Längsverformungen am Element sowie der aus der Verdrehung resultierenden Verschiebung ergibt sich der Schlupf in der Verbundfuge zu:

$$s_v = u_a - u_c + w'a \quad (7.36)$$

Mit

- u_c Längsverschiebung in der Schwerachse des Betonquerschnitts
- u_a Längsverschiebung in der Schwerachse des Stahlquerschnitts
- w Durchbiegung des Verbundträgers

Es ergibt sich aus Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen ein Differentialgleichungssystem, das für eine sinusförmige Last von Hanswille und Schäfer gelöst wird, vgl. Abb. 7-29.

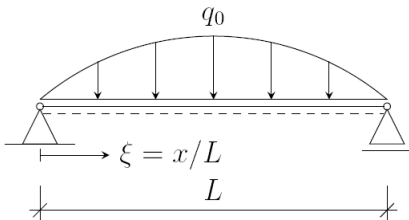


Abb. 7-29: Einfeldträger mit sinusförmiger Last, nach Hanswille und Schäfer [54]

Die Längsverschiebungen ergeben sich durch Lösung des Gleichungssystems zu:

$$u_c(\xi) = u_{c0} \cos(\pi\xi) \quad (7.37)$$

$$u_a(\xi) = u_{a0} \cos(\pi\xi) \quad (7.38)$$

Die zugehörigen Konstanten lauten:

$$w_0 = q_0 \frac{L^4}{\pi^4 E_a I_{i0,eff}} \frac{1}{\alpha \beta_0 E_{cm} A_c}$$

$$u_{c0} = w_0 \frac{\pi}{L} \frac{\alpha \beta_0 E_{cm} A_c}{E_a A_a + \beta_0 E_{cm} A_c}$$

$$u_{a0} = -w_0 \frac{\pi}{L} \frac{\alpha \beta_0 E_{cm} A_c}{E_a A_a + \beta_0 E_{cm} A_c}$$

Die Werte β_0 und β_s können nach den Gleichungen (7.5) und (7.6) bestimmt werden.

7.2.3 Ansätze für die Bestimmung des Endschlupfs

7.2.3.1 Ansatz nach Bärtschi

Bärtschi [9] setzt sich mit dem Tragverhalten von niedrig verdübelten Verbundträgern auseinander. Ziel seiner Arbeit ist es, die plastische Bemessung für niedrige Verdübelungsgrade möglich zu machen. Hierfür ist eine genügend große Rotationsfähigkeit der Verbundquerschnitte nachzuweisen. Außerdem müssen die eingesetzten Materialien ausreichend duktil bzw. verformungsfähig sein. Ansonsten können die Schubkräfte nicht vollständig auf alle Verbundmittel umgelagert werden und es kommt zu einem vorzeitigen Versagen des Trägers. In dieser Tatsache sieht Bärtschi [9] auch den Grund für die Begrenzung der Verdübelung DIN EN 1994-1-1 [35] durch den Mindestverdübelungsgrad. Das von Bärtschi entwickelte Modell unterscheidet bei der Berechnung zwischen elastischem und plastischem Trägerverhalten, wobei angenommen wird, dass sich an den kritischen Querschnittsstellen Fließgelenke ausbilden.

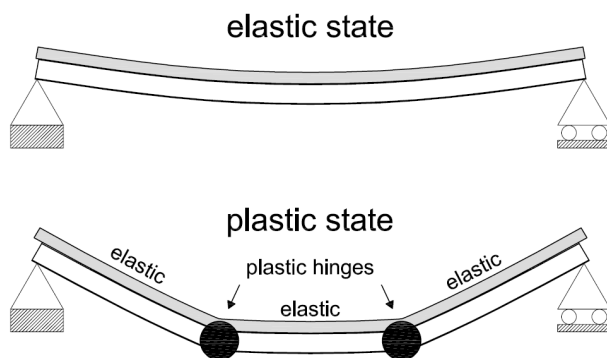


Abb. 7-30: Elastisches und plastisches Trägerverhalten, nach Bärtschi [9]

Bärtschi stellt ein auf numerischen Untersuchungen basierendes Modell für den maximalen Schlupf im plastizierten Zustand vor. Die numerischen Parameterstudien ergeben, dass der Endschlupf bei Erreichen des plastischen Moments 1,5-fach höher ist als der Endschlupf, der bei Fließbeginn des Stahlträgers ermittelt werden kann. Hiermit ergibt sich folgende Bestimmungsgleichung:

$$\delta_{end,pl,u,0} = \alpha \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{1,5 \cdot f_{y,a} - \sigma_{a,c}}{E_a} \left(1 + \frac{h_c + \Delta}{h_a/2} \right) \quad (7.39)$$

Durch den Parameter $\sigma_{a,c}$ können zusätzlich in den Träger eingeprägte Spannungen bei der Betonage ohne Hilfsunterstützungen berücksichtigt werden. Der Wert Δ bezeichnet die Höhe des Profilblechs. Der Faktor α beschreibt den Einfluss der aufgetragenen Last auf den Endschlupf, vgl. Abb. 7-31.

Distribution of load				
α	$\alpha = 1/2$	$\alpha = 1 - a/L$	$\alpha = 2/3$	$\alpha = 2/\pi$
Distribution of bending moment and of longitudinal strain				

Abb. 7-31: Einfluss der Laststellungen auf den Endschlupf, nach Bärtschi [9]

Für die untersuchten Träger 2-01 bis 2-08 mit 5 m Spannweite ergibt sich durch die 1,775 m vom Auflager entfernte Lasteinleitung, vgl. Kapitel 4.4.1 bzw. Abb. 4-33, der Faktor $\alpha = 0,64$. Es ist somit festzustellen, dass sich die gewählte Laststellung des Vierpunktbiegeversuchs auf den Endschlupf des Einfeldträgers nahezu identisch auswirkt wie eine Linienlast ($\alpha = 2/3$), die das gleiche maximale Moment im Träger hervorruft. Diese Tatsache wird bei der numerischen Simulation dieser Träger, vgl. Kapitel 8.2, ausgenutzt, um numerische Instabilitäten durch punktförmige Lasteinleitungen (Singularitätsstellen) zu vermeiden.

7.2.3.2 Ansatz nach Oehlers / Sved [94]

Oehlers und Sved [94] entwickelten einen rechnerischen Ansatz, um die Biegefestigkeit, die bei unvollständigem Verbund vom Widerstand und der Duktilität der Verbundmittel abhängt, besser abbilden zu können. Für das theoretische Modell wird eine äquidistante Verteilung der Verbundmittel in Trägerlängsrichtung angenommen. Bei Erreichen der maximalen Biegefestigkeit befindet sich der Träger in der Mitte bereits im Fließbereich, während er an den Auflagern noch im elastischen Bereich verbleibt. Untersuchungen zeigten, dass die plastische Verformung relativ gering ist, weshalb dieser Anteil in den folgenden Berechnungen vernachlässigt wird. Weiterhin wird angenommen, dass der Stahlträger und die Betonplatte dieselbe Krümmung aufweisen. Aus diesen Annahmen leiten Oehlers und Sved [94] die Gleichungen für den Krümmungsradius R

$$\frac{M_{conc}}{(EI)_c} = \frac{M_{steel}}{(EI)_s} = \frac{1}{R} \quad (7.40)$$

sowie das Momentengleichgewicht

$$M_{steel} + M_{conc} + P_{sh}(h_c + h_s) = M \quad (7.41)$$

her. P_{sh} ist dabei die aufnehmbare Schubkraft der Verbundmittel im betrachteten Abschnitt.

Aus der Kompatibilitätsbedingung ergibt sich die Ableitung des Schlupfs sowie über Integration die Bestimmungsgleichung des Endschlupfs:

$$S_{max} = A_M K_1 - A_{sh} K_2 \quad (7.42)$$

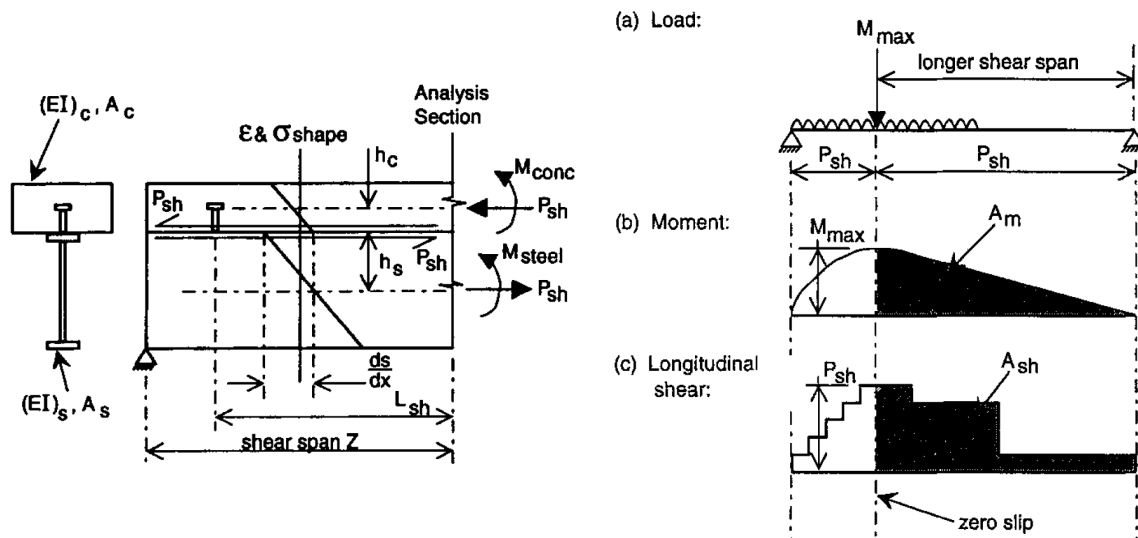


Abb. 7-32: Schlupfbestimmung, nach Oehlers und Sved [94]

Die Konstanten A_M und A_{sh} beschreiben die Flächen unterhalb der Momenten- bzw. Schubkraftlinie, vgl. Abb. 7-32. Die Konstanten definieren sich über die geometrischen Abmessungen des Verbundträgers bzw. dessen Steifigkeiten.

$$K_1 = \frac{h_s + h_c}{(EI)_s + (EI)_c}$$

$$K_2 = \frac{(h_s + h_c)^2}{(EI)_s + (EI)_c} + \frac{1}{(EA)_s} + \frac{1}{(EA)_c}$$

7.2.3.3 Ansatz nach Leskela et al. [81]

Leskela et al. [81] stellen ein Rechenverfahren zur Endschlupfbestimmung für Slim-Floor-Träger vor – mit dem Hinweis, dass sich die Bestimmungsgleichungen auch bei gewöhnlichen Verbundträgern anwenden lassen.

Der Endschlupf nach Leskela et al. [81] wird vergleichbar mit Oehlers und Sved [94] zunächst an einem Verbundträger ohne Verbundmittel bestimmt. Anschließend wird eine Abminderung aufgrund des Einflusses der Verbundmittel durchgeführt. Somit ergibt sich folgender Zusammenhang:

$$S_{e,max} = r_{\delta} \cdot \frac{A_M \cdot e_i}{(EI)_a + (EI)_c} \quad (7.43)$$

Hierbei wird über den Faktor r_{δ} der Einfluss der Nachgiebigkeit der Verdübelung erfasst. Der Wert r_{δ} bestimmt sich dabei zu

$$r_{\delta} = \frac{\alpha_i (EI_a + EI_c)}{\alpha_i (EI_a + EI_c) + \eta_m \cdot L_e^2 \cdot K_{sc,d} \cdot e_i^2 \cdot (\alpha_i + 1)}$$

Die Variable $K_{sc,d}$ beschreibt die Steifigkeit der Verbundfuge, die sich aus der Steifigkeit eines Verbundmittels dividiert durch den Abstand der Verbundmittel ergibt.

Der Wert α_i ergibt sich aus den Biege- und Dehnsteifigkeiten des Verbundträgers:

$$\alpha_i = \frac{e_i^2}{EI_a + EI_c} \cdot \frac{EA_a \cdot EA_c}{EA_a + EA_c}$$

7.2.4 Diskussion und Vergleich der Ergebnisse

Abb. 7-33 zeigt beispielhaft für den Träger 2-01 die Berechnung der Schlupfverläufe nach Newmark [90], Möhler [85], Nie und Cai [91], Dabaon [15] sowie Hanswille und Schäfer [54].

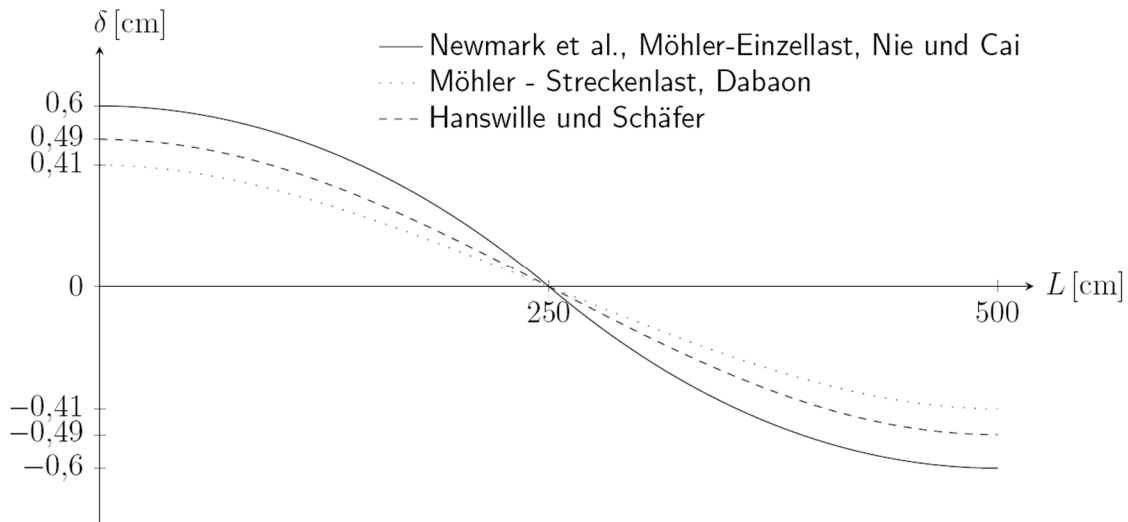


Abb. 7-33: Berechnete Verläufe des Schlupfs am Beispiel des Trägers 2-01 [114]

Es ist festzustellen, dass die grafische Darstellung die Annahme bestätigt, dass mehrere der beschriebenen Rechenverfahren trotz unterschiedlicher mathematischer Ausdrucksweisen schlussendlich dieselben Werte bzw. Schlupfverläufe ergeben.

Die Theorien zur Beschreibung des Schlupfverlaufes stimmen zudem in ihrer grundsätzlichen Form überein; alle Funktionen zeigen über die Trägerlänge einen sinusförmigen Verlauf. Zur konkreten Bestimmung der Verläufe wurde allen Theorien die in den Versuchen 2-01 bis 2-08 gemessenen Maximallasten zugrunde gelegt. Hierzu wurden diese in Abhängigkeit der zulässigen Laststellungen der jeweiligen Theorien (Einzellast in Feldmitte, zwei Einzellasten, konstante Linienlast, sinusförmiger Lastverlauf) entsprechend umgerechnet, sodass alle Ansätze von derselben Maximallast ausgehen. Die Endschlupfwerte unterscheiden sich dabei erheblich – sie liegen für den Träger 2-01 zwischen 4,1 mm und 6,0 mm.

Tab. 7-19 stellt die in den Versuchen gemessenen Endschlupfwerte der untersuchten Träger dar. Hierbei sind die Endschlupfwerte beider Trägerenden angegeben. Es ist festzustellen, dass sich aufgrund der in Kapitel 4.4.3.3 (vgl. Abb. 4-47) beschriebenen „internen Asymmetrie“ der Träger auch die Endschlupfwerte deutlich unterscheiden. Diesen Effekt erwähnt auch Bärtschi [9], vgl. Abb. 7-34, und gibt den Hinweis, dass alle gebräuchlichen analytischen Rechenverfahren von einem symmetrischen Bauteilverhalten ausgehen. Dasselbe gilt auch für numerische Simulationen, sofern das Modell nicht durch künstliche Schwachstellen derart beeinflusst wird, dass es zu einem asymmetrischen Versagen kommt.

Tab. 7-19: Experimentell ermittelte Endschlupfwerte s_{test} in [mm]

	2-01	2-02	2-03	2-04	2-05	2-06	2-07	2-08
$s_{test,max}$	6,08	5,86	5,18	2,71	5,10	5,13	4,20	5,87
$s_{test,min}$	1,89	1,69	1,11	1,4	1,74	2,20	1,36	1,33

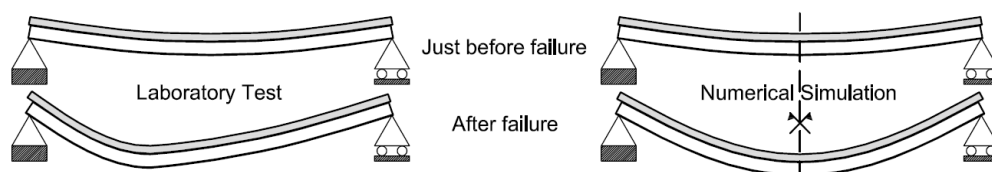


Abb. 7-34: Unterschiede des Trägerversagens im Labor bzw. bei der Simulation, nach Bärtschi [9]

Für die Versuchsnachrechnungen wird stets der größere der beiden Werte aus Tab. 7-19 angesetzt. Tab. 7-20 bis Tab. 7-23 stellen die Ergebnisse der Endschlupf-Berechnungen mit unterschiedlichen rechnerischen Ansätzen und Laststellungen für die Träger 2-01 bis 2-08 dar. Die tabellarisch angegebenen Werte stellen dabei den gemessenen Endschlupf s_{test} ins Verhältnis zum nach dem jeweiligen Verfahren berechneten Schlupfwert s_{calc} . Werte größer 1 zeigen somit an, dass das jeweilige Verfahren den gemessenen Endschlupf unterschätzt. Dies

ist insbesondere bei den Rechenwerten für Versuch 2-03 der Fall. Über alle Verfahren betrachtet stimmen die Ergebnisse hier am schlechtesten überein. Der Grund hierfür dürfte nach Meinung des Autors wiederum in der schlechten Qualität der Durchschweißtechnik bei diesem Versuch liegen, vgl. Kap. 5.3.1. Darüber hinaus ist festzustellen, dass alle rechnerischen Ansätze den Schlupf bei paarweiser Verdübelung (vgl. Versuch 2-04) deutlich überschätzen. Obwohl dies auf der sicheren Seite liegt, gibt es hier bei allen Verfahren Optimierungspotential. Die besten Übereinstimmungen für die paarweise Verdübelung zeigen sich bei Anwendung der Verfahren von Newmark [90] und Bärtschi [9].

Tab. 7-20: Abweichung der Endschlupfwerte s_{test}/s_{calc} infolge einer mittigen Einzellast

	2-01	2-02	2-03	2-04	2-05	2-06	2-07	2-08	Mw.	Stabw.	VarK
Newmark	1,01	0,96	0,91	0,40	0,91	0,90	0,69	0,91	0,84	0,19	0,22
Möhler	1,01	0,96	1,14	0,49	0,91	0,90	0,69	0,91	0,88	0,19	0,21
Nie, Cai	1,01	0,96	0,91	0,40	0,91	0,90	0,69	0,91	0,84	0,19	0,22
Bärtschi	1,24	1,14	0,66	0,72	1,19	1,17	1,06	1,14	1,04	0,21	0,20

Tab. 7-21: Abweichung der Endschlupfwerte s_{test}/s_{calc} infolge einer Gleichstreckenlast

	2-01	2-02	2-03	2-04	2-05	2-06	2-07	2-08	Mw.	Stabw.	VarK
Newmark	1,50	1,42	1,66	0,72	1,35	1,32	1,01	1,36	1,29	0,28	0,21
Dabaon	1,50	1,42	1,35	0,59	1,35	1,32	1,01	1,36	1,24	0,28	0,23
Bärtschi	0,93	0,85	1,13	0,54	0,89	0,88	0,80	0,85	0,86	0,15	0,18

Tab. 7-22: Abweichung der Endschlupfwerte s_{test}/s_{calc} infolge sinusförmiger Last

	2-01	2-02	2-03	2-04	2-05	2-06	2-07	2-08	Mw.	Stabw.	VarK
Hanswille	1,24	1,17	1,38	0,59	1,11	1,10	0,84	1,12	1,07	0,23	0,22
Bärtschi	0,98	0,89	1,18	0,62	0,93	0,92	0,83	0,89	0,91	0,15	0,16

Tab. 7-23: Abweichung der Endschlupfwerte s_{test}/s_{calc} infolge zweier Einzellasten

	2-01	2-02	2-03	2-04	2-05	2-06	2-07	2-08	Mw.	Stabw.	VarK
Bärtschi	0,97	0,88	1,17	0,61	0,92	0,91	0,83	0,88	0,90	0,14	0,16
Oehlers	0,93	0,87	0,79	0,35	0,78	0,75	0,62	0,84	0,74	0,17	0,23
Leskela	1,05	0,99	1,16	0,50	0,94	0,93	0,71	0,95	0,90	0,19	0,21

Die rechnerischen Ansätze nach Tab. 7-23 erlauben es, die Endschlupfwerte aufgrund der tatsächlichen Laststellung der Versuche 2-01 bis 2-08 zu bestimmen (zwei Einzellasten). Es zeigt sich, dass bei den Ansätzen nach Bärtschi [9] und Leskela [81] von einer guten Vorhersagequalität auszugehen ist. Tendenziell liegen beide Methoden auf der sicheren Seite und schätzen den Endschlupf rund 10% zu hoch ab. Durch die nicht korrekt erfassten Versuche 2-03 und 2-04 (Durchschweißtechnik bzw. paarweise Verdübelung) kommt es dennoch zu einer starken Streuung der Ergebnisse, was sich in großen Werten für den Variationskoeffizienten äußert, vgl. Tab. 7-23. Bei nahezu gleichen Mittelwerten kann für die Ansätze nach Bärtschi

[9] bzw. Leskela [81] der Variationskoeffizient unter Vernachlässigung der Versuche 2-03 und 2-04 auf 0,05 bzw. 0,11 deutlich verbessert werden.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass gute Übereinstimmungen zwischen experimentellem Messwert und Rechenwert nur dann vorliegen, wenn das jeweilige Rechenverfahren auch die gegebene Laststellung originär berücksichtigt. Eine Umrechnung der vorhandenen Last in eine äquivalente Ersatzlast führt zu unbefriedigenden Ergebnissen. Lediglich die Umrechnung des Lastfalls „zwei Einzellasten“ in eine äquivalente Gleichstreckenlast nach dem Verfahren von Bärtschi führt – wie in Kapitel 7.2.3.1 erläutert – zu nahezu identischen Ergebnissen und ist mit den Versuchswerten gut vergleichbar.

8 Numerische Untersuchungen Verbundträger

8.1 Allgemeines

8.1.1 Einführung

Push-out Versuche eignen sich sehr gut, um den Einfluss unterschiedlicher Parameter wie Materialgüten, Größe und Positionierung der Verbundmittel, Geometrie der Trapezprofilbleche etc. auf die Tragfähigkeit des Verbundsystems zu untersuchen, siehe auch Kapitel 4.3. Insbesondere kann durch einen Push-out Versuch aber nicht die Entwicklung des Schlupfs in einem Verbundträger beschrieben werden, sondern lediglich das charakteristische Last-Verformungsverhalten der Verbundmittel unter der jeweils gewählten Konfiguration. Daher sind für die korrekte Erfassung des Schlupfverlaufs Trägerversuche bzw. numerische Simulationen von Verbundträgern unerlässlich.

Versuchsnachrechnungen von Push-out Versuchen, vgl. Kapitel 6 sowie Konrad [68], Gertis [47] und Weischedel [47], die mit dem allgemeinen FE Programm ABAQUS [115] durchgeführt wurden, zeigen sehr gute Übereinstimmungen zwischen Versuch und Numerik. Um jedoch qualitativ hochwertige und aussagekräftige numerische Ergebnisse zu erhalten, ist im Speziellen durch den Einsatz von Profilblechen ein sehr hoher Aufwand zur Erstellung geeigneter FE-Modelle notwendig. Die Verwendung hochgradig nichtlinearer Materialmodelle unter Einbeziehung von Schädigungsparametern bei der Betonmodellierung führt bereits bei der Berechnung der vergleichsweise kleinen Push-out Prüfkörper zu sehr hohen Rechenzeiten, die sich im Bereich von bis zu mehreren Tagen bewegen. Die Nachrechnung eines kompletten Verbundträgers bzw. die Durchführung einer umfangreichen Parameterstudie ist somit – selbst unter Ausnutzung sämtlicher Symmetrieeigenschaften und auch unter Einsatz neuester Rechnertechnologie – nicht zielführend, sodass für die Nachrechnung der Trägerversuche eine alternative Lösung verwendet wird.

In diesem Kapitel werden FE-Untersuchungen und Berechnungen vorgestellt, die mit der Software SOFiSTiK Version 2014 [120] durchgeführt wurden. Durch vorhergehende Arbeiten, vgl. z.B. Nellinger [89] und Mahler [84], konnte gezeigt werden, dass sich diese Software zur Modellierung, Berechnung und Auswertung von Verbundträgern sehr gut eignet.

8.1.2 Modellbeschreibung

Das verwendete FE-Modell in SOFiSTiK [120] ist vollständig parametrisiert aufgebaut. Verwendet wird hierfür die in SOFiSTiK [120] implementierte Eingabesprache CADINP sowie der Texteditor TEDDY. Vorteil dieser Modellierung in Textform ist die vollständig parametrisierte Eingabe. Hierdurch muss jede Variable nur an einer Stelle des Programmcodes definiert werden, was sowohl schnelle Änderungen im Gesamtmodell erlaubt als auch die Durchführung einer umfangreichen Parameterstudie wesentlich erleichtert.

Hierzu werden im Modell mit frei gewählten Variablenbezeichnungen sämtliche Geometrie-kennwerte des Verbundträgers (Länge des Trägers, Querschnittsabmessungen der Betonplatte und des Stahlträgers) erfasst. Das SOFiSTiK [120] Modul AQUA wird zur Eingabe der Materialkennwerte herangezogen. Als Stahlmodell für Baustahl und Bewehrungsstahl werden einfache bilineare Spannungs-Dehnungs-Beziehungen verwendet, vgl. Abb. 8-1 und Abb. 8-2. Für den Beton kommt die Spannungs-Dehnungs-Linie für „nichtlineare Verfahren der Schnittgrößenermittlung und für Verformungsberechnungen“ nach DIN EN 1992-1-1 [32] bzw. DIN EN 1992-1-2 [33] bei Raumtemperatur $\theta = 20^\circ\text{C}$ zum Einsatz, die die Entfestigung des Betons bei hohen Dehnungen erfasst, vgl. Abb. 8-3 und Gleichung (8.1):

$$\sigma_c = \frac{3\varepsilon f_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta} \left(2 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)^3 \right)} \quad (8.1)$$

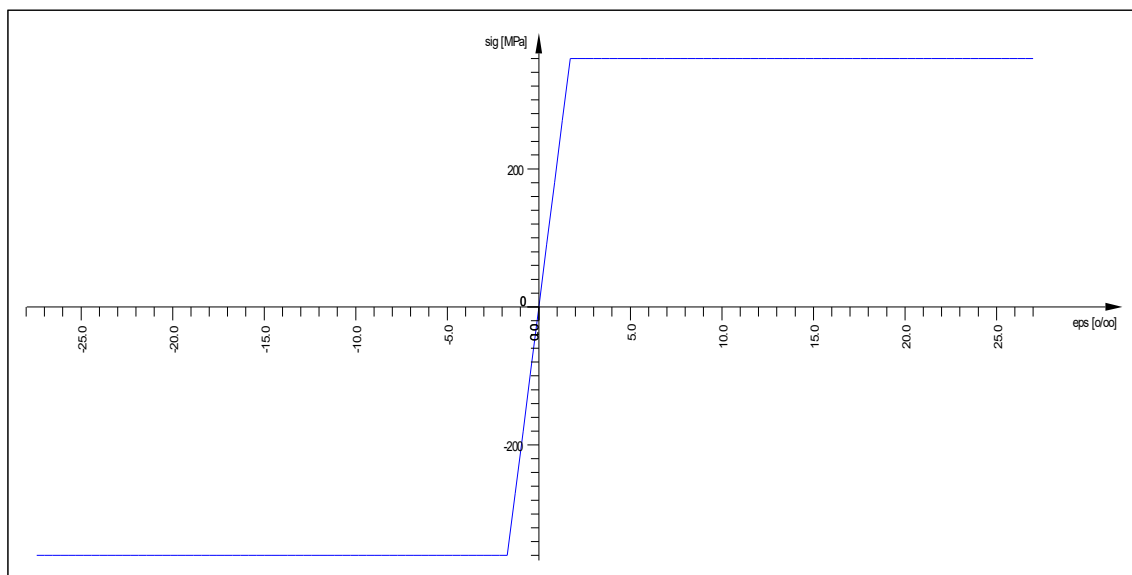


Abb. 8-1: Spannungs-Dehnungs-Linie Baustahl, Diagramm aus [120]

Dabei entspricht der Wert $f_{c,\theta}$ (interne Bezeichnung in SOFiSTiK „sig“, vgl. Abb. 8-3) der gemessenen Betonfestigkeit, der mit dem Wert $\alpha_{cc} = 0,85$ nach DIN EN 1992-1-1 [32] abgemindert wird, um die tatsächliche statische Tragfähigkeit zu berücksichtigen. Der Hochpunkt der Spannungs-Dehnungs-Linie wird bei einer maximalen Dehnung $\varepsilon_{c1,\theta} = 2,5 \text{ ‰}$ erreicht. Die Zugfestigkeit des Betons wird auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt.

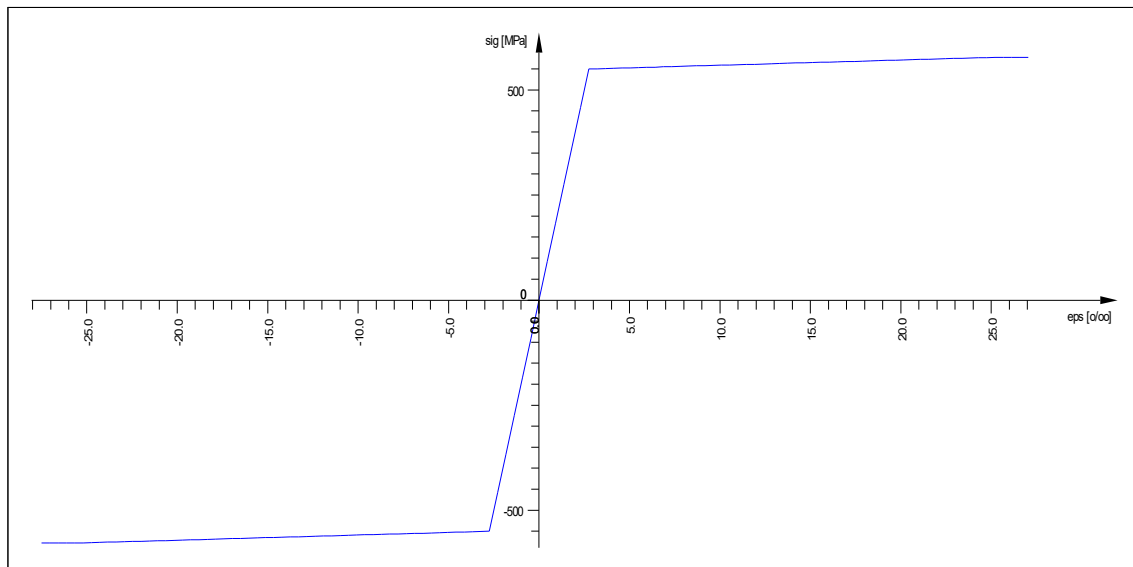


Abb. 8-2: Spannungs-Dehnungs-Linie Bewehrungsstahl, Diagramm aus [120]

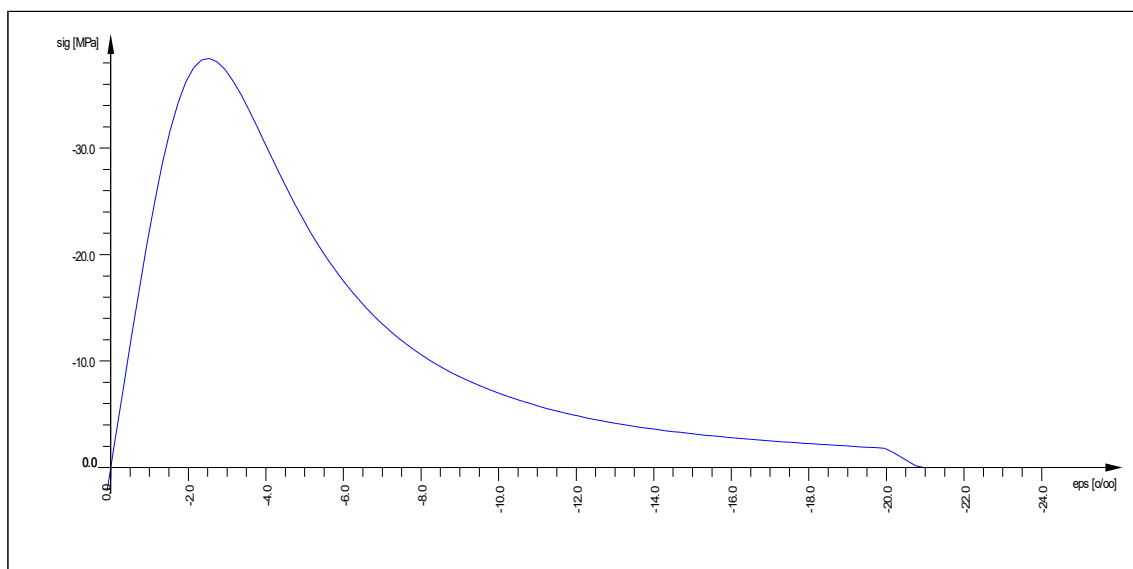


Abb. 8-3: Spannungs-Dehnungs-Linie Beton, qualitative Darstellung, Diagramm aus [120]

8.1.3 Vereinfachungen durch ein Federmodell

Aus eigenen Versuchen, vgl. Kapitel 4.3, liegen für unterschiedlichste Verbundquerschnitte Dübelkennlinien aus Push-out Versuchen vor, insbesondere auch für das Last-Schlupf-Ver-

halten von Kopfbolzen in Verbundquerschnitten mit Profilblech. Kapitel 6 beschreibt die Nachrechnung der Push-out Versuche mit dem allgemeinen FE Programm ABAQUS. Hierbei zeigt sich eine sehr gute Übereinstimmung zwischen Numerik und realem Versuch. Für die exakte Nachrechnung unter Berücksichtigung der Material-Nichtlinearitäten, insbesondere bei Beton, sind jedoch bereits für die wenigen Verbundmittel der Push-out Prüfkörper extrem hohe Rechenkapazitäten erforderlich, wodurch sich dieses exakte Modell nicht für umfangreiche Parameterstudien an Verbundträgern eignet. Für profilierte Betongurte wird ein Modell vorgestellt, in dem das Verbundmittel (Kopfbolzen), das Profilblech sowie der Beton in der Sicke durch eine nichtlineare Feder ersetzt wird. Voruntersuchungen von Mahler [84] bzw. vergleichbare Simulationen von Nellinger [89] zeigen, dass der numerisch aufwändige Bereich des Kopfbolzens in der Profilblechsicke durch eine nichtlineare Feder ersetzt werden kann, in der als Federkennlinien die Last-Schlupf-Kurven aus realen Push-out Versuchen, vgl. Kapitel 4.3, bzw. Federkennlinien aus der Literatur hinterlegt sind. Von der Betonplatte ist dabei nur der durchlaufende Teil modelliert. Die Schwereachse dieser Betonplatte ist mit der in der Schubfuge befindlichen nichtlinearen Feder starr gekoppelt. Ebenso ist die Feder starr mit der Schwereachse des oberen Flansches des Stahlträgers gekoppelt. Die Freiheitsgrade der Verschiebung der Feder quer zur Trägerlängsrichtung sowie die Rotation der Feder um die Trägerlängsachse sind dabei gesperrt, sodass nur eine Schlupfbewegung in Trägerlängsrichtung simuliert werden kann.

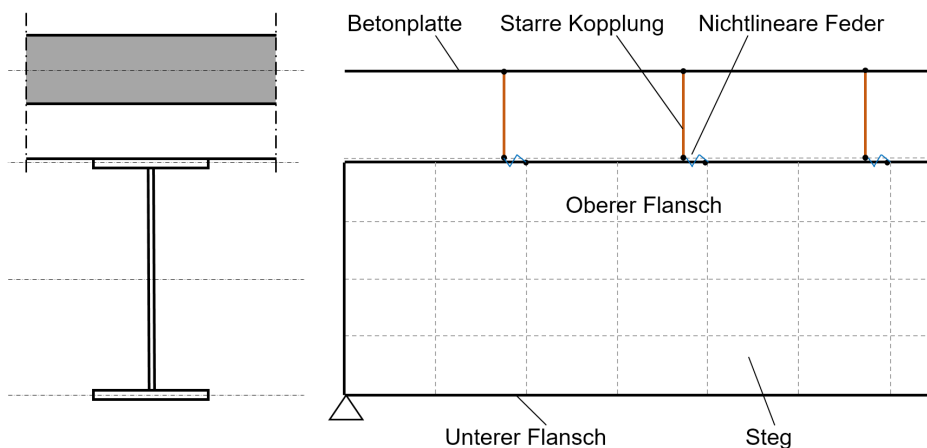


Abb. 8-4: Schematische Darstellung des verwendeten Finite Elemente Modells in SOFiSTiK, vgl. Nellinger [89] und [120]

Für die Modellierung in SOFiSTiK [120] werden QUAD-Elemente (3- bzw. 4-knotige Flächen-elemente) eingesetzt. Den QUAD-Elementen des Stahlträgers bzw. der Betonplatte werden die jeweiligen nichtlinearen Materialeigenschaften in Form von hinterlegten einaxialen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen zugewiesen. Dabei wird die Bewehrung der Betonplatte als zusätzlicher Parameter der QUAD-Elemente ebenfalls mit einem nichtlinearen Materialgesetz

berücksichtigt. Die Federkennlinie wird ebenfalls vereinfacht über eine bilineare Kennlinie angenähert. Nach einem linear-elastischen Anstieg bis zum Erreichen der Traglast wird ein vollständig plastisches Verhalten in Form eines Fließplateaus angenommen.

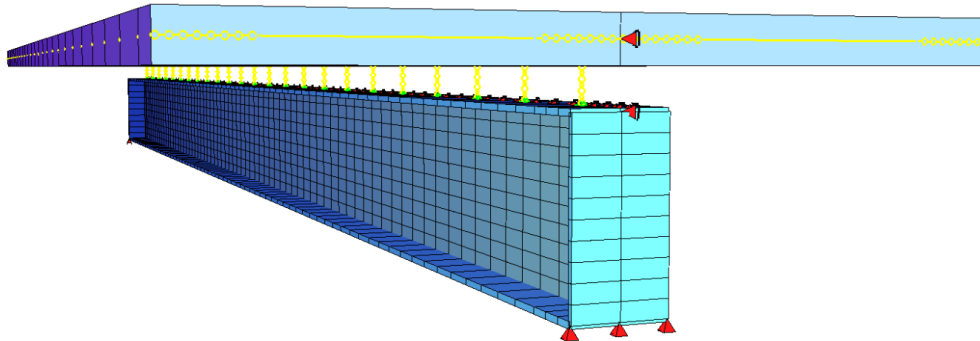


Abb. 8-5: Finite Elemente Modell zur Nachrechnung der Versuchsträger mit SOFiSTiK [120]

Für die numerischen Untersuchungen wird die aufnehmbare Schubkraft pro Kopfbolzen zu 92% der in den korrespondierenden Push-out Versuchen ermittelten Kopfbolzentragfähigkeit festgelegt, vgl. Abb. 8-6. Dieser Wert ergibt sich als Mittelwert, vgl. Tab. 8-1, des Vergleichs zwischen der Kopfbolzentragfähigkeit der korrespondierenden Push-out Versuche und den Rückrechnungen der Last pro Kopfbolzen im Trägerversuch, vgl. auch Kapitel 4.3.4.3 bzw. Tab. 5-6. Der Träger 2-03 geht aufgrund der fehlerhaften Kopfbolzenschweißung nicht in den Vergleich ein, vgl. Kap. 5.3.1.

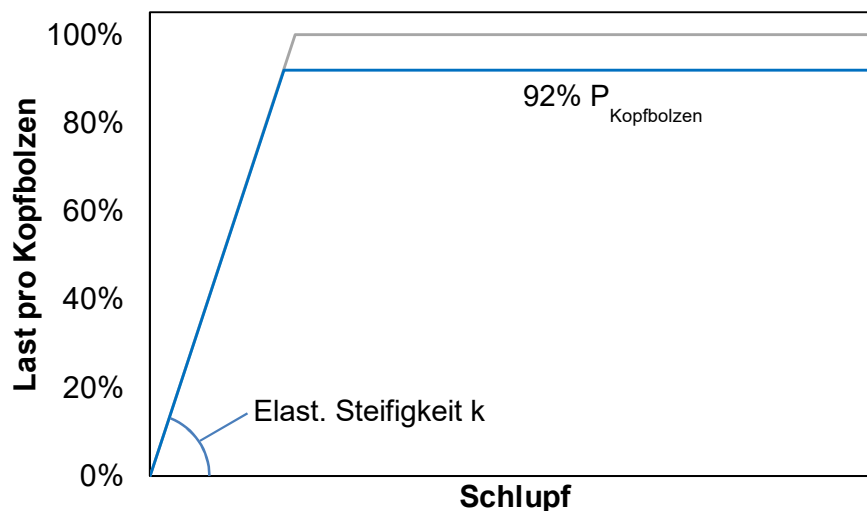


Abb. 8-6: Qualitative Darstellung der Federkennlinie für die numerische Simulation (blau)

Der Grund für die notwendige Reduktion der globalen Kopfbolzentraglast bei der numerischen Simulation ist in der sehr vereinfachten, bilinearen Federkennlinie zu sehen. Der mit eigenen Versuchen experimentell ermittelte Abminderungsfaktor 0,92, vgl. Tab. 8-1, stimmt exakt mit dem von Nellinger [89] bei einer vergleichbaren Studie ermittelten Faktor überein.

Tab. 8-1: Vergleich der Kopfbolzenlasten [kN] im Push-out-Versuch und im Trägerversuch

	2-01	2-02	2-03	2-04	2-05	2-06	2-07	2-08	Mittelwert
Träger T	53,3	55,5	21,3	50,5	62,5	71,8	77,0	66,5	
Push-out P	62,4	51,6	61,5	55,4	86,7	83,1	101,5	52,5	
Verhältnis T/P	0,85	1,08	-	0,91	0,72	0,86	0,76	1,27	0,92

Die elastische Federsteifigkeit k wird analog zur Vorgehensweise bei Nellinger [89] durch die Sekantensteigung zwischen 10% und 70% der Maximallast der Push-out Versuche ermittelt. Hiermit wird sichergestellt, dass sich weder Effekte aus der Überwindung des Anfangsschlupfs noch aus beginnender Plastizierung (bei großen Lasten) auf das Ergebnis auswirken. Die Mittelwerte für die aus den Push-out Versuchen ermittelte elastische Federsteifigkeit pro Kopfbolzen sind in Tab. 8-2 angegeben.

Tab. 8-2: Elastische Kopfbolzen-Federsteifigkeiten [kN/(mm·Kobo)] für die Trägerversuche

Träger T	2-01	2-02	2-03	2-04	2-05	2-06	2-07	2-08
Elast. Steifigkeit k	72,95	65,61	-	43,19	66,84	67,60	64,92	54,98

8.2 Verifikation und Nachrechnung der eigenen Trägerversuche

Um das beschriebene FE Modell zu verifizieren, werden die numerischen Ergebnisse des FE-Modells mit den Versuchsergebnissen der 8 eigenen Trägerversuche verglichen (vgl. Kap. 4.4.3.3). Hierbei wird insbesondere auf die Last-Verformungskurve (vertikale Durchbiegung in Feldmitte) sowie den Last-Schlupf-Verlauf (am Trägerende) geachtet.

Versuch ST 2-01: 1 Kobo $D=19$ mm, durchgeschweißt, Bewehrung einlagig oben

Abb. 8-7 stellt die Ergebnisse der numerischen Nachrechnung für den Trägerversuch ST 2-01 dar. Es zeigt sich, dass die numerische Simulation den realen Versuchsverlauf sehr gut abschätzt – sowohl im linear-elastischen als auch im plastischen Bereich. Lediglich die Anfangssteifigkeit des realen Schlupfverlaufs ist geringfügig größer gegenüber der Simulation.

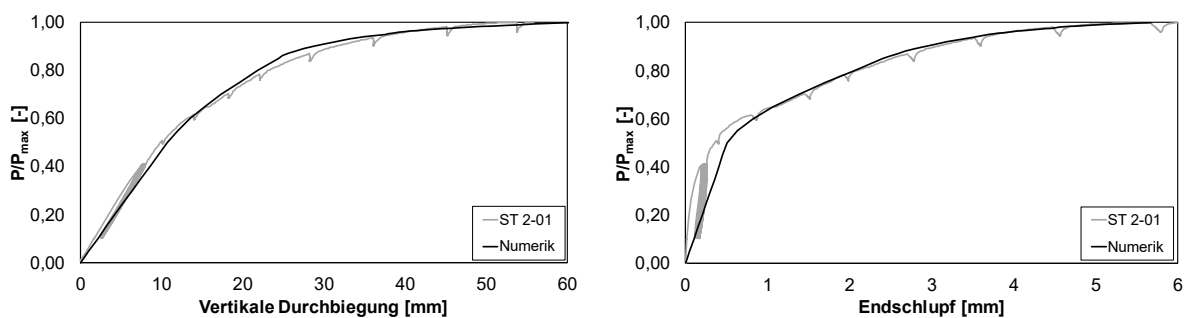


Abb. 8-7: Vergleich der numerisch ermittelten Last-Verformungskurve mit der Versuchskurve des Trägers ST 2-01

Die Ursache hierfür ist nach Meinung des Autors in zu überwindenden Reibungskräften in der Schubfuge zu suchen, die im numerischen Modell nicht erfasst werden. Die weitere Entwicklung der numerischen Last-Schlupfcurve entspricht genau dem Versuchsverlauf.

Versuch ST 2-02: 1 Kobo D=19 mm, Profilblech vorgelocht, Bewehrung zweilagig

Abb. 8-8 stellt die Ergebnisse der numerischen Nachrechnung für den Trägerversuch ST 2-02 dar. Dabei zeigt sich, dass die numerische Simulation das grundsätzliche Last-Verformungsverhalten gut abschätzt. Insbesondere stimmt die Anfangssteifigkeit sehr gut überein. Im plastischen Bereich werden die Verformungen leicht überschätzt. Im realen Versuch wird die maximale Traglast bei 55 mm vertikaler Verformung erreicht. Die gleiche Verformung ergibt sich bei der Simulation bereits unter 95% der Maximallast.

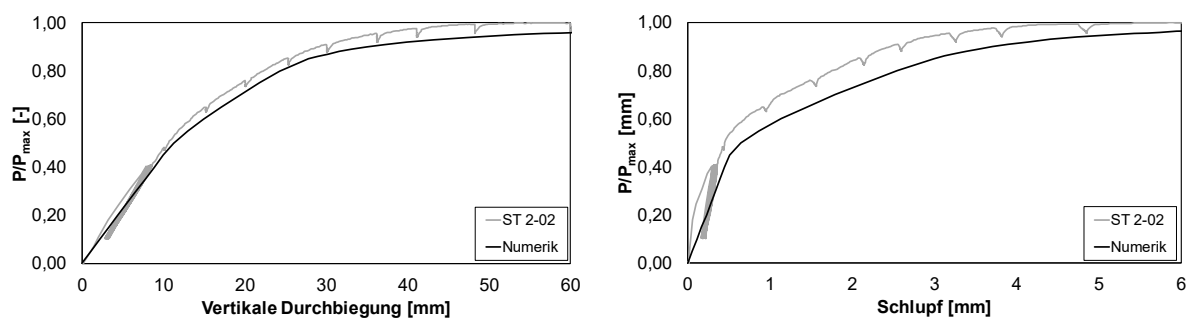


Abb. 8-8: Vergleich der numerisch ermittelten Last-Verformungskurve und Last-Schlupfcurve mit der Versuchskurve des Trägers ST 2-02

Ebenso ergibt sich eine gute Übereinstimmung beim Schlupfverlauf. Wiederum wird die Anfangssteifigkeit sehr gut getroffen. Danach wird im plastischen Bereich die reale Schlupfentwicklung leicht überschätzt. Im realen Versuch beträgt der Schlupf bei Erreichen der Traglast 5,9 mm. Dieser Wert wird in der Simulation bereits unter 96% der Maximallast erreicht.

Versuch ST 2-03: 2 Kobo D=19 mm, durchgeschweißt, Bewehrung einlagig oben

Aufgrund der fehlerhaften Schweißwulste der Kopfbolzen bei Anwendung der Durchschweißtechnik, vgl. Kapitel 5.3.1, kam es bei Versuch ST 2-03 zu deutlichen Traglastverlusten. Die Kenntnis der genauen Kopfbolzentragfähigkeit stellt einen entscheidenden Faktor bei der Versuchsnachrechnung dar – sowohl bei analytischen Berechnungsverfahren als auch bei numerischer Simulation.

Es ist anzunehmen, dass die Qualität der Kopfbolzenschweißung im realen Versuch starken Schwankungen unterlag, sodass einige Kopfbolzen deutlich mehr Last übernommen haben als der in Tab. 5-6 abgeschätzte Wert in Höhe von 21,3 kN je Kopfbolzen, während andere

Kopfbolzen deutlich weniger Last aufnehmen konnten. Diese ungleiche Aufnahme der Längsschubkraft über die Trägerlänge hat ebenfalls Einfluss auf das Trag- und Schlupfverhalten. Der Anteil jedes einzelnen Kopfbolzens an der Aufnahme der Längsschubkraft lässt sich aus den Versuchsdaten nicht nachvollziehen. Aus diesem Grund erfolgt keine numerische Nachrechnung des Versuchs ST 2-03.

Versuch ST 2-04: 2 Kobo D=19 mm, Profilblech vorgelocht, Bewehrung einlagig oben

Abb. 8-9 stellt die Ergebnisse der numerischen Nachrechnung für den Trägerversuch ST 2-04 dar. Die numerische Simulation schätzt hierbei das Last-Verformungsverhalten sehr gut ab. Die Anfangssteifigkeit, das darauffolgende nichtlineare Verhalten sowie die maximale vertikale Durchbiegung stimmen nahezu exakt mit dem Versuchsergebnis überein. Das Last-Schlupfverhalten (Numerik) bleibt bis zu ca. 70% der Maximallast im elastischen Bereich, während im realen Versuch hier bereits ab ca. 55% der Maximallast ein nichtlineares Verhalten beobachtet werden konnte. Dennoch wird der auftretende Endschlupf durch die Berechnung korrekt abgeschätzt.

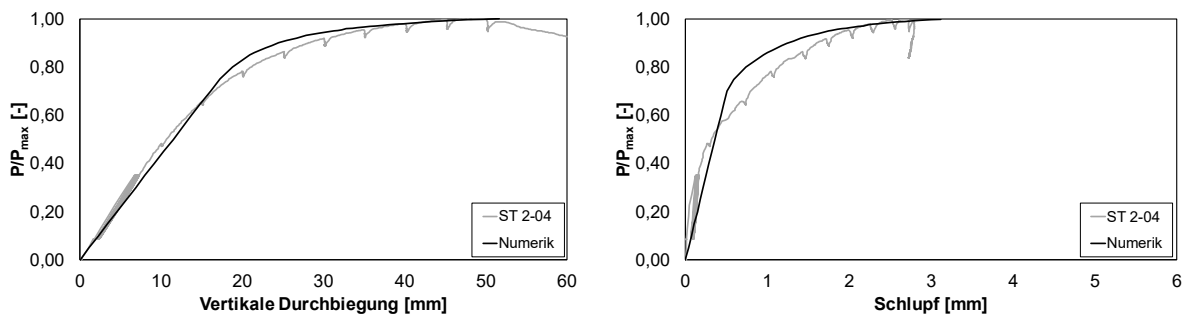


Abb. 8-9: Vergleich der numerisch ermittelten Last-Verformungskurve und Last-Schlupfkurve mit der Versuchskurve des Trägers ST 2-04

Versuch ST 2-05: 1 Kobo D=22 mm, Profilblech vorgelocht, Bewehrung einlagig oben

Abb. 8-10 stellt die Ergebnisse der numerischen Nachrechnung für den Trägerversuch ST 2-05 dar. Es zeigt sich, dass die numerische Simulation den realen Versuchsverlauf sehr gut abschätzt – sowohl im linear-elastischen als auch im plastischen Bereich. Lediglich der linear-elastische Verlauf des Schlupfs wird von der Numerik bis zu einer geringfügig höheren Belastung angenommen, als es beim realen Versuch der Fall war. Im weiteren Verlauf wird der absolute Wert des Endschlupfs korrekt abgeschätzt.

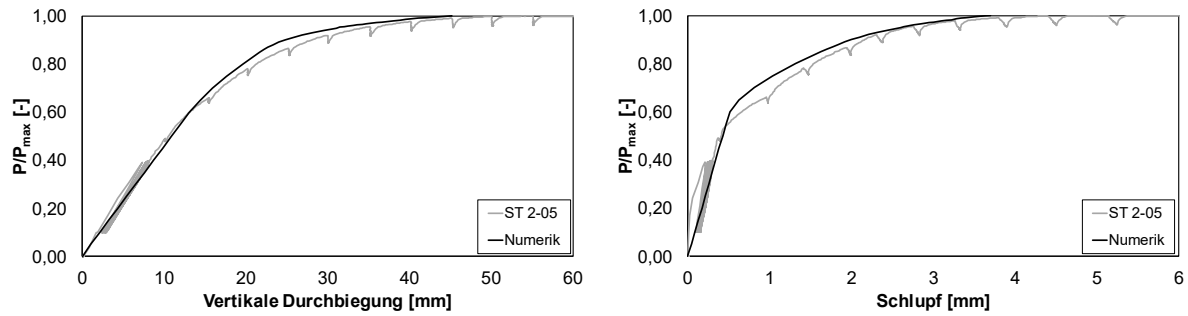


Abb. 8-10: Vergleich der numerisch ermittelten Last-Verformungskurve mit der Versuchskurve des Trägers ST 2-05

Versuch ST 2-06: 1 Kobo D=22 mm, Profilblech vorgelocht, Bewehrung zweilagig

Abb. 8-11 zeigt die Ergebnisse der numerischen Nachrechnung für den Träger ST 2-06. Die numerische Simulation schätzt hierbei das Last-Verformungsverhalten sehr gut ab. Die Anfangssteifigkeit, das darauffolgende nichtlineare Verhalten sowie die maximale vertikale Durchbiegung stimmen nahezu exakt mit dem Versuchsergebnis überein. Das Last-Schlupfverhalten (Numerik) bleibt bis zu ca. 65% der Maximallast im elastischen Bereich, während im realen Versuch hier bereits ab ca. 55% der Maximallast ein nichtlineares Verhalten beobachtet werden konnte. Dennoch wird der im Versuch ermittelte Endschlupf durch die Berechnung korrekt abgeschätzt.

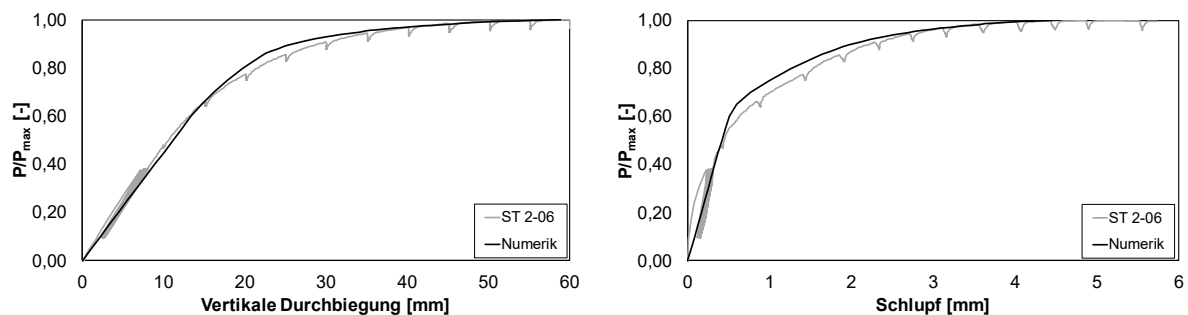


Abb. 8-11: Vergleich der numerisch ermittelten Last-Verformungskurve und Last-Schlupfkurve mit der Versuchskurve des Trägers ST 2-06

Versuch ST 2-07: 1 Kobo D=22 mm, Profilblech vorgelocht, Bewehrung einlagig oben

Abb. 8-12 stellt die Ergebnisse der numerischen Nachrechnung für den Träger ST 2-07 dar. Die numerische Simulation schätzt hierbei das Last-Verformungsverhalten sehr gut ab. Die Anfangssteifigkeit und das darauffolgende nichtlineare Verhalten stimmen sehr gut überein. Die maximale vertikale Durchbiegung wird durch die numerische Berechnung ca. 1,5% zu gering abgeschätzt. Die numerische Anfangssteifigkeit des realen Last-Schlupfverlaufs ist ge-

ringförmig größer gegenüber der Simulation. Die Ursache hierfür ist voraussichtlich auf zu überwindende Reibungseffekte im realen Bauteil zurückzuführen. Der auftretende Endschlupf wird von der Simulation korrekt abgebildet.

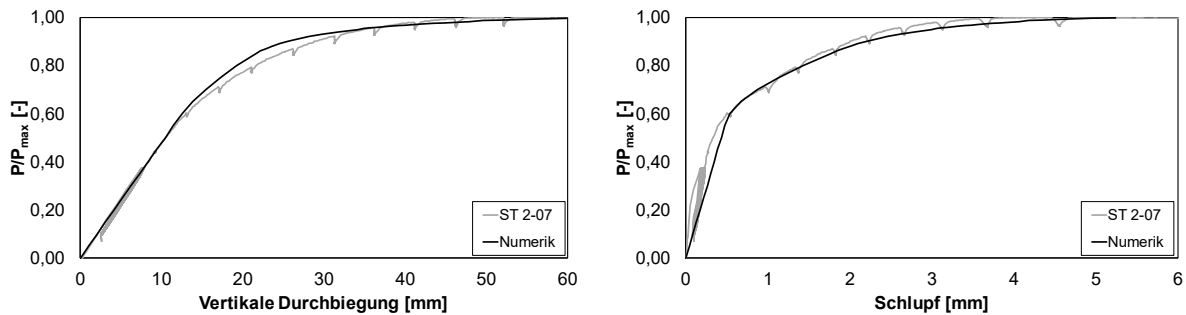


Abb. 8-12: Vergleich der numerisch ermittelten Last-Verformungskurve mit der Versuchskurve des Trägers ST 2-07

Versuch ST 2-08: 2 Kobo D=19 mm, durchgeschweißt, Bewehrung zweilagig

Abb. 8-13 stellen die Ergebnisse der numerischen Nachrechnung für den Trägerversuch ST 2-08 dar. Dabei zeigt sich, dass die numerische Simulation das grundsätzliche Last-Verformungsverhalten gut abschätzt. Insbesondere stimmt die Anfangssteifigkeit sehr gut überein. Im plastischen Bereich werden die Verformungen durch die Simulation leicht überschätzt. Im realen Versuch wird die maximale Traglast bei 52 mm vertikaler Verformung erreicht. Die gleiche Verformung ergibt sich bei der Simulation bereits unter 96% der im Versuch ermittelten Maximallast.

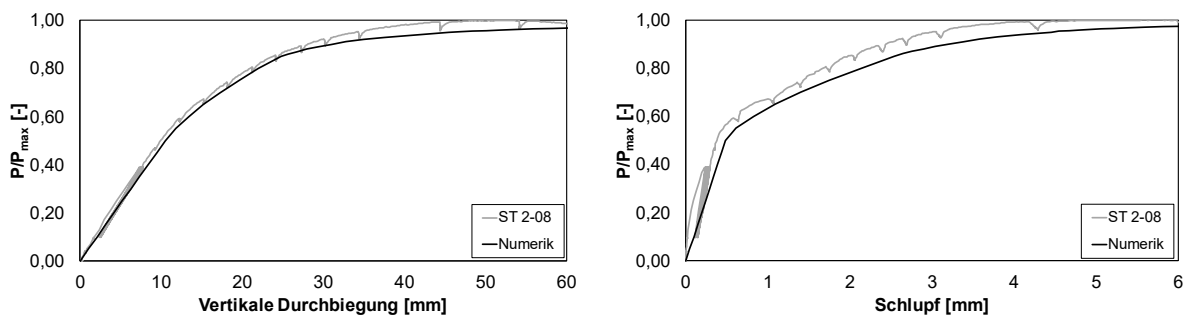


Abb. 8-13: Vergleich der numerisch ermittelten Last-Verformungskurve mit der Versuchskurve des Trägers ST 2-08

Ebenso ergibt sich eine gute Übereinstimmung beim Schlupfverlauf. Wiederum wird die Anfangssteifigkeit sehr gut getroffen. Danach wird im plastischen Bereich die Schlupfentwicklung leicht überschätzt. Im realen Versuch beträgt der Schlupf bei Erreichen der Traglast 5,9 mm. Dieser Schlupfwert wird in der Simulation bereits unter 97% der Maximallast erreicht.

Zusammenfassung

Mit Ausnahme des Trägers ST 2-03, dessen Verhalten aus den dargelegten Gründen nicht durch eine Simulation nachvollzogen werden kann, ergeben die numerischen Nachrechnungen der weiteren Verbundträger sehr gute Übereinstimmungen – sowohl beim Last-Verformungsverhalten als auch bei der Bestimmung des Endschlupfs. Die Ursache der leichten Abweichungen des numerischen Last-Schlupfverhaltens vom tatsächlich messtechnisch ermittelten Verlauf bei den realen Trägern ist einerseits numerisch nicht erfassbaren Reibungseffekten geschuldet – andererseits führt die interne Asymmetrie des Trägers, vgl. Abb. 7-34, zu geringfügigen Unterschieden zwischen numerischen Ergebnissen und realem Versuch.

Durch die qualitativ sehr gute Nachrechnung der dargestellten Trägerversuche mit den in Kap. 8.1.2 und 8.1.3 beschriebenen Parametern kann das numerische Modell für weitere Untersuchungen bezüglich des Last-Verformungsverhaltens bzw. Last-Schlupfverlaufs als ausreichend verifiziert angesehen werden. Im Folgenden werden die gewählten Einstellungen in SOFiSTiK [120] zur Durchführung einer Parameterstudie verwendet.

8.3 Definition eines Basisträgers für die Parameterstudie

Als Basis für eine numerische Parameterstudie wird ein realitätsnaher Verbundquerschnitt definiert. Hierbei handelt es sich um einen Verbund-Einfeldträger mit 10 m Spannweite. Als Stahlträger kommt ein Profil IPE 550 der Stahlgüte S355 zum Einsatz. Die Betonplatte hat eine Gesamthöhe von 160 mm. Die Breite der Betonplatte wird gemäß DIN EN 1994-1-1 [35] entsprechend der Definition der mittragenden Breite mit 2,50 m festgelegt. Die Betongüte beträgt C30/37. Die Bewehrung der Betonplatte erfolgt mit Betonstahl der Güte B500B. Das Trapezprofil wird nicht modelliert, vgl. Abb. 8-4 und Abb. 8-5. Um jedoch die Reststärke der Betonplatte bzw. den Abstand der Verbundmittel festlegen zu können, ist es notwendig, ein Profilblech zu wählen. Gewählt wird zunächst ein ArcelorMittal Cofraplus 60 Profil mit einer Sickenhöhe von 58 mm und einem Sicken – bzw. Kopfbolzenabstand von 207 mm. Die mittlere Sickenbreite beträgt 81,5 mm, vgl. Abb. 8-14 bis Abb. 8-16.

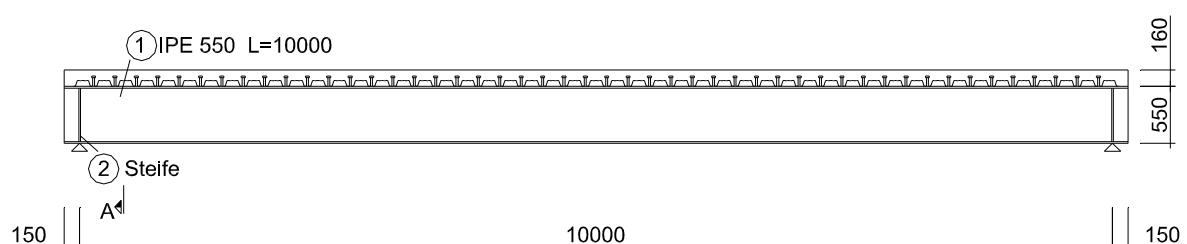


Abb. 8-14: Basis-Verbundträger: Längsschnitt

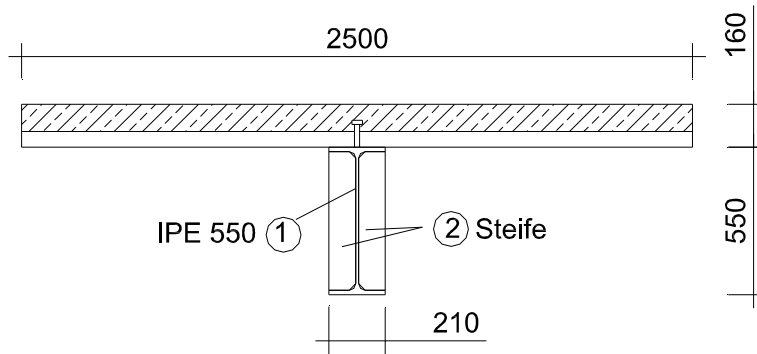


Abb. 8-15: Basis-Verbundträger: Querschnitt

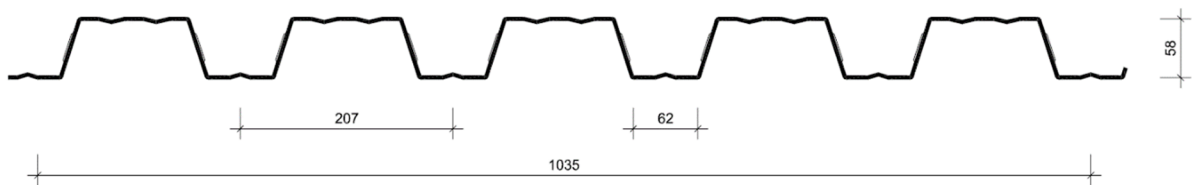


Abb. 8-16: Basis-Verbundträger: Abmessungen Cofraplus 60 Trapezprofilblech

8.4 Parameteruntersuchung zur Entwicklung des Endschlupfs des Verbundträgers

8.4.1 Vorbemerkungen

Sämtliche Berechnungen der nachfolgenden Parameterstudie werden unter Ansatz charakteristischer Materialkennwerte gemäß DIN EN 1992-1-1 [32], DIN EN 1993-1-1 [34] sowie DIN EN 1994-1-1 [35] durchgeführt. Die aufgetragenen Lasten sind ebenfalls als charakteristische Lasten anzusehen. Grundlage dieser Untersuchungen bilden die Ergebnisse der Masterarbeit von Mahler [84], vgl. auch [43].

Die auf dieser Basis bestimmten Schlupfwerte des Verbundträgers können damit unmittelbar mit dem charakteristischen Verformungsvermögen δ_{uk} („6-mm-Kriterium“) der eingesetzten Verbundmittel nach DIN EN 1994-1-1 [35] verglichen werden.

Darüber hinaus können die mit diesem Lastniveau ermittelten vertikalen Durchbiegungen der Verbundträger direkt mit gängigen Verformungskriterien für Träger im Hochbau verglichen werden. Nachdem die gegenwärtige Generation der Eurocodes sowohl im Grundlagenteil DIN EN 1990 [31] als auch in den für den Verbundbau materialspezifischen Teilen DIN EN 1992-1-1 [32], DIN EN 1993-1-1 [34] bzw. DIN EN 1994-1-1 [35] keine verbindlichen Informationen über zulässige Verformungen von Balken bzw. Decken unter Gebrauchslast angeben, wird das im Rahmen dieser Arbeit verwendete zulässige Verformungskriterium in Übereinstimmung mit den Angaben in ISO 4356 [63], DIN V ENV 1993-1-1 [39] sowie der EKS-Veröffentlichung

No. 72 „Composite Beams and Columns to Eurocode 4“ [11] zu $L/250$ (mit L = Trägerspannweite zwischen zwei Auflagerpunkten) festgelegt. Dieser Wert ist gültig für den Lastfall g+p.

In der Realität wird der Maximalschlupf im Verbundträger durch die Schlupfkapazität des jeweils verwendeten Verbundmittels begrenzt. Es ist offensichtlich, dass die gemäß Abb. 8-6 im FE-Modell verwendete Dübelkennlinie theoretisch unendlichen Schlupf in der Verbundfuge zulässt. Der Grund für den Einsatz dieser ideal elastisch-plastischen Kennlinie liegt in der Tatsache, dass die durchgeführte Parameterstudie unabhängig vom verwendeten Verbundmittel durchgeführt wird und auch Versagensmodi der Trägerkonfigurationen erfasst werden sollen, die nur unter Ansatz äußerst großer Schlupfkapazitäten der Verbundmittel zustande kommen.

Kapitel 9.3 begrenzt – im Nachgang zur Parameterstudie – den maximal aufnehmbaren Schlupf unter Ansatz der in der Baupraxis eingesetzten Verbundmittel.

Die nachfolgend vorgestellte Parameterstudie ergänzt die Ausführungen von Johnson und Molenstra [67], die im Jahr 1991, basierend auf numerischen Untersuchungen, Bestimmungsgleichungen für die direkte Schlupfberechnung an Verbundträgern mit Verdübelungsgraden von 50% und 75% vorgestellt haben. Die in Tab. 8-3 dargestellten Einflussfaktoren wirken nach den Untersuchungen von Johnson und Molenstra [67] schlupfvergrößernd, sobald sich einer der in der Tabelle genannten Einflussfaktoren vergrößert. Der Einfluss dieser Faktoren auf das Last-Schlupf-Verhalten von Verbundträgern mit niedrigem Verdübelungsgrad und profiliertem Betongurt wird in dieser Parameterstudie untersucht.

Tab. 8-3: Einflüsse auf die Schlupfentwicklung in Verbundträgern, nach Johnson und Molenstra [67]

Einflussfaktor	Erläuterung
L/h_a	L : Trägerspannweite h_a : Höhe Stahlprofil
$\frac{w_p - w_{pa}}{w_{pa}}$	w_p : Streckenlast bei maximaler Biegebeanspruchung des Verbundträgers w_{pa} : Streckenlast bei maximaler Biegebeanspruchung des Stahlprofils
$\frac{z_{pl}}{h_c}$	z_{pl} : Lage der plastischen Nulllinie (gemessen ab Oberkante Betonplatte) h_c : Dicke der Betonplatte (inkl. Anteil Profilblech)
$\frac{F_c}{F_a}$	F_c : Maximal aufnehmbare Normalkraft des Betongurtes F_a : Maximal aufnehmbare Normalkraft des Stahlträgers

8.4.2 Verhältnis Spannweite / Trägerhöhe Stahlprofil

8.4.2.1 Trägerkonfigurationen

Johnson und Molenstra [67] beschreiben für Verbundträger mit massiven Betongurten einen signifikanten Zusammenhang zwischen Trägerspannweite L und Stahlträgerhöhe h_a . Baupraktisch sinnvolle Verhältnisse L/h_a liegen im Bereich zwischen 14 und 26. Es ist anzunehmen, dass mit steigendem Verhältnis L/h_a auch der auftretende Endschlupf des Trägers zunimmt.

8.4.2.2 Voruntersuchungen

Da identische L/h_a -Verhältnisse mit unterschiedlichen Trägerkonfigurationen erreicht werden können, wird zunächst der Einfluss der Trägerlänge auf das Last-Schlupf-Verhalten untersucht. Hierzu werden drei Träger mit unterschiedlichen Spannweiten konfiguriert, vgl. Tab. 8-4. Die weiteren Parameter entsprechen der Basiskonfiguration. Die Festlegung der verschiedenen Verdübelungsgrade erfolgt über die Variation der Kopfbolzentragfähigkeiten.

Tab. 8-4: Verbundträgerkonfigurationen zur Variation von L/h_a

L/h_a	L [m]	Profil	Stahlgüte	h_c [mm]	Betongüte	Verdübelungsgrade
14,5	8					
18	10	IPE 550	S 355	160	C 30/37	0,20 – 0,50
22	12					

Abb. 8-17 zeigt beispielhaft die Last-Schlupf-Verläufe von Verbundträgern mit einem Verhältnis $L/h_a = 18$. Erhöht sich der Verdübelungsgrad, so steigt auch erwartungsgemäß die absolute Traglast des Verbundträgers. Um den Verdübelungsgrad beispielsweise von 20% auf 40% zu verdoppeln, sind Verbundmittel mit doppelt so hoher Tragfähigkeit notwendig. Dies führt allerdings lediglich zu einer Traglaststeigerung des Gesamtsystems um 18%.

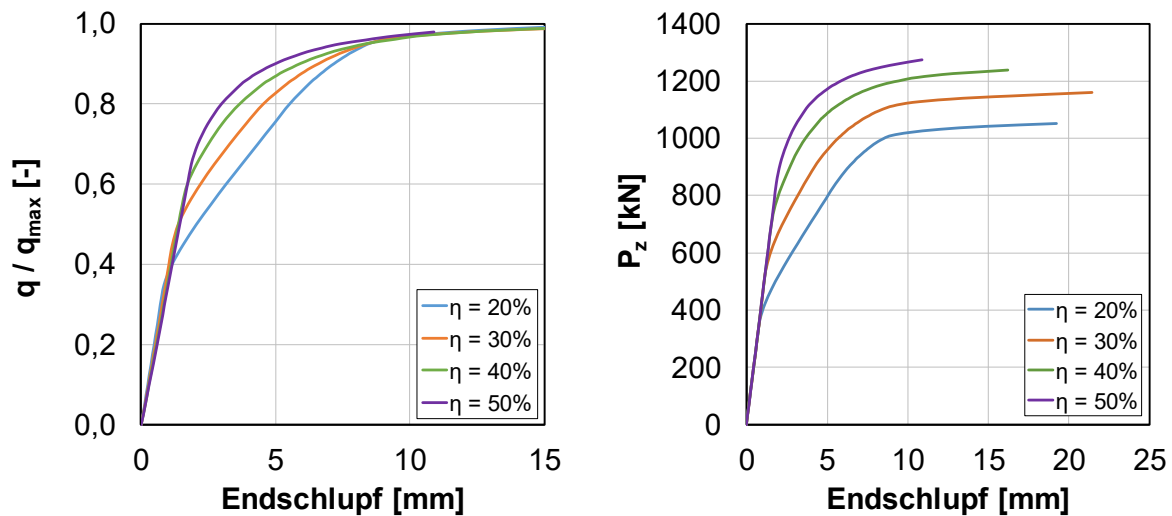


Abb. 8-17: Last-Schlupf-Verhalten für den Verbundträger mit $L/h_a = 18$

Betrachtet man die normierte Darstellung des Last-Schlupf-Verlaufs in Abb. 8-17 links, so ist festzustellen, dass sich der Endschlupf bis zu einem Niveau von 40% und ab ca. 95% der rechnerischen Traglast nahezu lastunabhängig darstellt. Im Zwischenbereich gilt die Aussage: je kleiner der Verdübelungsgrad, desto schneller nimmt der Schlupf unter Laststeigerung zu. Abb. 8-17 rechts stellt die gleichen numerischen Versuche dar – allerdings ist hier die absolut auf das System aufgebrachte Last auf der y-Achse aufgetragen. Alle weiteren vergleichbaren Grafiken in diesem Kapitel folgen dieser Systematik.

8.4.2.3 Einfluss auf das Tragverhalten

Abb. 8-18 bis Abb. 8-21 zeigen den Schlupf in Abhängigkeit der aufgebracht Last. Die Diagramme sind jeweils mit absoluten Traglasten als auch zusätzlich normiert ($q/q_{max} = 1,0 =$ Traglast) dargestellt. Grundsätzlich bestätigt sich für den untersuchten Parameter L/h_a die Prognose nach Johnson und Molenstra: mit steigendem L/h_a nimmt auch der Endschlupf zu. Wird L/h_a von 14,5 auf 22 erhöht, kommt es zu einer Zunahme des Endschlupfs für $\eta = 0,2$ bei Maximallast von 16 mm auf 26 mm (Abb. 8-18). Bei höheren Verdübelungsgraden vergrößert sich der absolute Unterschied zwischen den Relativverschiebungen bei Maximallast. Unter Ansatz eines Verdübelungsgrades $\eta = 0,5$ ist der Endschlupf bei Erreichen von P_{max} beim längeren Verbundträger mehr als doppelt so groß wie beim kürzesten – obwohl die Länge nur um den Faktor 1,5 zunimmt (Abb. 8-21). Darüber hinaus ist festzustellen, dass bei größeren Verdübelungsgraden der Einfluss von L/h_a auf die Schlupfentwicklung kleiner wird, solange der Träger noch nicht mit der Traglast beansprucht wird.

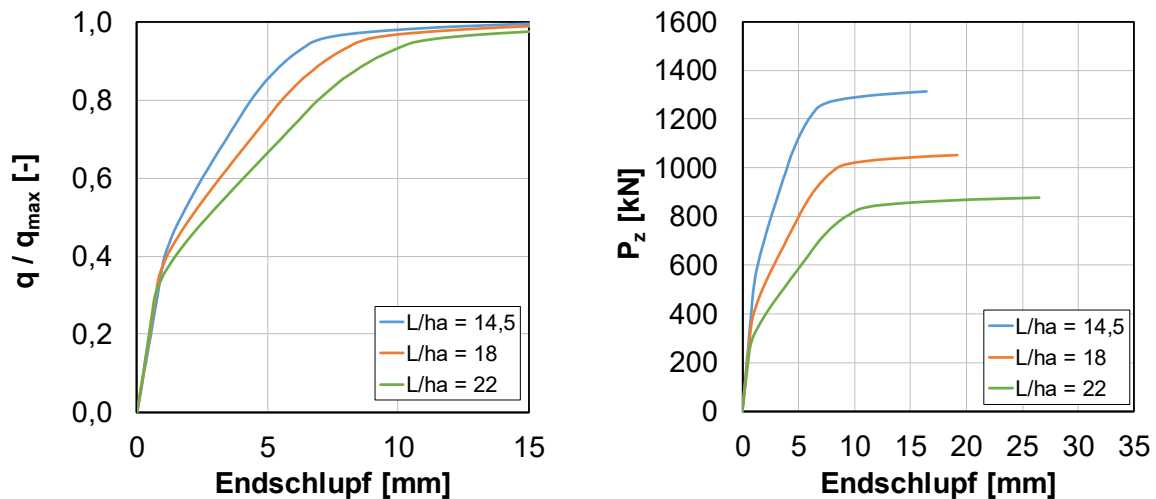


Abb. 8-18: Parameterstudie L/h_a , Variation der Spannweite L, Verdübelungsgrad $\eta = 0,2$

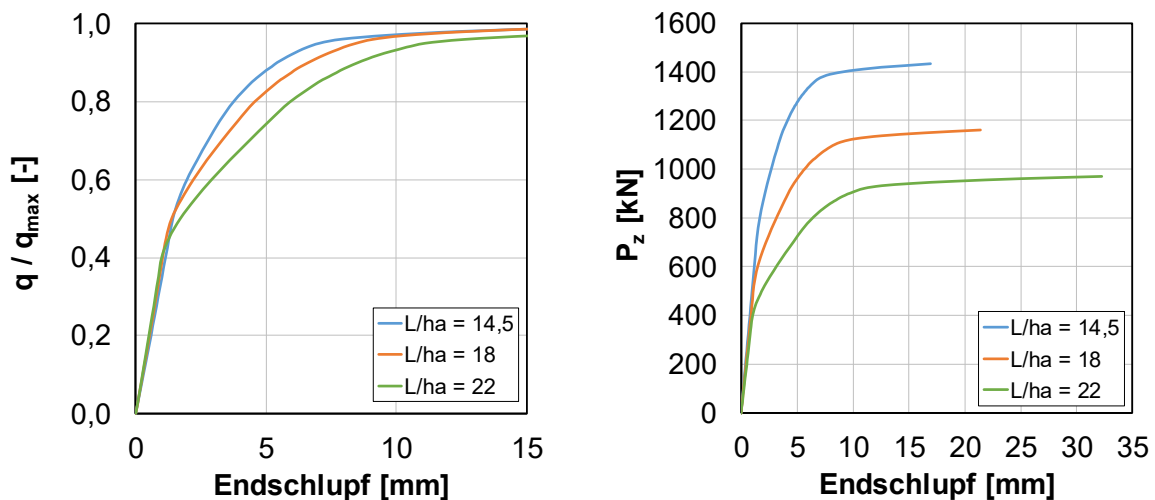
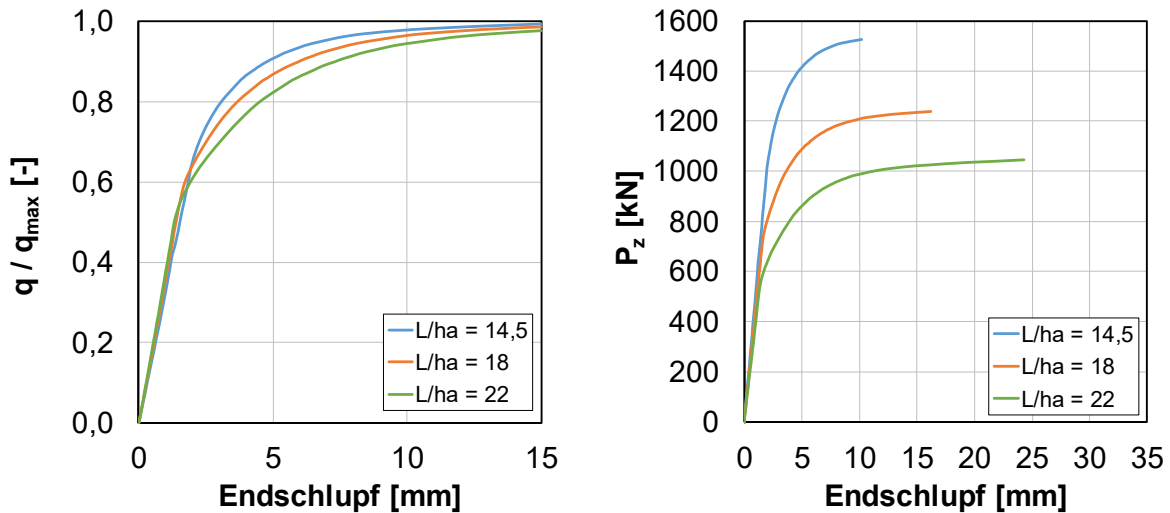
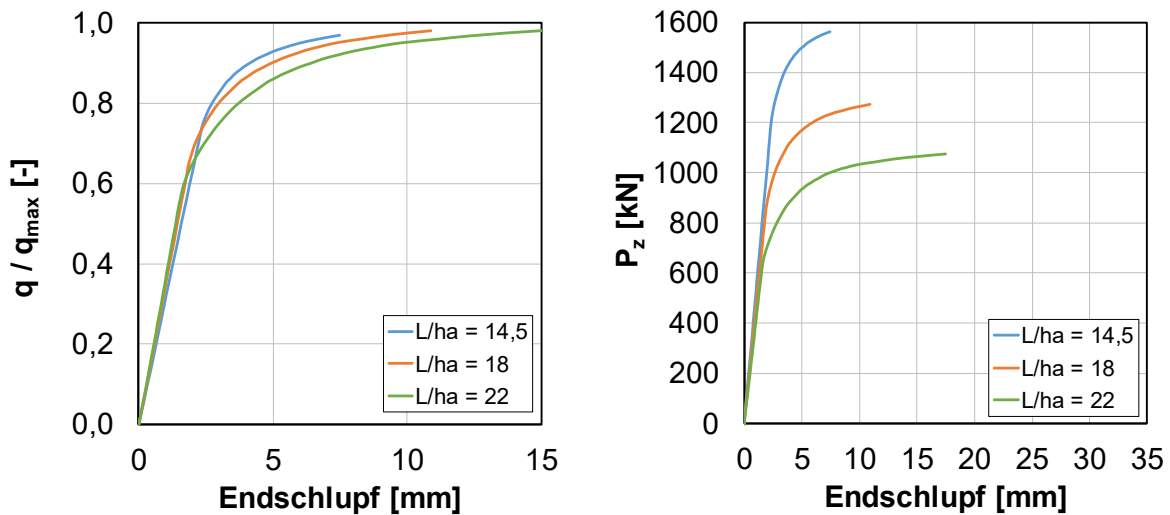


Abb. 8-19: Parameterstudie L/h_a , Variation der Spannweite L, Verdübelungsgrad $\eta = 0,3$

Abb. 8-20: Parameterstudie L/h_a , Variation der Spannweite L, Verdübelungsgrad $\eta = 0,4$ Abb. 8-21: Parameterstudie L/h_a , Variation der Spannweite L, Verdübelungsgrad $\eta = 0,5$

Deutlich zu erkennen ist, dass insbesondere für weitgespannte Träger mit niedrigem Verdübelungsgrad sehr hohe Anforderungen an die Duktilität des Verbundmittels gestellt werden. Um das Traglastniveau zu erreichen, sind für alle untersuchten Konfigurationen mit einem Verdübelungsgrad $\eta \leq 40\%$ Verbundmittel nötig, die eine deutlich größere Duktilität aufweisen als die derzeit in DIN EN 1994-1-1 [35] geforderten 6mm.

Unter Ansatz eines Verdübelungsgrades in Höhe von lediglich 20% wird das 6-mm-Kriterium bereits bei 75% der Traglast ($L/h_a = 22$) bzw. 92% ($L/h_a = 14,5$) überschritten (Abb. 8-18). Träger mit dem Verdübelungsgrad 40% können mit einer Last in Höhe von 87% der Traglast ($L/h_a = 22$) bzw. 94% ($L/h_a = 14,5$) belastet werden, ohne dass das 6-mm-Kriterium erreicht wird (Abb. 8-20). Wird der Verdübelungsgrad verdoppelt, erhöht sich nicht nur die maximale

Tragfähigkeit, sondern auch der Ausnutzungsgrad bei Überschreiten des Mindestverformungsvermögens der Verbundmittel.

In Tab. 8-5 ist die rechnerische Momententragfähigkeit M_R (vgl. Abb. 5-3), die Lage der plastischen Nulllinie im Stahlträger sowie die Art und der Zeitpunkt des Versagens für alle Konfigurationen angegeben. Wird M_R erreicht, versagen alle Bauteile des Verbundträgers theoretisch gleichzeitig. In einigen Fällen kommt es jedoch auch in der Simulation zu einem Betondruckversagen kurz vor Erreichen der rechnerischen Traglast. Hiermit bestätigen sich die in den Versuchen beobachteten Betonschädigungen kurz vor Erreichen der maximalen Versuchslast und die daraufhin getroffene Festlegung, die Versuchswerte mit nur 95% der rechnerischen Momententragfähigkeit zu vergleichen, vgl. Kapitel 5.3.1 letzter Absatz.

Tab. 8-5: Übersicht über Momententragfähigkeit M_R , Lage der plastischen Nulllinie im Stahlträger $z_{pl,2}$ und Versagensmechanismus der untersuchten Konfigurationen

η	L/h_a	$M_R [kNm]$	$z_{pl,2}$	Vorzeitiges Versagen	
				Bauteil	Laststufe
0,2	14,5	1310	Steg	-	-
	18	1312	Steg	-	-
	22	1313	Steg	-	-
0,3	14,5	1444	Steg	Beton	99 %
	18	1448	Steg	-	-
	22	1451	Steg	-	-
0,4	14,5	1553	Steg	Beton	98 %
	18	1560	Steg	Beton	99 %
	22	1566	Steg	-	-
0,5	14,5	1608	Flansch	Beton	97 %
	18	1619	Flansch	Beton	98 %
	22	1626	Flansch	Beton	99 %

8.4.2.4 Einfluss auf das Schlupf- und Verformungsverhalten

Abb. 8-22 bis Abb. 8-25 stellen das Verhältnis zwischen Endschlupf und Ausnutzungsgrad der Träger dar. Darüber hinaus enthalten die Schaubilder Informationen zur vertikalen Verformung in Feldmitte (durchgezogene schwarze Linien, bezogen auf die Trägerspannweite L) sowie Angaben, zu welchem Zeitpunkt die Dübeltragfähigkeit im äußersten Dübel erreicht ist bzw. unter welcher Auslastung die Streckgrenze in der Randfaser des Untergurtes des Stahlträgers erreicht wird (gestrichelte Linien). Grundsätzlich zeigt das Last-Schlupf-Verhalten in allen Diagrammen einen sehr ähnlichen, dreigeteilten Verlauf mit zwei charakteristischen „Knicken“. Der Verlauf kann in den ersten beiden Abschnitten (ausgehend vom Koordinaten-Nullpunkt) linear angenähert werden. Im ersten linearen Bereich liegt vollelastisches Verhalten aller am Verbundträger beteiligten Komponenten vor: Beton, Baustahl und Verbundmittel. Die „Länge“ dieses Bereiches ist abhängig vom Verdübelungsgrad, wobei ein geringerer Verdübelungs-

grad mit einem kürzeren elastischen Bereich einhergeht. Beim ersten „Knick“ der Kurve erreicht das äußerste, am stärksten belastete Verbundmittel seine maximale Tragfähigkeit und beginnt entsprechend des gewählten bilinearen Modells (vgl. Abb. 8-6) zu fließen.

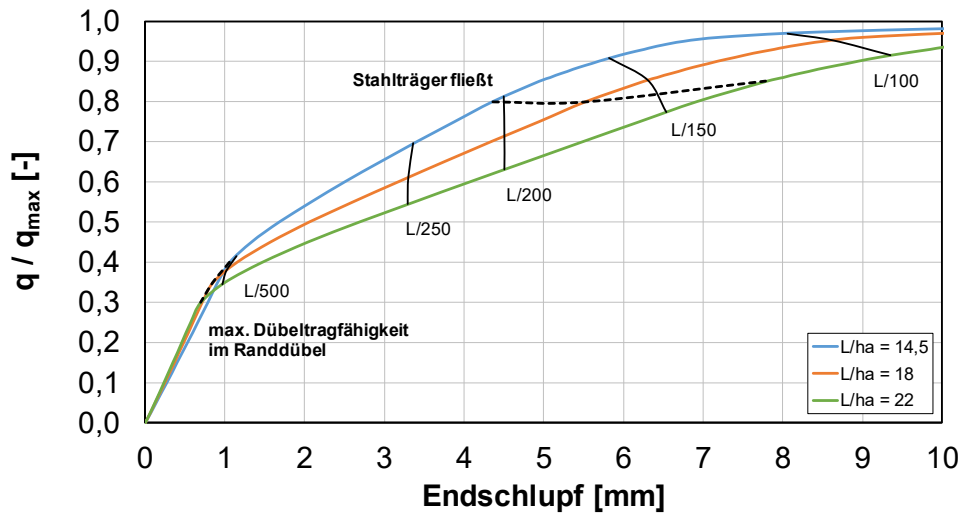


Abb. 8-22: Parameterstudie L/h_a , Variation der Spannweite L , Verdübelungsgrad $\eta = 0,2$

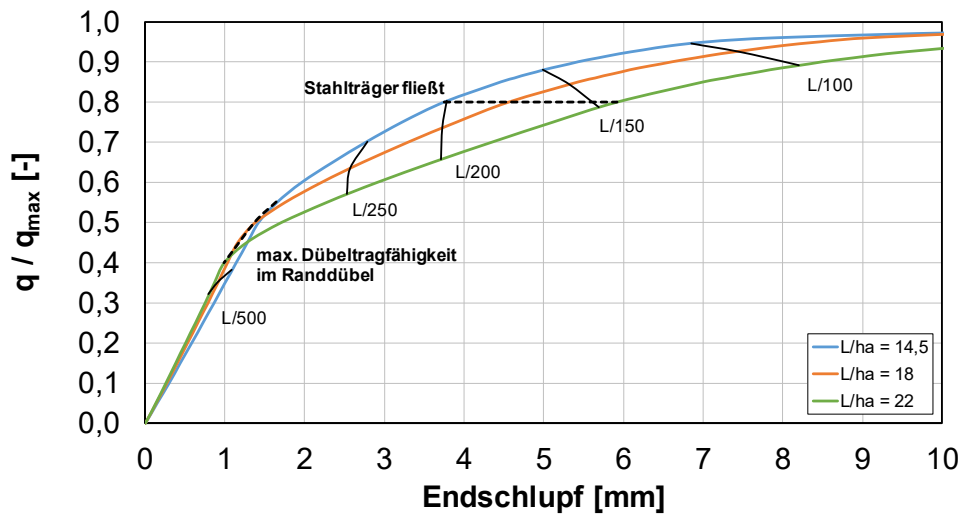


Abb. 8-23: Parameterstudie L/h_a , Variation der Spannweite L , Verdübelungsgrad $\eta = 0,3$

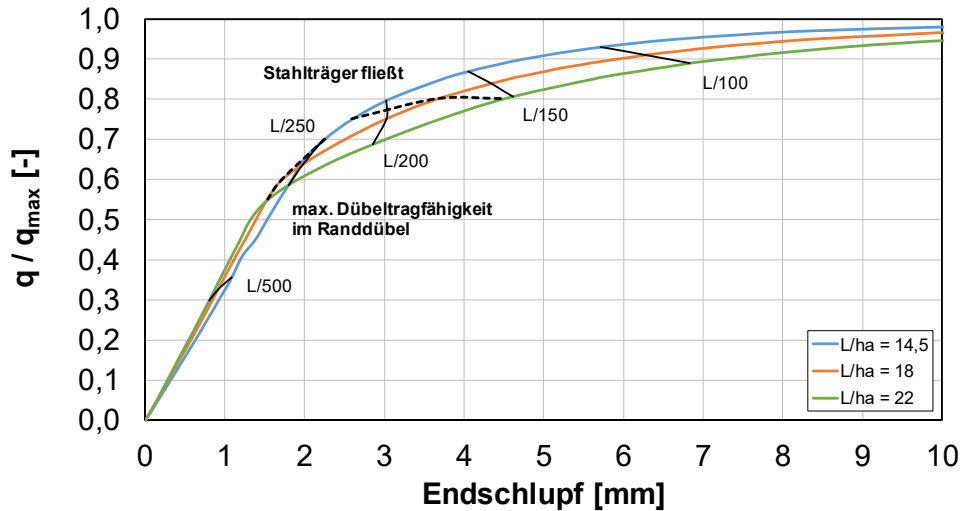
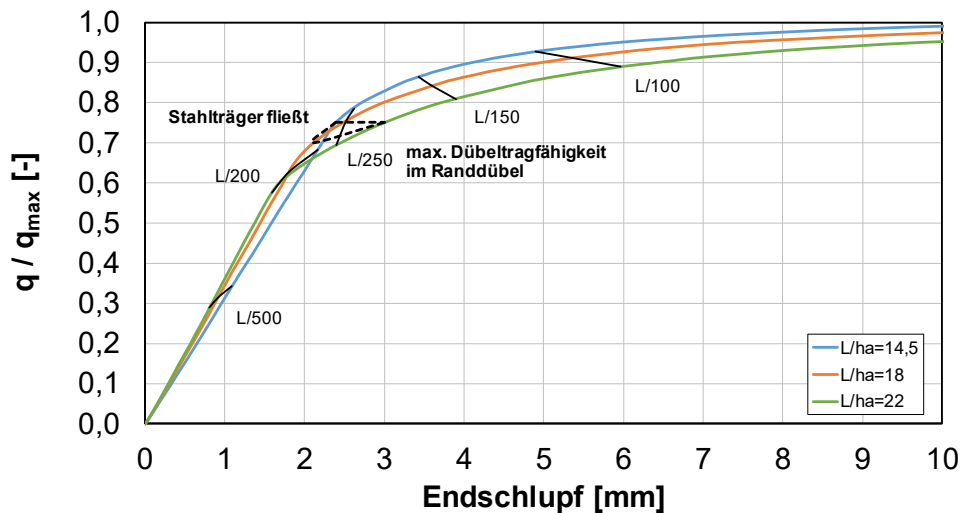
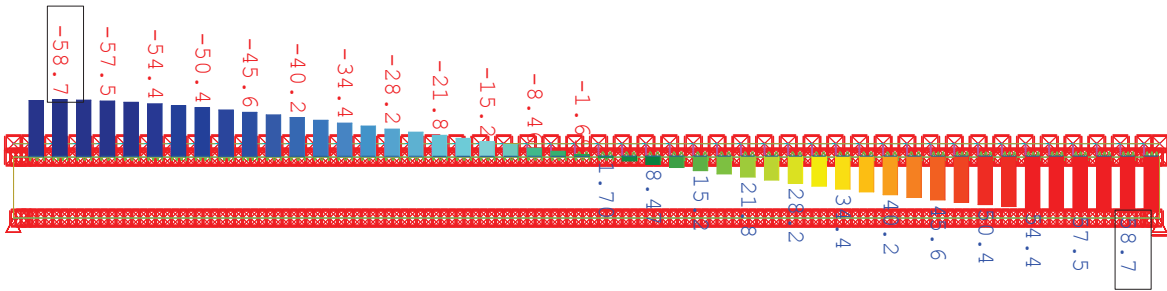
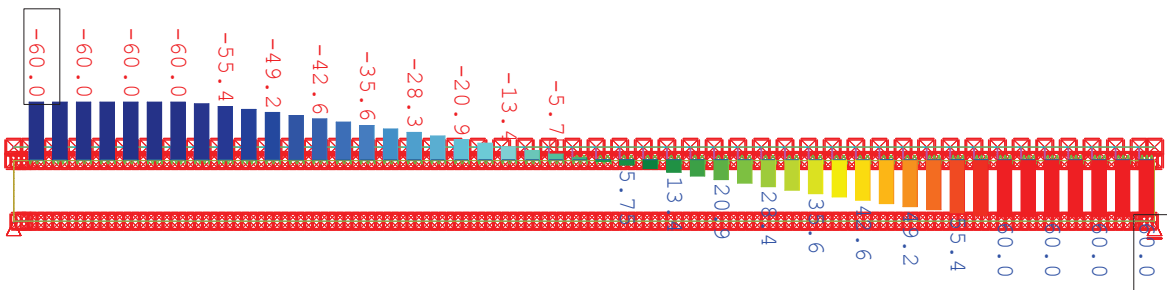
Abb. 8-24: Parameterstudie L/h_a , Variation der Spannweite L , Verdübelungsgrad $\eta = 0,4$ Abb. 8-25: Parameterstudie L/h_a , Variation der Spannweite L , Verdübelungsgrad $\eta = 0,5$

Abb. 8-26 und Abb. 8-27 zeigen beispielhaft die Beanspruchungen des 10 m langen Basis-Verbundträgers mit IPE 550 und $\eta = 0,3$ ($L/h_a = 18$), vgl. Kapitel 8.3 und Abb. 8-23 (orange Linie), bei einer Ausnutzung von 45% und 50% der rechnerischen Momenten Tragfähigkeit. Unter 45% der Traglast ist die maximale Dübeltragfähigkeit noch nicht erreicht und die Dübelkräfte verteilen sich nahezu linear – entsprechend dem elastischen Schub- und Querkraftverlauf. Wird die Last auf 50% der Traglast gesteigert, beginnt der Vorgang des Durchplastizierens der Verbundmittel vom Auflager zur Feldmitte hin.

Abb. 8-26: Verteilung der Dübelkräfte bei 45 % von q_{pt}

Bei weiterer Laststeigerung plastizieren auch die inneren Verbundmittel der Reihe nach durch. Der Stahlträger und die Betonplatte verbleiben zunächst aber noch im elastischen Zustand.

Abb. 8-27: Verteilung der Dübelkräfte bei 50 % von q_{pt}

Die Last-Schlupf-Kurve flacht sich aber durch das immer stärker zunehmende plastische Verhalten der Verbundmittel im Vergleich zum vollelastischen Bereich ab. Erst bei noch stärkerer Lastzunahme beginnt auch der Stahlträger zu fließen. An diesem Punkt gibt es einen zweiten „Knick“ in der Last-Schlupf-Kurve. Im Anschluss verläuft die Kurve bis zum Versagen leicht gekrümmt weiter. Die oberste Grafik in Abb. 8-28 stellt die Spannungsverteilung im Stahlträger vor Beginn des Fließens bei einem Ausnutzungsgrad von 65% dar. Bei einer Belastung von ca. 80% der Traglast wird die Streckgrenze überschritten und es kommt zum Fließen des Stahls im Untergurt (Abb. 8-28, mittlere Grafik). Die unterste Grafik in Abb. 8-28 stellt den vollständig durchplastizierten Stahlträger auf Traglastniveau dar. Deutlich zu erkennen ist der Wechsel zwischen Zug- und Druckbeanspruchung im oberen Bereich des Stahlträgerstegs. Für den Basis-Verbundträger befindet sich die plastische Nulllinie folglich – in Übereinstimmung mit der Handrechnung – im Steg des Stahlträgers, vgl. Tab. 8-5.

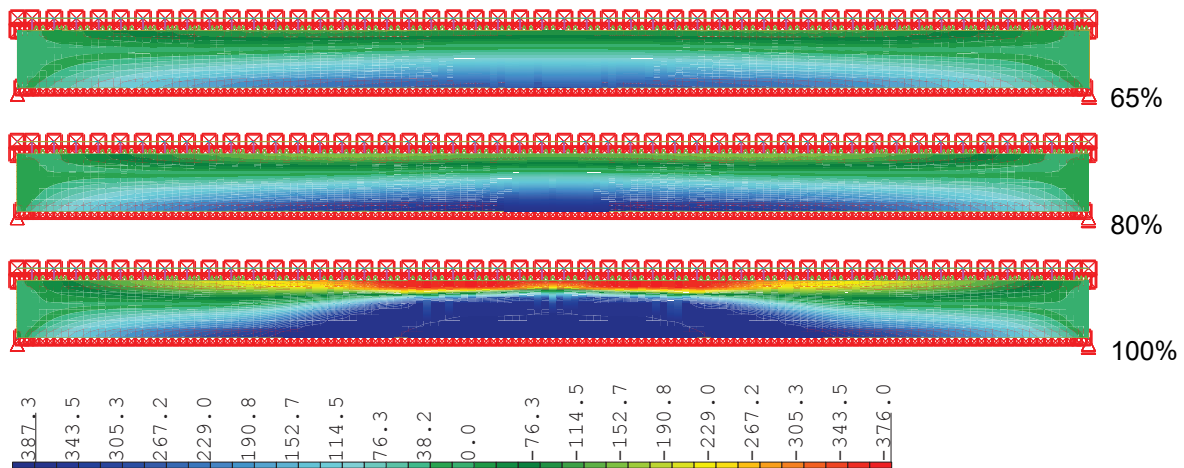


Abb. 8-28: Spannungsverteilung im Stahlträger bei 65 %, 80 % und 100 % von q_{pl}

Weiterhin zeigt die Simulation, dass die Streckgrenze des Stahlträgers bei Verbundträgern mit unterschiedlichem L/h_a -Verhältnis – aber gleichem Verdübelungsgrad – bei der nahezu gleichen Ausnutzung erreicht wird. Außerdem hat eine Erhöhung des Verdübelungsgrades kaum Einfluss auf den Zeitpunkt der Überschreitung der Fließgrenze. Für $\eta = 0,2$ (Abb. 8-22) beginnt das Fließen des Stahlprofils bei ca. 80 % der Traglast; für $\eta = 0,5$ (Abb. 8-25) bei 75 %. Da die Lastinkremente bei der Traglastiteration pro Lastschritt um jeweils 5% gesteigert werden, können diese geringfügigen Unterschiede auch auf die gewählte Schrittweite der Lastschritte zurückzuführen sein.

Betrachtet man den Schlupf bei Erreichen der Streckgrenze des Stahlträgers, ist ebenfalls eine Abhängigkeit von L/h_a festzustellen: der Schlupf ist bei Trägern mit längeren Spannweiten größer als bei kürzeren. Bei einem Verdübelungsgrad von 20% beträgt der Endschlupf beim kürzesten Träger 4,4 mm, beim längsten Träger verschieben sich die Bauteile um 7,8 mm. Somit ist eine deutliche Abhängigkeit des Schlupfs vom untersuchten Parameter L/h_a festzuhalten, woraus sich auch Einflüsse auf die vertikalen Durchbiegungen der Träger in Feldmitte ergeben. Zudem hängt die Größe des Schlupfs vom Verdübelungsgrad ab: je größer der Verdübelungsgrad, desto kleiner der absolute Endschlupf. Ebenso verringern sich die Unterschiede zwischen den untersuchten L/h_a -Verhältnissen merklich mit zunehmendem Verdübelungsgrad, vgl. Abb. 8-22 bis Abb. 8-25. Des Weiteren fließt der Unterflansch des Stahlträgers bei höheren Verdübelungsgraden bereits bei geringeren vertikalen Verformungen. Bei einem Verdübelungsgrad in Höhe von 50% beträgt die Durchbiegung beispielsweise für alle drei untersuchten Verbundträger nur noch $L/200$, wenn der Stahlträger zu Fließen beginnt (Abb. 8-25). Die Relativverschiebung liegt hier zwischen 2,4 mm und 3 mm. An dieser Stelle treten beide Effekte, Fließen des Stahlträgers und Durchplastizieren der Verbundmittel, nahezu gleichzeitig auf – der dreigeteilte Last-Schlupf-Verlauf verringert sich also ab diesem Verdübelungsgrad zu einem zweigeteilten.

Die Linien in Abb. 8-22 bis Abb. 8-25, die die jeweils vorhandene Durchbiegung markieren, verlaufen im Bereich nach Erreichen der maximalen Dübeltragfähigkeit im Randdübel bis zum Beginn des Fließens des Stahlträgers nahezu senkrecht. Dies lässt den Schluss zu, dass der Schlupf unter dieser entsprechenden Verformung nahezu unabhängig von der Spannweite des Trägers ist. Der Effekt ist in Abb. 8-22 am besten sichtbar, da der Bereich zwischen dem Erreichen der maximalen Dübeltragfähigkeit im Randdübel und dem Fließen des Stahlträgers für den Verdübelungsgrad $\eta = 0,2$ am größten ist. Die Durchbiegung von $L/250$ führt bei allen untersuchten Trägern zu einem Schlupf von 3,3 mm in der Verbundfuge. Bezogen auf die Traglast sind die Träger dabei zwischen 55% und 70% ausgenutzt. Je weiter das Fließen des Stahlträgers fortgeschritten ist, desto mehr flachen die Linien gleicher Durchbiegung ab. Längere, schlankere Träger weisen in diesem Bereich deutlich größere Relativverschiebungen auf als gedrungene Querschnitte.

Tab. 8-6 stellt die auftretenden Schlupfwerte, die Ausnutzungsgrade und die vertikalen Durchbiegungen zusammengefasst dar, die bei Erreichen der maximalen Dübeltragfähigkeit im Randdübel bzw. bei Fließbeginn des Stahlträgers vorhanden sind. In den letzten beiden Spalten sind der Schlupf und der Ausnutzungsgrad für das Verformungskriterium $L/250$ aufgelistet.

Tab. 8-6: Übersicht über das Last-Schlupf-Verhalten bei Erreichen der maximalen Dübeltragfähigkeit im Randdübel, der Streckgrenze des Stahlträgers und einer Durchbiegung von $L/250$

η	L/h_a	Max. Dübeltragfähigkeit im Randdübel erreicht			Stahlträger fließt			Durchbiegung $L/250$	
		Schlupf [mm]	Ausnutzung	Durchbiegung	Schlupf [mm]	Ausnutzung	Durchbiegung	Schlupf [mm]	Ausnutzung
0,2	14,5	1,1	40 %	$L/500$	4,4	80 %	$L/200$	3,4	70 %
	18	1,0	35 %	$L/500$	5,5	80 %	$L/175$	3,4	60 %
	22	0,7	30 %	$L/500$	7,8	85 %	$L/125$	3,4	55 %
0,3	14,5	1,7	55 %	$L/300$	3,8	80 %	$L/200$	2,8	70 %
	18	1,4	50 %	$L/300$	4,5	80 %	$L/175$	2,6	65 %
	22	1,0	40 %	$L/400$	6,0	80 %	$L/150$	2,5	55 %
0,4	14,5	2,2	70 %	$L/250$	2,6	75 %	$L/200$	2,2	70 %
	18	1,7	60 %	$L/250$	3,7	80 %	$L/175$	2,0	65 %
	22	1,5	55 %	$L/300$	4,5	80 %	$L/150$	1,8	60 %
0,5	14,5	2,4	75 %	$L/200$	2,4	75 %	$L/200$	2,2	70 %
	18	2,1	70 %	$L/200$	2,5	75 %	$L/200$	1,8	65 %
	22	3,0	75 %	$L/200$	3,0	75 %	$L/200$	1,8	65 %

8.4.3 Verhältnis der plastischen Traglast von Stahl- bzw. Verbundträger

8.4.3.1 Voruntersuchungen

Der Quotient $(w_p - w_{pa})/w_{pa}$ beschreibt das Verhältnis der Differenz zwischen der Traglast des Verbundträgers und des Stahlträgers zu der des „reinen“ Stahlträgers (w = Streckenlast). Nimmt der Quotient den Wert 1 an, ist die Traglast des Verbundträgers doppelt so groß wie die des Stahlprofils. Im Extremfall nimmt der Quotient (unter Vernachlässigung der Tragfähigkeit des Betongurtes) den Wert 0 an.

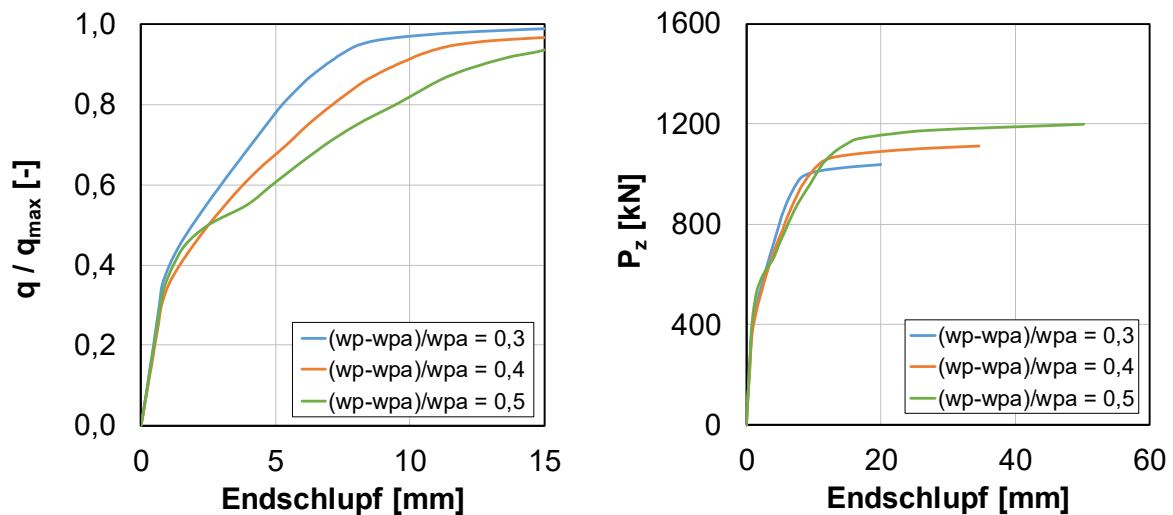
Um den Quotienten $(w_p - w_{pa})/w_{pa}$ zu variieren, können verschiedene Parameter verändert werden. Der Wert verändert sich unmittelbar bei Änderung einer der folgenden Parameter: Stahlgüte, Stahlprofil, Spannweite, Betongüte, Höhe des Betongurtes sowie Tragfähigkeit des Verbundmittels. Um die nachfolgenden Ergebnisse mit denen aus Kapitel 8.4.2 vergleichen zu können, wird der Wert L/h_a konstant gehalten und die Stahlgüte bleibt unverändert gegenüber den bisherigen Berechnungen. Somit können nur noch die Parameter Betongüte und Höhe des Betongurtes zur Einstellung des Quotienten $(w_p - w_{pa})/w_{pa}$ variiert werden. Da die Betongüte nur wenig Einfluss auf das Verhältnis $(w_p - w_{pa})/w_{pa}$ hat, werden Träger mit unterschiedlichen Betonplattendicken konfiguriert. Johnson und Molenstra [67] untersuchten Gesamtplattendicken zwischen 120 mm und 180 mm. Da sich mit diesen Plattendicken aber nur Werte mit geringer Bandbreite des Quotienten $(w_p - w_{pa})/w_{pa}$ darstellen lassen, werden im Rahmen der in dieser Arbeit durchgeführten Studie Plattendicken zwischen 117 mm und 350 mm untersucht. Je geringer die Höhe der Betonplatte ist, desto geringer wird das Verhältnis $(w_p - w_{pa})/w_{pa}$. Die Höhe der Betonplatte hat zusätzlich noch Einfluss auf den Verdübelungsgrad, sodass die maximale Dübeltragfähigkeit ebenfalls angepasst werden muss, um vergleichbare Werte gegenüber den anderen Parameteruntersuchungen zu erhalten. Mit einem steigenden Verhältnis von $(w_p - w_{pa})/w_{pa}$ geht zwangsweise eine Erhöhung des Verdübelungsgrades einher. Daher ist es nicht möglich, „beliebige“ Verdübelungsgrade für jedes Verhältnis $(w_p - w_{pa})/w_{pa}$ zu untersuchen. Eine Übersicht über die möglichen Konfigurationen gibt Tab. 8-7. Es wird offensichtlich, dass eine Erhöhung des Verhältnisses $(w_p - w_{pa})/w_{pa}$ um 0,1 unter den gegebenen Randbedingungen eine deutliche Vergrößerung der Betonplattendicke erfordert.

Tab. 8-7: Trägerkonfigurationen zur Untersuchung des Einflusses von $(w_p - w_{pa})/w_{pa}$

η	$\frac{w_p - w_{pa}}{w_{pa}}$	L [m]	Profil	Stahlgüte	h_c [mm]	Betongüte
0,2	0,3	10	IPE 550	S355	140	C 30/37
	0,4				240	
	0,5				350	
0,3	0,4				130	
	0,5				205	
	0,6				240	
0,4	0,5				130	
	0,6				175	
	0,7				230	
0,5	0,5				120	
	0,6				140	
	0,7				185	
	0,8	225				
0,6	0,5	117				
	0,6	130				
	0,7	160				
	0,8	190				

8.4.3.2 Einfluss auf das Tragverhalten

Abb. 8-29 bis Abb. 8-33 stellen die Abhängigkeit zwischen Schlupf und dem Absolutwert der Belastung sowie der normierten Last für die verschiedenen Verhältnisse von $(w_p - w_{pa})/w_{pa}$ dar. Deutlich zu erkennen ist, dass die Höhe der Betonplatte nur einen sehr geringen Einfluss auf die absolute Tragfähigkeit hat, während der Endschlupf unter der Traglast mit steigendem Verhältnis $(w_p - w_{pa})/w_{pa}$ deutlich zunimmt.

Abb. 8-29: Parameterstudie $(w_p - w_{pa})/w_{pa}$, Verdübelungsgrad $\eta = 0,2$

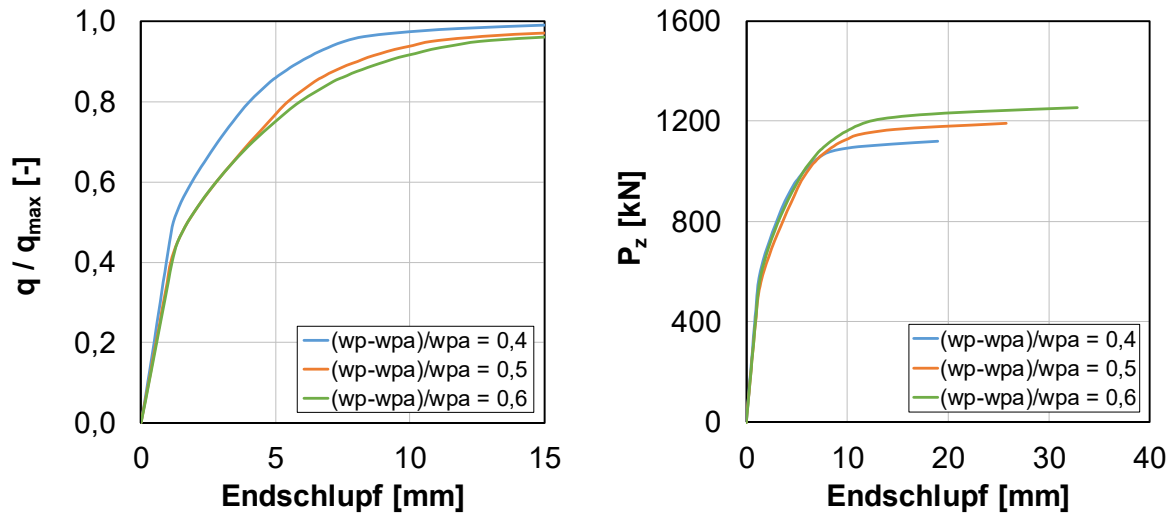


Abb. 8-30: Parameterstudie $(w_p - w_{pa})/w_{pa}$, Verdübelungsgrad $\eta = 0,3$

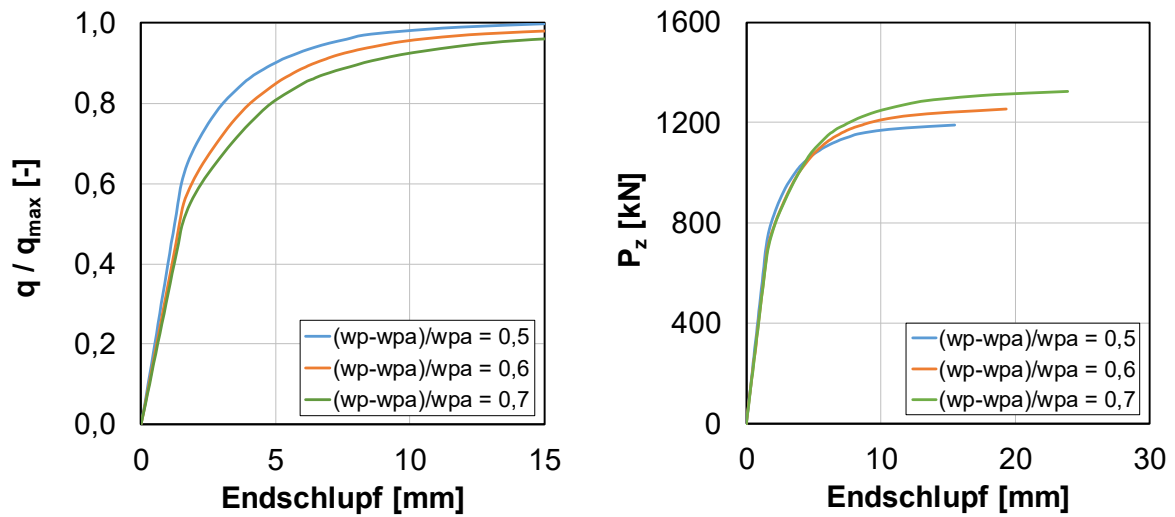


Abb. 8-31: Parameterstudie $(w_p - w_{pa})/w_{pa}$, Verdübelungsgrad $\eta = 0,4$

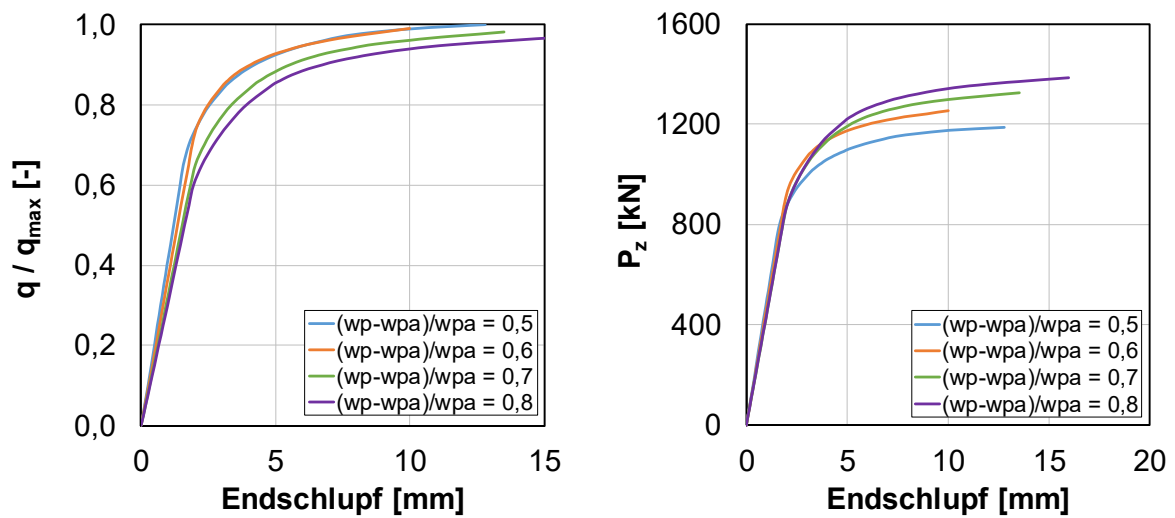


Abb. 8-32: Parameterstudie $(w_p - w_{pa})/w_{pa}$, Verdübelungsgrad $\eta = 0,5$

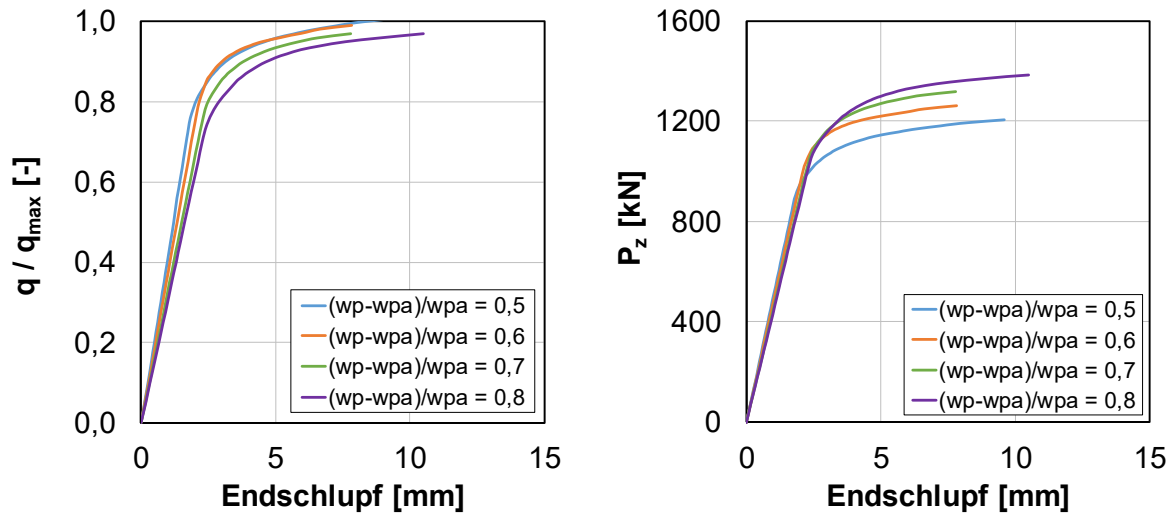


Abb. 8-33: Parameterstudie $(w_p - w_{pa})/w_{pa}$, Verdübelungsgrad $\eta = 0,6$

Johnson und Molenstra [67] prognostizierten, dass der Endschlupf mit steigendem Verhältnis $(w_p - w_{pa})/w_{pa}$ zunimmt. Dies ist durch die durchgeführte Parameterstudie grundsätzlich bestätigt worden. Gleichzeitig zeigen die Ergebnisse allerdings, dass signifikante Einflüsse auf das Last-Schlupf-Verhalten unter Verdübelungsgraden zwischen 20% und 60% erst bei nicht-linearem Materialverhalten auftreten. Werden die untersuchten Verbundträger bis zur Traglast beansprucht, ist der Einsatz duktiler Verbundmittel unerlässlich, da große Endschlupfwerte erreicht werden. Verbundmittel, die lediglich das nach DIN EN 1994-1-1 [35] erforderliche 6mm-Kriterium erfüllen, führen bei einem Verdübelungsgrad $\eta = 0,2$ mit $(w_p - w_{pa})/w_{pa} = 0,5$ bereits bei 65 % zum vorzeitigen Versagen (vgl. Abb. 8-29); bei $(w_p - w_{pa})/w_{pa} = 0,3$ steigt die Ausnutzbarkeit auf 85 % der Traglast an. Bei höheren Verdübelungsgraden verbessern sich die Ausnutzbarkeiten entsprechend (vgl. Abb. 8-30 ff.).

In Tab. 8-8 ist die rechnerische Momententragfähigkeit M_R (vgl. Abb. 5-3), die Lage der plastischen Nulllinie im Stahlträger sowie die Art und der Zeitpunkt des Versagens für alle Konfigurationen angegeben. Wird M_R erreicht, versagen alle Bauteile des Verbundträgers theoretisch gleichzeitig. In einigen Fällen kommt es jedoch auch in der Simulation zu einem Betondruckversagen kurz vor Erreichen der rechnerischen Traglast. Hiermit bestätigen sich die in den Versuchen beobachteten Betonschädigungen kurz vor Erreichen der maximalen Versuchslast und die daraufhin getroffene Annahme, die Versuchswerte mit lediglich 95% der rechnerischen Momententragfähigkeit zu vergleichen, vgl. Kapitel 5.3.1 letzter Absatz.

Tab. 8-8: Übersicht über die Momententragfähigkeit M_R , die Lage der plastischen Nulllinie im Stahlträger $z_{pl,2}$ sowie des Versagensmechanismus

η	$\frac{w_p - w_{pa}}{w_{pa}}$	$M_R [kNm]$	$z_{pl,2}$	Vorzeitiges Versagen	
				Bauteil	Laststufe
0,2	0,3	1293	Steg	-	-
	0,4	1388	Steg	-	-
	0,5	1493	Steg	Beton	99 %
0,3	0,4	1394	Steg	-	-
	0,5	1498	Steg	Beton	99 %
	0,6	1577	Steg	Beton	99 %
0,4	0,5	1484	Steg	-	-
	0,6	1581	Steg	Beton	99 %
	0,7	1685	Steg	Beton	98 %
0,5	0,5	1481	Steg	-	-
	0,6	1578	Flansch	Beton	99 %
	0,7	1685	Flansch	Beton	98 %
	0,8	1780	Flansch	Beton	97 %
0,6	0,5	1485	Steg	-	-
	0,6	1589	Flansch	Beton	99 %
	0,7	1695	Flansch	Beton	97 %
	0,8	1782	Flansch	Beton	97 %

8.4.3.3 Einfluss auf das Schlupf- und Verformungsverhalten

Abb. 8-34 bis Abb. 8-38 stellen das Verhältnis zwischen Endschlupf und Ausnutzungsgrad der Träger dar. Darüber hinaus enthalten die Schaubilder Informationen zur vertikalen Verformung in Feldmitte (bezogen auf die Trägerspannweite L) sowie Angaben, zu welchem Zeitpunkt die Dübeltragfähigkeit im äußersten Dübel erreicht ist bzw. unter welcher Auslastung die Streckgrenze in der Randfaser des Untergurts des Stahlträgers erreicht wird. Grundsätzlich zeigt das Last-Schlupf-Verhalten in allen Diagrammen einen dreigeteilten Verlauf mit zwei charakteristischen „Knicken“, vgl. Beschreibung in Kapitel 8.4.2.4.

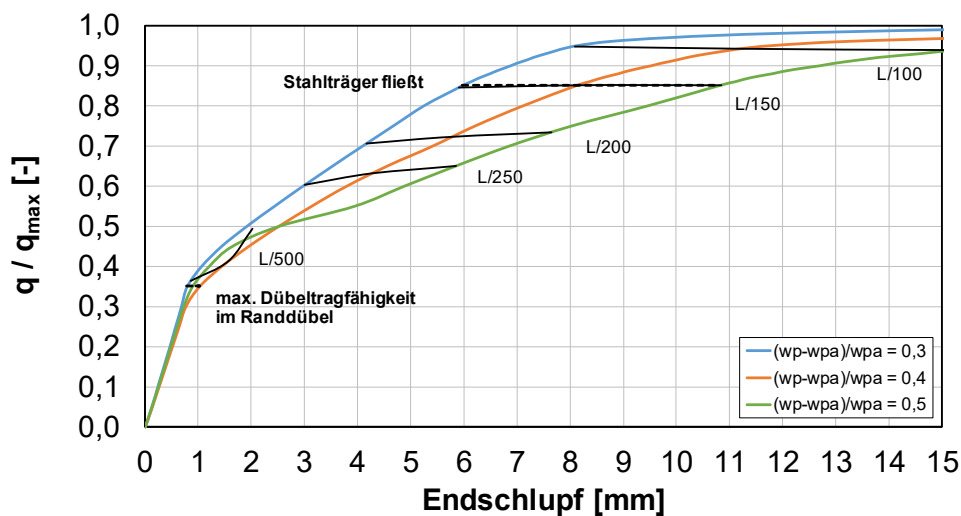


Abb. 8-34: Parameterstudie $(w_p - w_{pa})/w_{pa}$, Verdübelungsgrad $\eta = 0,2$

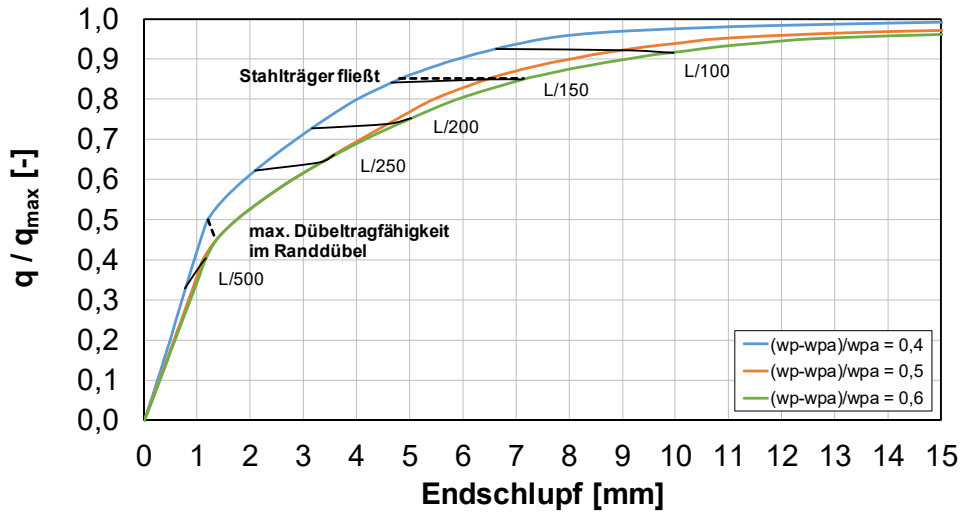


Abb. 8-35: Parameterstudie $(w_p - w_{pa})/w_{pa}$, Verdübelungsgrad $\eta = 0,3$

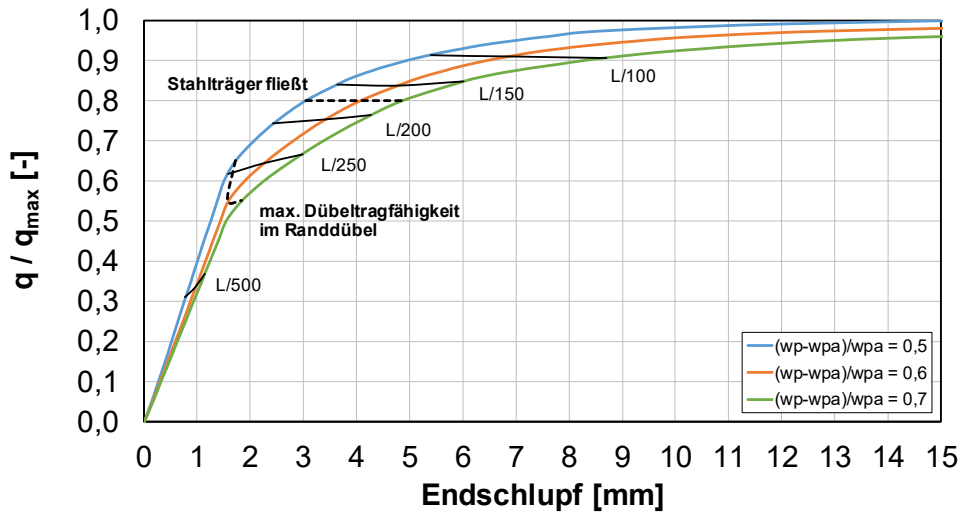


Abb. 8-36: Parameterstudie $(w_p - w_{pa})/w_{pa}$, Verdübelungsgrad $\eta = 0,4$

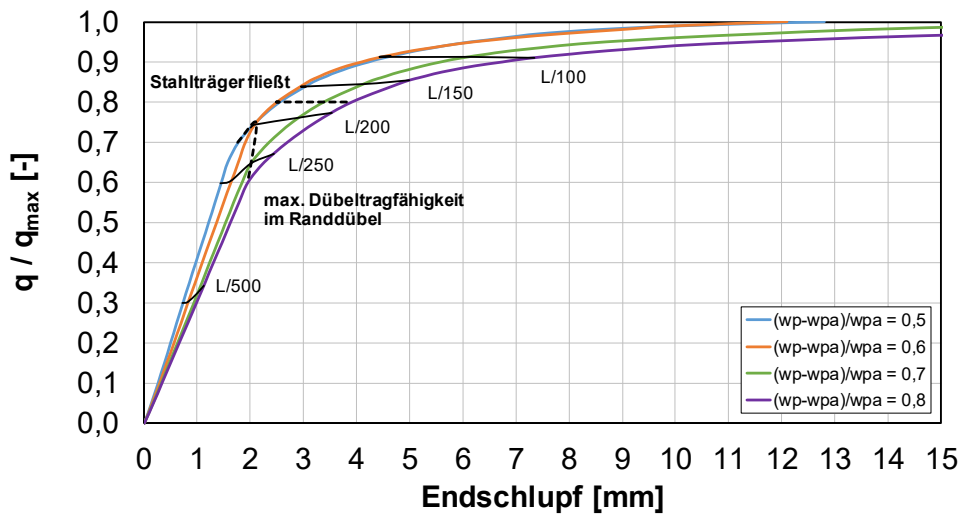


Abb. 8-37: Parameterstudie $(w_p - w_{pa})/w_{pa}$, Verdübelungsgrad $\eta = 0,5$

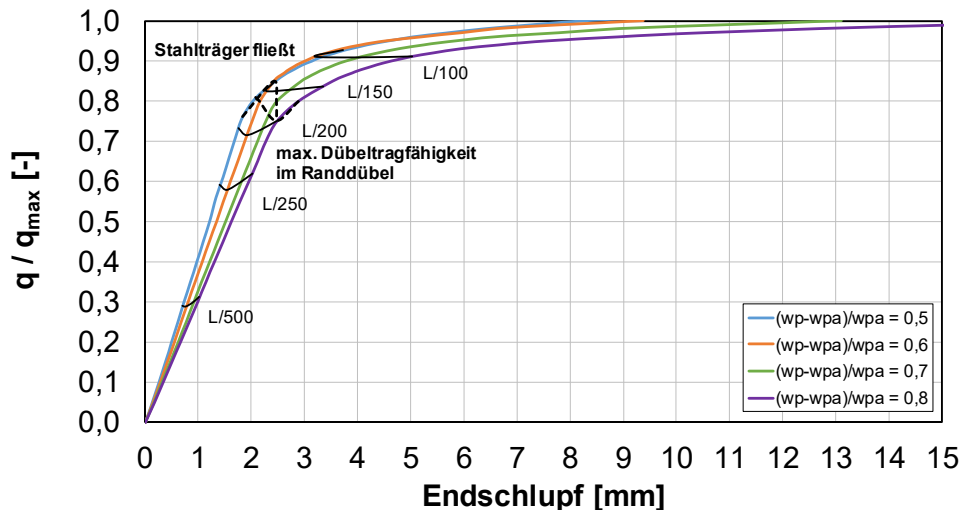


Abb. 8-38: Parameterstudie $(w_p - w_{pa})/w_{pa}$, Verdübelungsgrad $\eta = 0,6$

Wiederum zeigt sich, dass der Fließbeginn des Stahlträgers unabhängig vom untersuchten Parameter $(w_p - w_{pa})/w_{pa}$ und dem Verdübelungsgrad ist (immer bei ca. 80% der max. Last). Die Streckgrenze wird immer bei einer Belastung in Höhe von 80% bis 85% der Traglast überschritten. Die Durchbiegung beträgt unter dieser Belastung für Verbundträger mit $\eta = 0,2$ ca. $L/150$. Sie geht bei einer Erhöhung des Verdübelungsgrades auf $\eta = 0,6$ auf $L/175$ zurück. Die Last, unter der die maximale Dübeltragfähigkeit im Randdübel erreicht ist, hängt maßgeblich vom Verdübelungsgrad und dem Verhältnis $(w_p - w_{pa})/w_{pa}$ ab. Kleinere Werte $(w_p - w_{pa})/w_{pa}$ bedingen, dass die Tragfähigkeit des Verbundmittels erst bei höheren Ausnutzungsgraden erreicht wird. Höhere Verdübelungsgrade vergrößern den Grad der Ausnutzung zusätzlich. Dies führt dazu, dass bei Verbundträgern ab einem Verdübelungsgrad $\eta = 0,6$ die dreigeteilte Last-Schlupf-Kurve wiederum in eine zweigeteilte übergeht, da die maximale Dübeltragfähigkeit im Randdübel unter der gleichen Belastung auftritt wie der Beginn des Fließens im Stahlträger.

Die vertikale Verformung der Verbundträger in Feldmitte beträgt unabhängig vom Verdübelungsgrad ca. $L/250$ bei einer Belastung zwischen 60 % und 65 % der Traglast. Der jeweilige Schlupf in der Verbundfuge der Träger verringert sich einerseits mit Erhöhung des Verdübelungsgrades und andererseits mit kleiner werdenden Werten von $(w_p - w_{pa})/w_{pa}$.

Tab. 8-9 stellt für die untersuchten Verbundträger mit verschiedenen Verhältnissen von $(w_p - w_{pa})/w_{pa}$ dar, unter welchen Belastungen die Verbundmittel in Auflagernähe ihre Tragfähigkeit erreichen und die Streckgrenze des Stahlträgers im Untergurt überschritten wird. Darüber hinaus sind der zugehörige Schlupf und die vertikale Verformung in Feldmitte angegeben. Die letzten beiden Spalten geben an, bei welchem Ausnutzungsgrad die für den Grenzzustand

der Gebrauchstauglichkeit maximale Durchbiegung erreicht wird und welcher Schlupf in diesem Zustand vorliegt.

Tab. 8-9: Übersicht über das Last-Schlupf-Verhalten bei Erreichen der maximalen Dübeltragfähigkeit im Randdübel, der Streckgrenze des Stahlträgers und einer Durchbiegung von $L/250$

η	$\frac{w_p - w_{pa}}{w_{pa}}$	Max. Dübeltragfähigkeit im Randdübel erreicht			Stahlträger fließt			Durchbiegung $L/250$	
		Schlupf [mm]	Ausnutzung	Durchbiegung	Schlupf [mm]	Ausnutzung	Durchbiegung	Schlupf [mm]	Ausnutzung
0,2	0,3	0,8	35 %	$L/500$	6,0	85 %	$L/150$	3,0	60 %
	0,4	1,0	35 %	$L/500$	7,1	85 %	$L/150$	4,2	65 %
	0,5	0,9	35 %	$L/500$	10,0	85 %	$L/150$	5,0	65 %
0,3	0,4	1,2	50 %	$L/350$	4,8	85 %	$L/150$	2,1	65 %
	0,5	1,4	45 %	$L/350$	5,4	85 %	$L/150$	3,5	65 %
	0,6	1,4	45 %	$L/350$	7,1	85 %	$L/150$	3,5	65 %
0,4	0,5	1,7	65 %	$L/250$	3,0	80 %	$L/175$	1,6	65 %
	0,6	1,6	55 %	$L/300$	4,0	80 %	$L/175$	2,2	65 %
	0,7	1,8	55 %	$L/300$	5,0	80 %	$L/175$	3,0	65 %
0,5	0,5	1,8	70 %	$L/200$	2,5	80 %	$L/175$	1,4	60 %
	0,6	2,0	75 %	$L/200$	2,5	80 %	$L/175$	1,6	60 %
	0,7	2,0	65 %	$L/250$	3,5	80 %	$L/175$	2,0	65 %
	0,8	2,0	60 %	$L/250$	4,0	80 %	$L/175$	2,4	65 %
0,6	0,5	2,5	85 %	$L/150$	1,87	75 %	$L/200$	1,4	60 %
	0,6	2,4	85 %	$L/150$	2,1	80 %	$L/150$	1,5	60 %
	0,7	2,5	80 %	$L/150$	2,2	75 %	$L/200$	1,8	60 %
	0,8	2,5	75 %	$L/200$	3,0	80 %	$L/150$	2,0	60 %

8.4.4 Lage der plastischen Nulllinie

8.4.4.1 Voruntersuchungen

Gemäß den Untersuchungen von Johnson und Molenstra [67] bedingt ein steigendes Verhältnis z_{pl}/h_c eine Zunahme des Schlupfs. Aufgrund der teilweisen Verdübelung kommt es zu einem Dehnungssprung in der Schubfuge, vgl. auch Abb. 5-3, wodurch zwei plastische Nulllinien im Stahlträger und der Betonplatte entstehen. Die Lage der Nulllinie kann durch die Faktoren Höhe der Betonplatte, Geometrie des Stahlprofils, Stahlgüte, Verdübelungsgrad, Betongüte und Trägerspannweite beeinflusst werden. Um einen Vergleich mit den vorigen Untersuchungen vornehmen zu können, bleiben die geometrischen Abmessungen des Trägers konstant und das Verhältnis z_{pl}/h_c wird über die Variation der Stahlgüte zwischen S235 und S690 gesteuert. Tab. 8-10 stellt in einer Übersicht die untersuchten Träger mit ihren Kennwerten

dar. Im Bereich der Stahlgüten bis S 460 bleibt das Verhältnis $z_{pl,2}/h_c$ konstant, da hier der Fall $F_c > F_a$ vorliegt, die Normalkraft im Stahlträger also maßgebend für die Bemessung wird. Bei einem Träger der Güte S 690 wird die Betonkraft maßgebend, weswegen sich der Wert für $z_{pl,2}/h_c$ vergrößert.

Tab. 8-10: Übersicht der Verbundträgerkonfigurationen zur Variation von z_{pl}/h_c

$z_{pl,1}/h_c$	$z_{pl,2}/h_c$	L [m]	Profil	$f_y [N/mm^2]$	$h_c [mm]$	Betongüte
0,06				235		
0,09	2,09			355		
0,12				460		
0,13	2,32			690		
0,09				235		
0,14	1,71			355		
0,18				460		
0,19	2,05	10	IPE 550	690	160	C 30/37
0,12				235		
0,19	1,34			355		
0,24				460		
0,25	1,78			690		
0,15				235		
0,23	1,1			355		
0,3				460		
0,32	1,52			690		

Gemäß DIN EN 1994-1-1 [35] ist für Verbundträger mit Stahlgüten S 420 bzw. S 460 die plastische Momententragfähigkeit zu reduzieren, sofern die Höhe der plastischen Nulllinie größer als 0,15 bzw. 15 % der Gesamtquerschnittshöhe ist, vgl. Abb. 8-39. Hintergrund dieser Regelung ist die Tatsache, dass die plastische Querschnittsausnutzung bei höherfesten Stählen mit einer deutlich höheren Normalkraft (Zugbeanspruchung bei Einfeldträgern) einhergeht, die aus Gleichgewichtsgründen mit betragsmäßig gleichem Wert als Druckkraft in den Betongurt eingeleitet werden. Aus diesem Grund besteht die Gefahr vorzeitigen Betondruckversagens aufgrund des Überschreitens der maximal zulässigen Betondehnung (bzw. -stauchung) in Höhe von $\varepsilon_{cu2} = 3,5 \text{ ‰}$ für normalfeste Betone, vgl. DIN EN 1992-1-1 [32].

Ob diese für vollständig verdübelte Verbundträger mit massiven Betongurten erläuterte Regelung auch bei teilweise verdübelten Verbundträgern mit profilierten Betongurten einzusetzen ist, wird in DIN EN 1994-1-1 [35] nicht näher erläutert. Aus diesem Grund wird im Vorfeld der Parameterstudie der Einfluss der Reduktion auf Verbundträger mit S 460 und S 690 untersucht. Hierfür wird – ausgehend von den teilweise verdübelten Konfigurationen – zunächst die Dübeltragfähigkeit so lange erhöht, bis ein vollständig verdübelter Verbundträger vorliegt, also $\eta = 1,0$. Somit kann das Verhältnis der Lage der plastischen Nulllinie und der Gesamthöhe

des Querschnitts normgemäß ermittelt werden, woraus sich der Abminderungsfaktor β ableitet. Dieser Abminderungsfaktor wird – sofern rechnerisch erforderlich – im weiteren Verlauf auch auf die untersuchten teilweise verdübelten Träger angewendet.

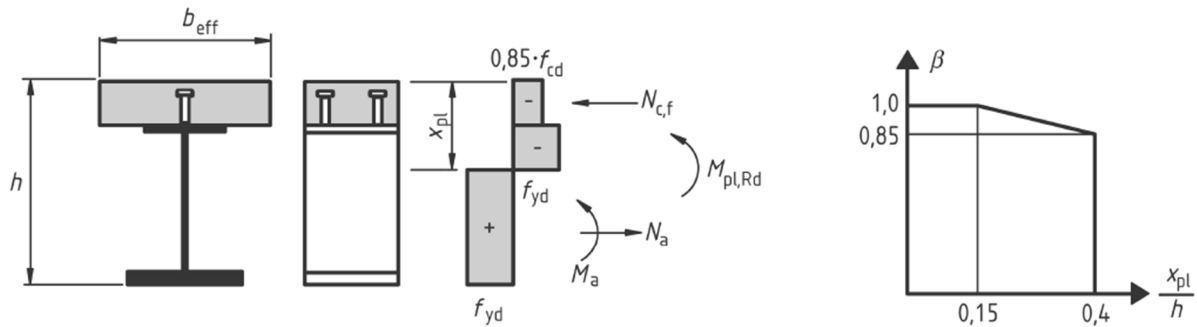


Abb. 8-39: Bestimmung der reduzierten Momententragfähigkeit bei höherfesten Stählen [35]

Für die im Rahmen dieser Parameterstudie untersuchten Trägerkonfigurationen ergibt sich unter Annahme der Vollverdübelung für die Stahlgüte S460 ein Wert $z_{pl}/h = 0,14$, sodass für diesen Fall noch keine Abminderung erforderlich wird. Unter Einsatz der Stahlgüte S690 beträgt $z_{pl}/h = 0,24 > 0,15$, was eine Abminderung des rechnerisch aufnehmbaren Moments notwendig macht.

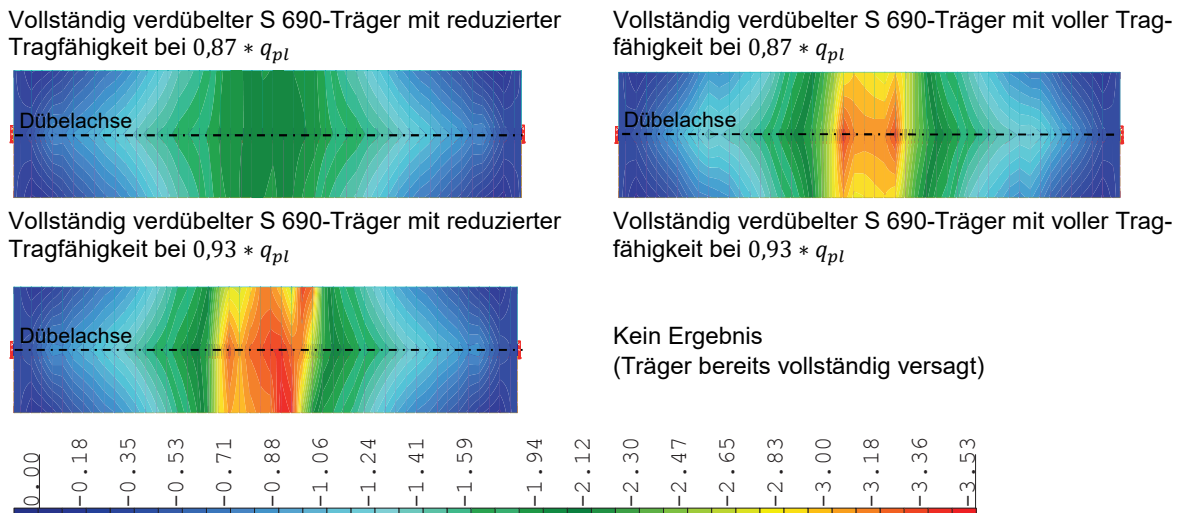


Abb. 8-40: Draufsicht auf den Betongurt: Betondruckdehnung [‰] für S 690 Träger bei 87 % und 93 % der rechnerischen Momententragfähigkeit

Als Ergebnis der Untersuchung ist festzustellen, dass die Reduktion der zulässigen Momententragfähigkeit dazu führt, dass die maximale Betonstauchung $\varepsilon_{cu2} = 3,5 \text{ ‰}$ erst bei höheren Ausnutzungsgraden auftritt. Für den vollständig verdübelten Träger der Stahlgüte S 690 wird ε_{cu2} unter Ansatz der reduzierten Tragfähigkeit erst bei einem Ausnutzungsgrad von 93% erreicht (vgl. Abb. 8-40). Wird hingegen keine Reduktion angesetzt, versagt der Beton bereits

bei 87% der rechnerischen Tragfähigkeit. Abb. 8-40 zeigt in der linken Hälfte den Verlauf der Betondruckdehnungen an der Oberkante der Betonplatte für den S 690-Träger unter Ansatz der reduzierten Momententragfähigkeit und rechts für die nicht reduzierte Momententragfähigkeit. Die oberen Grafiken stellen dabei den Zustand unter 87% der rechnerischen Maximallast dar, während die untere Grafik die Werte bei 93% der rechnerischen Momententragfähigkeit zeigt. Der Träger ohne Reduktion der Momententragfähigkeit hat zu diesem Zeitpunkt bereits versagt.

8.4.4.2 Einfluss auf das Tragverhalten

Die Schaubilder Abb. 8-41 bis Abb. 8-44 stellen den Endschlupf in Abhängigkeit der Last P_z bzw. des Ausnutzungsgrades dar. Die gestrichelten Linien zeigen die Last-Schlupf-Verläufe unter Ansatz des Stahls S 690 mit reduzierter Tragfähigkeit, vgl. hierzu auch Kapitel 8.4.4.1.

Es kann allgemein festgestellt werden, dass mit Zunahme der Stahlgüte der Endschlupf und die absolute maximale Tragfähigkeit zunehmen. Hiermit wird die Aussage von Johnson und Molenstra [67], dass mit steigendem Verhältnis z_{pl}/h_c auch der Schlupf zunimmt, bestätigt. Bemerkenswert dabei ist, dass der Endschlupf bei einem Verdübelungsgrad von 20% für Träger mit S 460 bzw. S 690 lediglich eine Differenz von 0,6 mm aufweist. Beide Träger erreichen die über den plastischen Berechnungsansatz ermittelte Momententragfähigkeit nicht, da zuvor die maximale Betondruckdehnung erreicht wird.

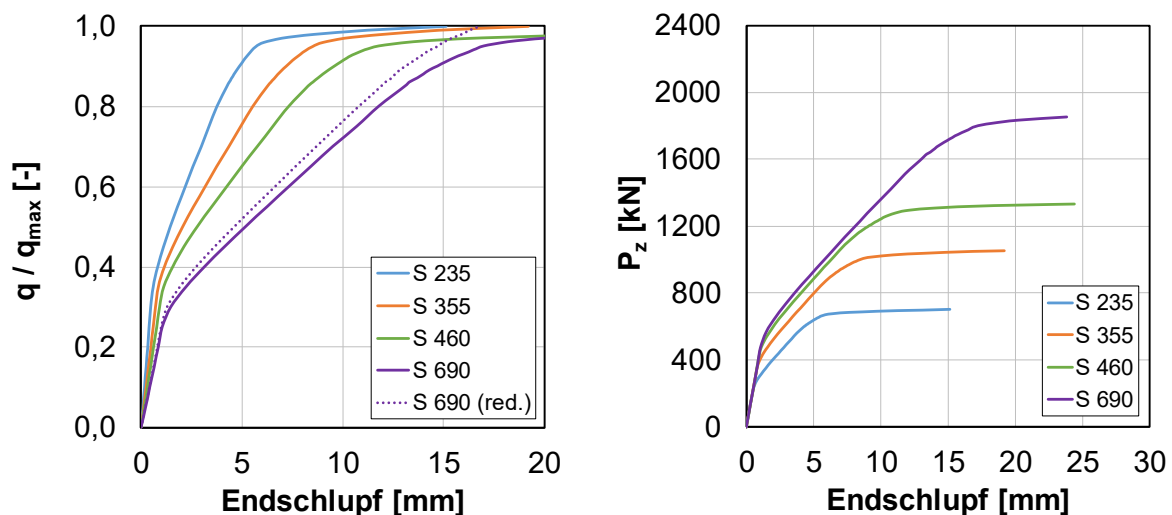


Abb. 8-41: Parameterstudie z_{pl}/h_c , Verdübelungsgrad $\eta = 0,2$

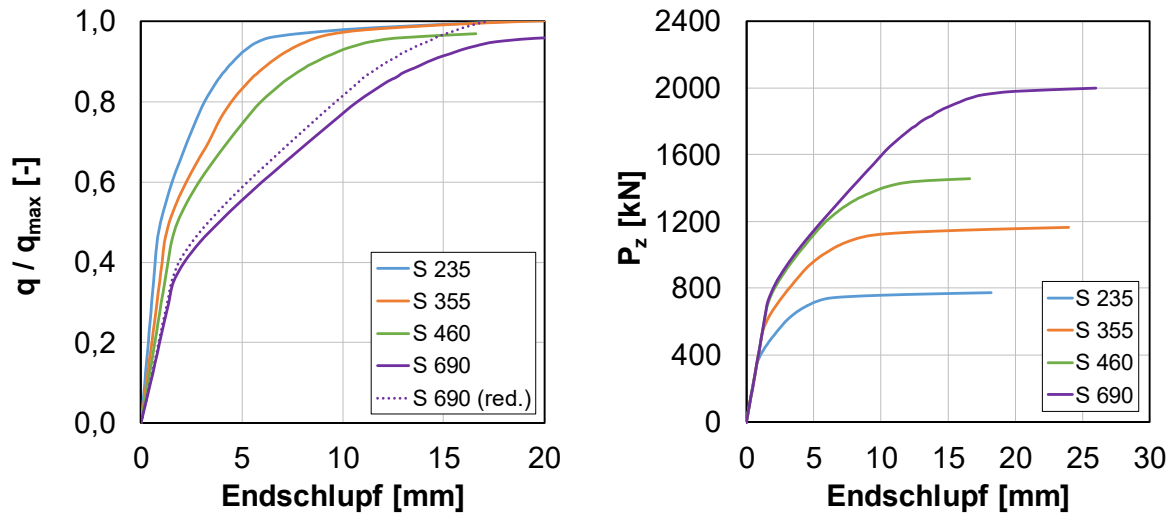


Abb. 8-42: Parameterstudie z_{pl}/h_c , Verdübelungsgrad $\eta = 0,3$

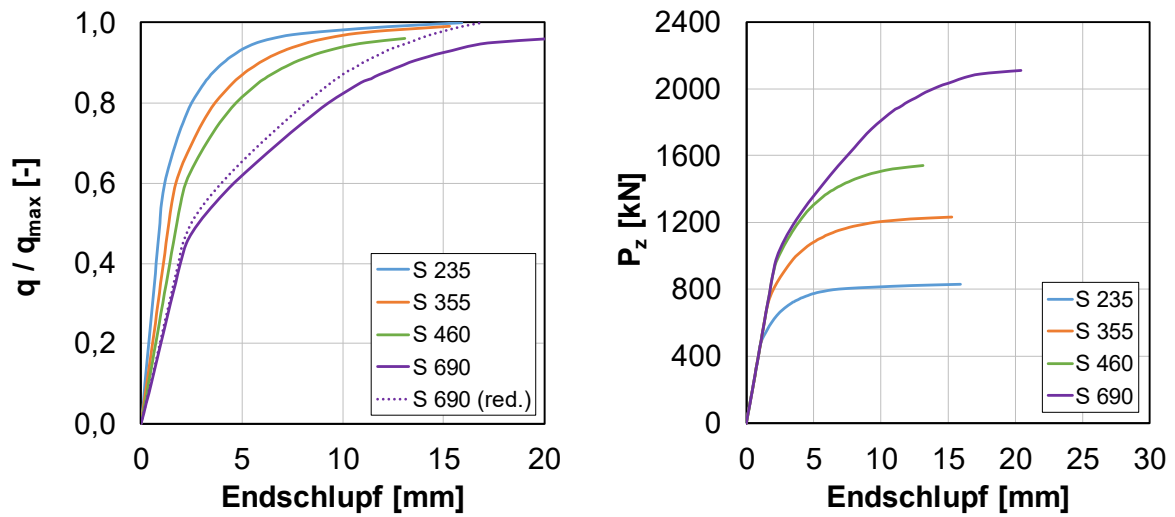


Abb. 8-43: Parameterstudie z_{pl}/h_c , Verdübelungsgrad $\eta = 0,4$

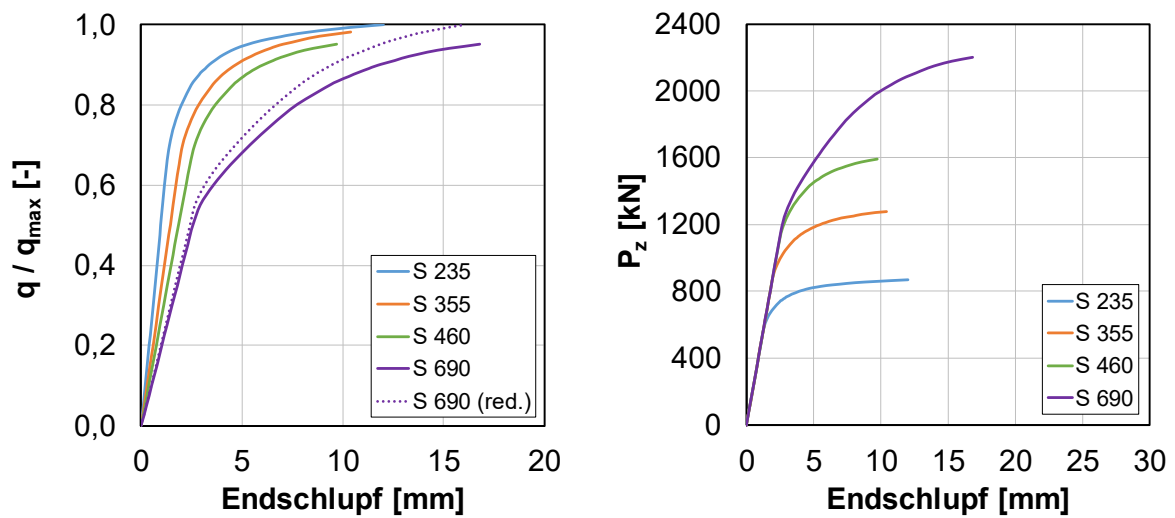


Abb. 8-44: Parameterstudie z_{pl}/h_c , Verdübelungsgrad $\eta = 0,5$

Der Parameterstudie liegt die Annahme unendlicher Duktilität der Verbundmittel zugrunde, vgl. auch Abb. 8-6. Die in Abb. 8-45 dargestellten Verläufe zeigen die Betondruckspannungen an der Oberkante der Betongurte von Trägern mit den Stahlgüten S 355 bzw. S 460 für $\eta = 0,3$ und einer Ausnutzung von 97 % der rechnerischen Momententragfähigkeit. Die Konfiguration mit der Stahlgüte S 460 erreicht unter dieser Belastung in der Randfaser die zulässige Betondruckfestigkeit, während der Träger mit der Stahlgüte S355 die Betondruckfestigkeit noch nicht erreicht hat. Der Schlupf beträgt bei diesem Lastschritt für den S 460-Träger 17 mm und für den S 355-Träger nur 9,4 mm.

Aus diesen Ergebnissen können zwei Schlussfolgerungen abgeleitet werden: Einerseits werden die rechnerischen Traglasten durch ein sprödes Betonversagen begrenzt. Andererseits müssen hierzu die Verbundmittel mit notwendigen Verformungsvermögen von 10 mm und mehr äußerst duktil sein, was nur von sehr wenigen Verbundmitteln gewährleistet werden kann. Daraus kann geschlossen werden, dass in der Mehrzahl der Fälle das Verformungsvermögen der Verbundmittel maßgeblich die Tragfähigkeit der Verbundträger bestimmt.

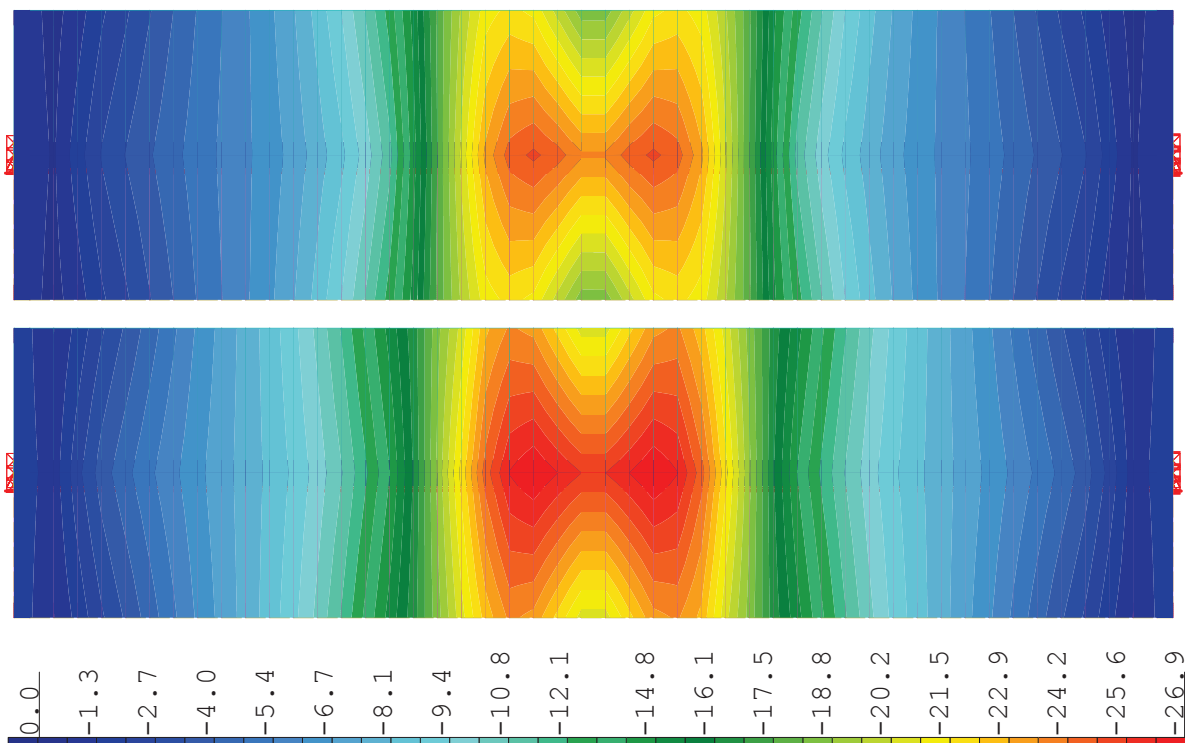


Abb. 8-45: Betondruckspannung für die Konfigurationen mit S 355 (oben) und S 460 (unten), Verdübelungsgrad $\eta = 0,30$, Belastung 97 % der rechnerischen Momententragfähigkeit

Tab. 8-11 stellt die maximale Momententragfähigkeit, die Lage der plastischen Nulllinie im Stahlprofil sowie die Versagensmodi der unterschiedlichen Konfigurationen dar. Je höher der Verdübelungsgrad und die Stahlgüte (entspricht einer Zunahme des Verhältnisses z_{pl}/h_c) werden, desto mehr weicht der Ausnutzungsgrad bei Betonversagen vom theoretischen Wert

ab. Allerdings liegt die Abweichung durch diese Dehnungsbeschränkung im Beton bei maximal 5%. Diese Abweichung zwischen einer dehnungsbeschränkten und einer vollplastisch ermittelten Momententragfähigkeit ist akzeptabel, vgl. hierzu auch die bauaufsichtliche Zulassung der CoSFB Betondübel [17], in der eine maximale Abweichung in Höhe von 5% gestattet wird.

Tab. 8-11: Übersicht über die Momententragfähigkeit M_R , die Lage der plastischen Nulllinie im Stahlträger $z_{pl,2}$ sowie den Versagensmechanismus

η	$z_{pl,1}/h_c$	$z_{pl,2}/h_c$	$M_{pl}[kNm]$	$z_{pl,2}$	Versagen	
0,2	0,06	2,09	870	Steg	-	-
	0,09		1312	Steg	-	-
	0,12		1698	Steg	Beton	98 %
	0,13	2,32	2357	Steg	Beton	99 %
			2239*	-	-	
0,3	0,09	1,71	962	Steg	-	-
	0,14		1448	Steg	-	-
	0,18		1870	Steg	Beton	97 %
	0,19	2,05	2568	Steg	Beton	97 %
			2440*	-	-	
0,4	0,12	1,34	1034	Steg	-	-
	0,19		1552	Steg	Beton	99 %
	0,24		2000	Steg	Beton	96 %
	0,25	1,78	2745	Steg	Beton	96 %
			2608*	-	-	
0,5	0,15	1,1	1086	Flansch	-	-
	0,23		1625	Flansch	Beton	98 %
	0,3		2089	Flansch	Beton	95 %
	0,32	1,52	2886	Steg	Beton	95 %
			2742*	Beton	99 %	

* Werte unter Ansatz der Reduktion für M_R nach DIN EN 1994-1-1 [35]

8.4.4.3 Einfluss auf das Schlupf- und Verformungsverhalten

Abb. 8-46 bis Abb. 8-49 stellen das Verhältnis zwischen Endschlupf und Ausnutzungsgrad der Träger dar. Außerdem sind die Übergänge zwischen den elastischen und plastischen Bereichen gekennzeichnet. Darüber hinaus enthalten die Schaubilder Informationen zur vertikalen Verformung in Feldmitte (bezogen auf die Trägerspannweite L) sowie Angaben, zu welchem Zeitpunkt die Dübeltragfähigkeit im äußersten Dübel erreicht ist bzw. unter welcher Auslastung die Streckgrenze in der Randfaser des Untergurts des Stahlträgers erreicht wird. Grundsätzlich kann das Last-Schlupf-Verhalten in allen Diagrammen mit einem dreigeteilten Verlauf dargestellt werden – mit zwei charakteristischen „Knicken“, vgl. auch Beschreibung in Kapitel 8.4.2.4.

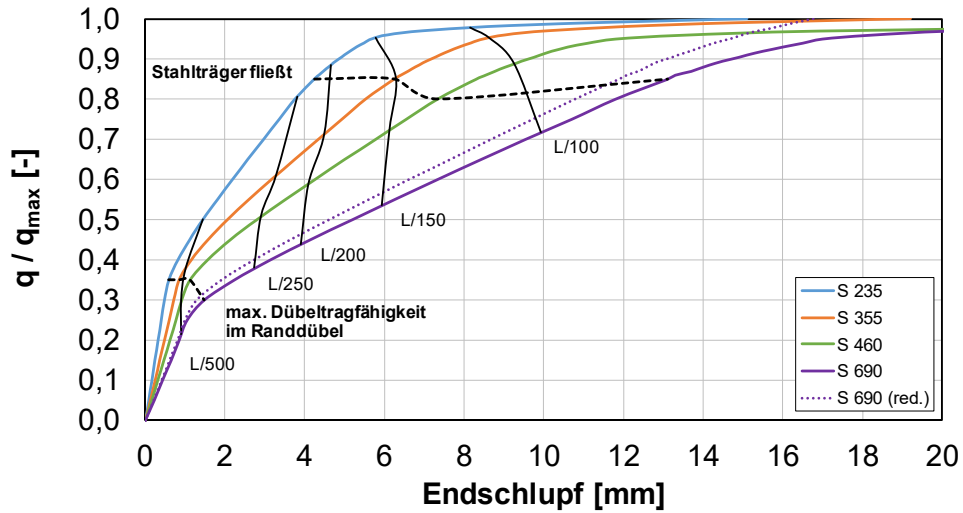


Abb. 8-46: Parameterstudie z_{pl}/h_c , Verdübelungsgrad $\eta = 0,2$

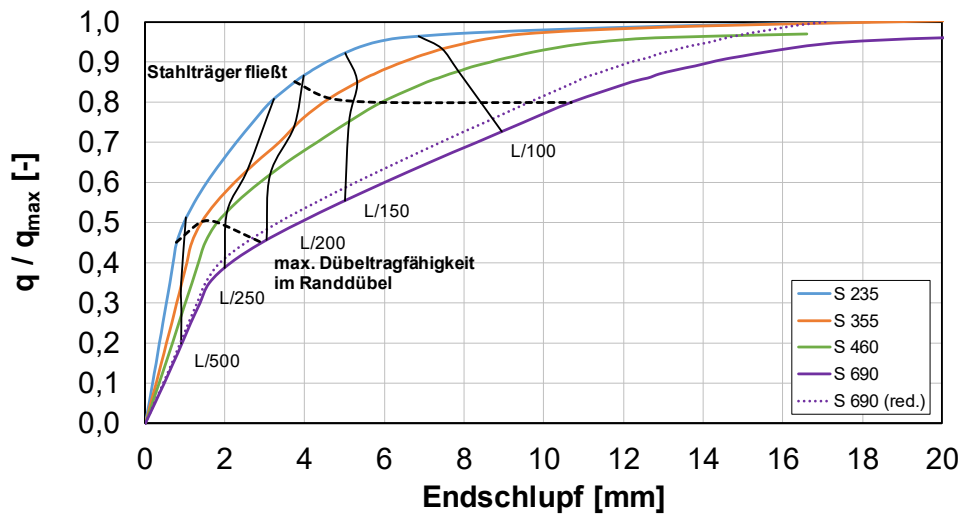


Abb. 8-47: Parameterstudie z_{pl}/h_c , Verdübelungsgrad $\eta = 0,3$

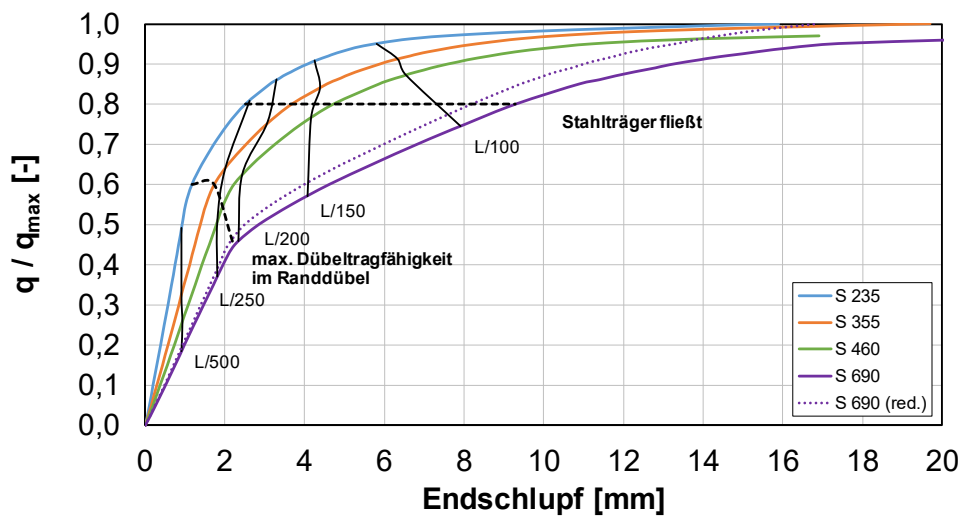


Abb. 8-48: Parameterstudie z_{pl}/h_c , Verdübelungsgrad $\eta = 0,4$

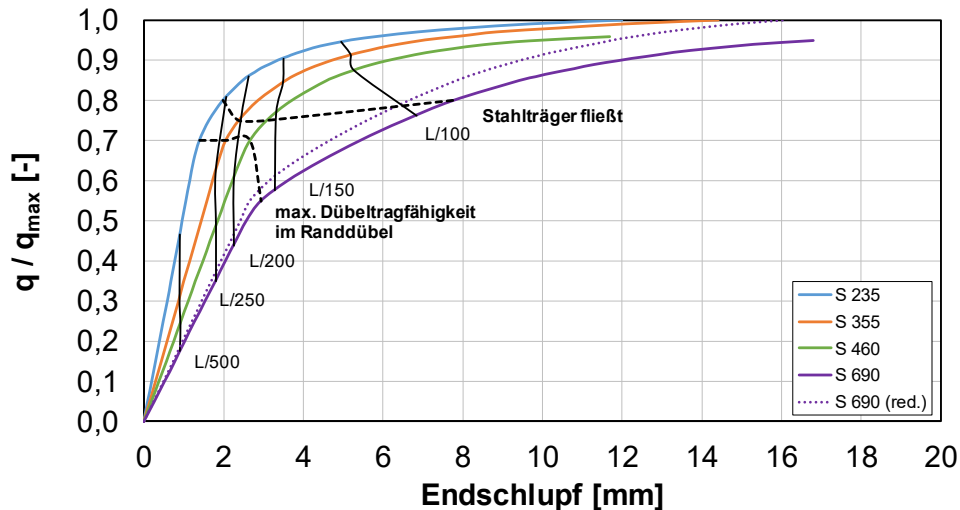


Abb. 8-49: Parameterstudie z_{pl}/h_c , Verdübelungsgrad $\eta = 0,5$

Das Fließen des Stahlträgerflansches tritt bei Ausnutzungsgraden von 75% bis 85% auf. Dieser Unterschied ist vernachlässigbar, da die Schrittweite bei der Traglastiteration 5% beträgt. Die Durchbiegung und der Endschlupf, die unter dieser Belastung auftreten, hängen sowohl von der Stahlgüte als auch vom Verdübelungsgrad ab. Geringere Stahlgüten führen zu geringeren Verformungen und Endschlupf-Werten. Geringere Verdübelungsgrade hingegen bedingen größere Verformungen und Schlupfwerte. Um bei der Konfiguration mit einem Stahlträger der Güte S 690 Fließen im Flansch zu erzeugen, ist eine vertikale Durchbiegung von deutlich mehr als $L/100$ nötig. Dagegen kommt es bei Verbundträgern mit Stahlträgern der Güte S235 bei Verdübelungsgraden von 20% (Abb. 8-46) und 30% (Abb. 8-47) bereits bei vertikalen Durchbiegungen in Feldmitte zwischen $L/250$ und $L/200$ zum Fließen des Untergurtes. Bei Verdübelungsgraden von 40% (Abb. 8-48) und 50% (Abb. 8-49) wird die Fließgrenze des Stahlträgers nahezu mit dem Verformungskriterium $L/250$, d.h. mit dem in Kapitel 8.4.1 definierten Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, erreicht.

Die Laststufe, bei der die Dübeltragfähigkeit im Randdübel erreicht wird, ist vom Verhältnis der Normalkrafttragfähigkeiten des Betongurtes und des Stahlträgers abhängig. Es ist zu unterscheiden, ob der Fall $F_c < F_a$ oder $F_c > F_a$ vorliegt. Verbundträger mit $F_c > F_a$ verhalten sich bis zu einem höheren Ausnutzungsgrad elastisch. Dieser Effekt ist besonders bei höheren Verdübelungsgraden festzustellen. Für einen Verdübelungsgrad von 20% (vgl. Abb. 8-46) wird die Tragfähigkeit des äußersten Verbundmittels bei Verbundträgern bei einer Belastung von 30-35 % von q_{pl} erreicht. Eine Erhöhung des Verdübelungsgrades auf 50% (vgl. Abb. 8-49) führt dazu, dass die maximale Tragfähigkeit im Randdübel für Träger mit $F_c > F_a$ bei einem Ausnutzungsgrad von 70% und für $F_c < F_a$ bei 55% erreicht wird.

Die vertikale Verformung in Trägermitte hängt sowohl von der Stahlgüte als auch dem Verdübelungsgrad ab. Solange sich der Stahlträger noch elastisch verhält, liegt bei Trägern mit unterschiedlicher Stahlgüte und gleicher Durchbiegung auch der gleiche Endschlupf vor, wobei der Schlupf mit steigendem Verdübelungsgrad abnimmt. Der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ($L/250$) wird bei Verbundträgern mit einem Verdübelungsgrad von 20% (Abb. 8-46) zwischen 35 % und 80 % der rechnerischen Traglast erreicht. Der Endschlupf liegt dabei zwischen 2,7 mm und 3,8 mm. Bei einer Verdopplung des Verdübelungsgrades auf 40% (Abb. 8-48) wird eine Durchbiegung von $L/250$ bei ähnlichen Ausnutzungsgraden erreicht, wobei sich die Endschlupf-Werte jedoch deutlich reduzieren und zwischen 1,9 mm und 2,5 mm liegen. Die normgemäße Reduktion der plastischen Momententragfähigkeit nach DIN EN 1994-1-1 [35] führt zu einer Verringerung des Endschlupfs. Je höher der Ausnutzungsgrad, desto größer wird die absolute Differenz der Endschlupf-Werte.

Tab. 8-12: Übersicht über das Last-Schlupf-Verhalten bei Erreichen der maximalen Dübeltragfähigkeit im Randdübel, der Streckgrenze des Stahlträgers und einer Durchbiegung von $L/250$

η	Stahlgüte	Max. Dübeltragfähigkeit im Randdübel erreicht			Stahlträger fließt			Durchbiegung $L/250$	
		Schlupf [mm]	Ausnutzung	Durchbiegung	Schlupf [mm]	Ausnutzung	Durchbiegung	Schlupf [mm]	Ausnutzung
0,2	S 235	0,6	35 %	$L/700$	4,2	85 %	$L/200$	3,8	80 %
	S 355	0,9	35 %	$L/500$	6,2	85 %	$L/150$	3,3	60 %
	S 460	1,1	35 %	$L/500$	7,3	80 %	$L/125$	2,9	50 %
	S 690	1,3	30 %	$L/350$	13,1	85 %	$L/75$	2,7	40 %
	S 690*	1,3	30 %	$L/350$	11,9	85 %	$L/75$	2,7	40 %
0,3	S 235	0,8	45 %	$L/500$	3,75	85 %	$L/200$	3,2	80 %
	S 355	1,4	50 %	$L/350$	4,62	80 %	$L/150$	2,6	60 %
	S 460	1,8	50 %	$L/250$	5,9	80 %	$L/150$	2,1	55 %
	S 690	2,9	45 %	$L/200$	10,7	80 %	$L/75$	1,9	40 %
	S 690*	2,5	45 %	$L/200$	9,6	80 %	$L/75$	1,9	40 %
0,4	S 235	1,2	60 %	$L/400$	2,5	80 %	$L/250$	2,5	80 %
	S 355	1,7	60 %	$L/250$	3,7	80 %	$L/175$	2,0	65 %
	S 460	2,0	55 %	$L/250$	4,7	80 %	$L/150$	2,2	50 %
	S 690	2,2	45 %	$L/200$	9,3	80 %	$L/75$	1,9	35 %
	S 690*	2,2	45 %	$L/200$	8,2	80 %	$L/100$	1,9	35 %
0,5	S 235	1,4	70 %	$L/350$	2,0	80 %	$L/250$	2,0	80 %
	S 355	2,1	70 %	$L/250$	2,4	75 %	$L/200$	1,8	65 %
	S 460	2,7	70 %	$L/175$	3,3	75 %	$L/150$	1,8	50 %
	S 690	3,2	55 %	$L/175$	6,7	80 %	$L/100$	1,7	35 %
	S 690*	3,2	55 %	$L/175$	7,8	80 %	$L/100$	1,7	35 %

Tab. 8-12 stellt die untersuchten Verbundträger mit verschiedenen Verhältnissen von z_{pl}/h_c dar. Es wird gezeigt, unter welchen Belastungen die Verbundmittel in Auflagernähe ihre Tragfähigkeit erreichen bzw. wann die Streckgrenze des Stahlträgers im Untergurt überschritten wird. Darüber hinaus sind der zugehörige Schlupf und die vertikale Verformung in Feldmitte aufgelistet. Die letzten beiden Spalten geben an, bei welchem Ausnutzungsgrad die für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit maximale Durchbiegung erreicht wird und welcher Schlupf in diesem Zustand vorliegt.

Der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ($L/250$) für den Lastfall g+p wird bei jeder untersuchten Trägerkonfiguration vor dem Grenzzustand der Tragfähigkeit maßgebend. Mit kleinerer Stahlgüte nähern sich diese Grenzwerte an.

8.4.5 Verhältnis der Normalkrafttragfähigkeiten von Stahlträger und Betongurt

8.4.5.1 Voruntersuchungen

Die Parameterstudien in den Kapiteln 8.4.2, 8.4.3 und 8.4.4 zeigen, dass unter bestimmten Voraussetzungen das Verhältnis der Normalkrafttragfähigkeiten F_c/F_a maßgebend für das Last-Schlupf-Verhalten sein kann.

Das Verhältnis der Normalkrafttragfähigkeiten F_c im Betongurt und F_a im Stahlprofil hängt neben der Stahl- und Betongüte auch vom eingesetzten Stahlprofil, der Trägerspannweite sowie der Höhe des Betongurts ab. Um die Vergleichbarkeit mit den voranstehenden Untersuchungen zu gewährleisten, erfolgt die Variation des Verhältnisses F_c/F_a über die Betondruckfestigkeit. Tab. 8-13 stellt in einer Übersicht die untersuchten Träger mit ihren Kennwerten dar.

Tab. 8-13: Übersicht der Verbundträgerkonfigurationen zur Variation von F_c/F_a

F_c/F_a	L [m]	Profil	h_c [mm]	f_{ck} [N/mm ²]
0,8	10	IPE 550	160	17
1,0				21
1,2				27
2,4				53

8.4.5.2 Einfluss auf das Tragverhalten

Abb. 8-50 bis Abb. 8-53 stellen die Abhängigkeit zwischen Schlupf und dem Absolutwert der Belastung sowie der normierten Last für die verschiedenen Verhältnisse von F_c/F_a dar. Die Annahme von Johnson und Molenstra [67], dass mit zunehmendem Verhältnis F_c/F_a auch der Schlupf größer wird, kann anhand dieser Diagramme nur zum Teil bestätigt werden.

Die untersuchten Verhältnisse F_c/F_a decken mehrheitlich die heute eingesetzten Betonfestigkeiten ab. Die jeweils normierten Darstellungen der Abb. 8-50 bis Abb. 8-53 zeigen, dass die Variation des Parameters F_c/F_a nahezu keine Auswirkungen auf den Last-Schlupf-Verlauf der untersuchten Träger hat. Darüber hinaus wird offensichtlich, dass das Erreichen der rechnerischen Tragfähigkeit nur unter Einsatz äußerst duktiler Verbundmittel gewährleistet werden kann – das 6mm-Kriterium für Verbundmittel nach DIN EN 1994-1-1 [35] wird bereits zwischen 75% und 85% der rechnerischen Traglast erreicht.

In Tab. 8-14 sind die rechnerische Momententragfähigkeit M_R (vgl. Abb. 5-3), die Lage der plastischen Nulllinie im Stahlträger sowie die Art und der Zeitpunkt des Versagens für alle untersuchten Konfigurationen angegeben.

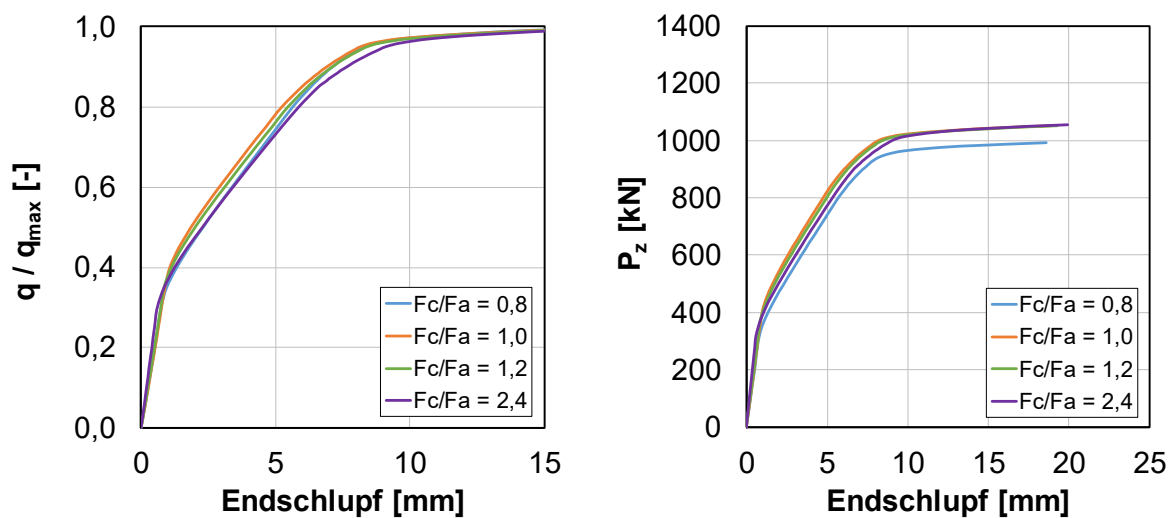


Abb. 8-50: Parameterstudie F_c/F_a , Verdübelungsgrad $\eta = 0,2$

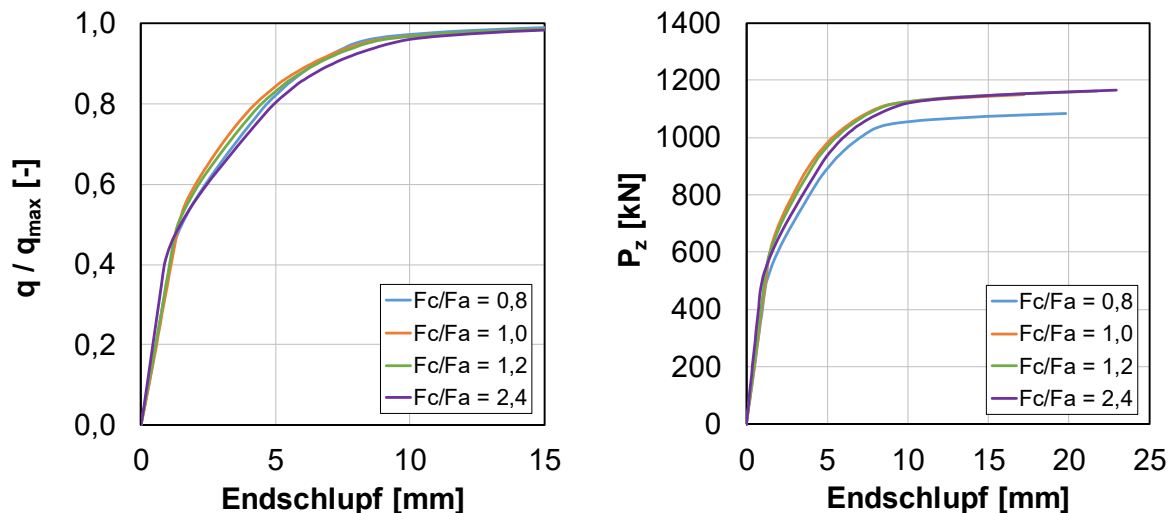
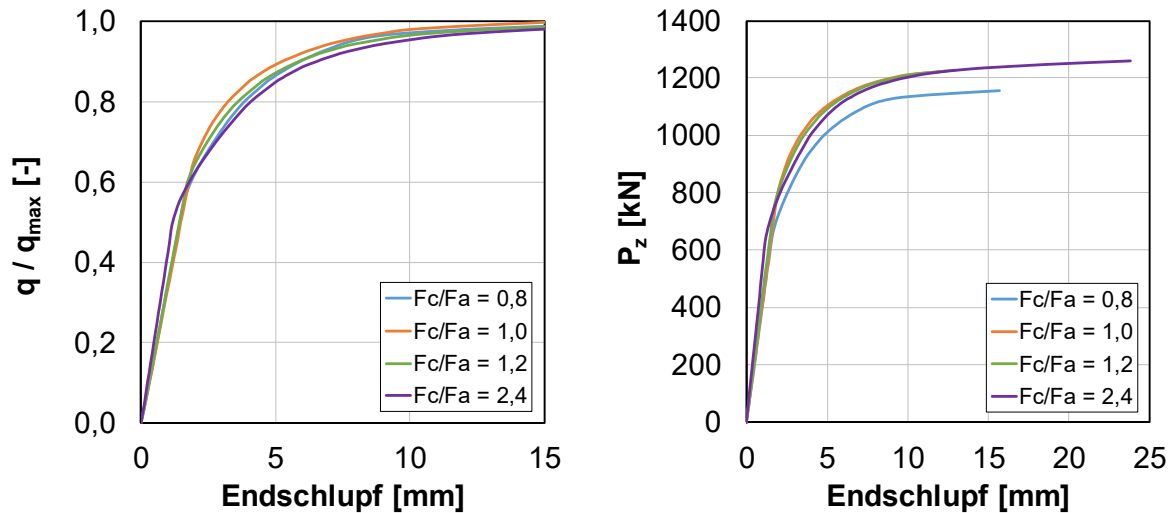
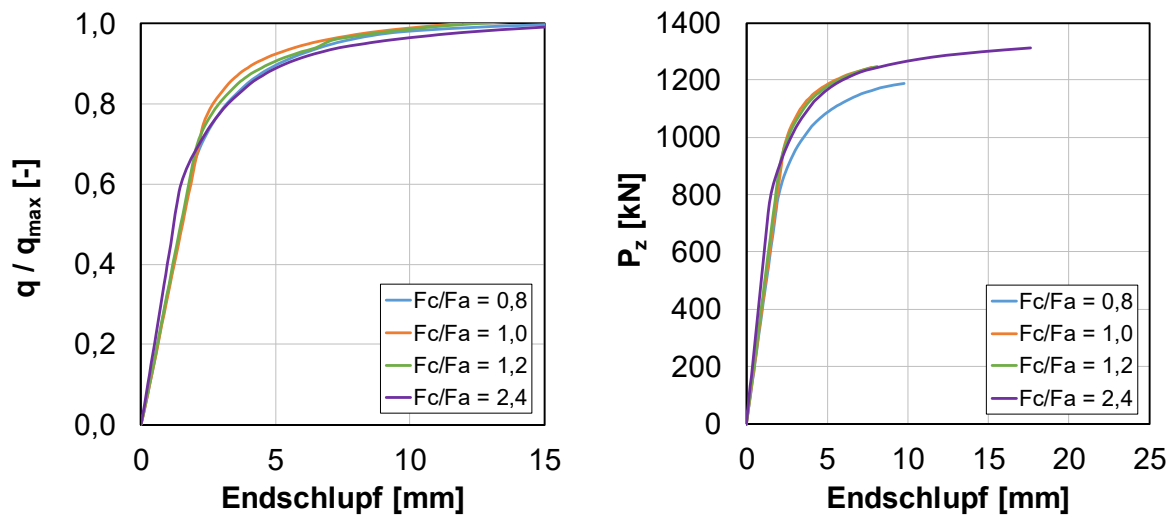


Abb. 8-51: Parameterstudie F_c/F_a , Verdübelungsgrad $\eta = 0,3$

Abb. 8-52: Parameterstudie F_c/F_a , Verdübelungsgrad $\eta = 0,4$ Abb. 8-53: Parameterstudie F_c/F_a , Verdübelungsgrad $\eta = 0,5$

Bei Erreichen von M_R versagen alle Bauteile des Verbundträgers theoretisch gleichzeitig. In einigen Fällen kommt es jedoch auch in der Simulation zu einem Betondruckversagen kurz vor Erreichen der rechnerischen Traglast. Die numerische Simulation bestätigt somit die in den Versuchen beobachteten Betonschädigungen kurz vor Erreichen der maximalen rechnerisch ermittelten Traglast und die daraufhin getroffene Festlegung, die Versuchswerte mit lediglich 95% der rechnerischen Momententragfähigkeit zu vergleichen, vgl. Kapitel 5.3.1.

8.4.5.3 Einfluss auf das Schlupf- und Verformungsverhalten

Abb. 8-54 bis Abb. 8-57 stellen das Verhältnis zwischen Endschlupf und Ausnutzungsgrad der untersuchten Träger dar. Außerdem sind die Übergänge zwischen den elastischen und plastischen Bereichen gekennzeichnet. Darüber hinaus enthalten die Schaubilder Informationen zur vertikalen Verformung in Feldmitte (bezogen auf die Trägerspannweite L) sowie Angaben, unter welcher Last die Dübeltragfähigkeit im äußersten Dübel erreicht ist bzw. unter welcher Auslastung die Streckgrenze in der Randfaser des Untergurts des Stahlträgers erreicht wird. Grundsätzlich kann das Last-Schlupf-Verhalten in allen Diagrammen mit einem dreigeteilten Verlauf dargestellt werden – mit zwei charakteristischen „Knicken“, vgl. auch detaillierte Beschreibung des Kurvenverlaufs in Kapitel 8.4.2.4.

Tab. 8-14: Übersicht über die Momententragfähigkeit M_R , die Lage der plastischen Nulllinie im Stahlträger $z_{pl,2}$ sowie den Versagensmechanismus

η	F_c/F_a	M_R [kNm]	$z_{pl,2}$	Vorzeitiges Versagen	
				Bauteil	Laststufe
0,2	0,8	1237	Steg	-	-
	1,0	1310	Steg	-	-
	1,2	1311	Steg	-	-
	2,4	1315	Steg	-	-
0,3	0,8	1352	Steg	-	-
	1,0	1448	Steg	Beton	99 %
	1,2	1446	Steg	-	-
	2,4	1455	Steg	-	-
0,4	0,8	1455	Steg	Beton	99 %
	1,0	1541	Steg	Beton	99 %
	1,2	1557	Steg	Beton	98 %
	2,4	1574	Steg	-	-
0,5	0,8	1514	Steg	Beton	98 %
	1,0	1599	Flansch	Beton	97 %
	1,2	1614	Flansch	Beton	97 %
	2,4	1637	Flansch	-	-

Die Untersuchung des Parameters F_c/F_a zeigt, dass sowohl der Verdübelungsgrad als auch der Wert des Parameters F_c/F_a selbst, keinen Einfluss auf den Ausnutzungsgrad bei Erreichen der Streckgrenze des Stahlträgers hat. Bei allen untersuchten Trägern begann der Stahlträger ab einer Last von ca. 80%-85% der rechnerischen Traglast zu fließen. Hierbei nimmt der Endschlupf allerdings mit steigendem Verdübelungsgrad leicht ab.

Solange die maximale Tragfähigkeit im Randdübel noch nicht erreicht ist, weist der Träger mit dem größten Verhältnis F_c/F_a den kleinsten Schlupf auf, was den Prognosen von Johnson und Molenstra [67] widerspricht. Je höher der Verdübelungsgrad ist, umso deutlicher tritt dieser Effekt hervor.

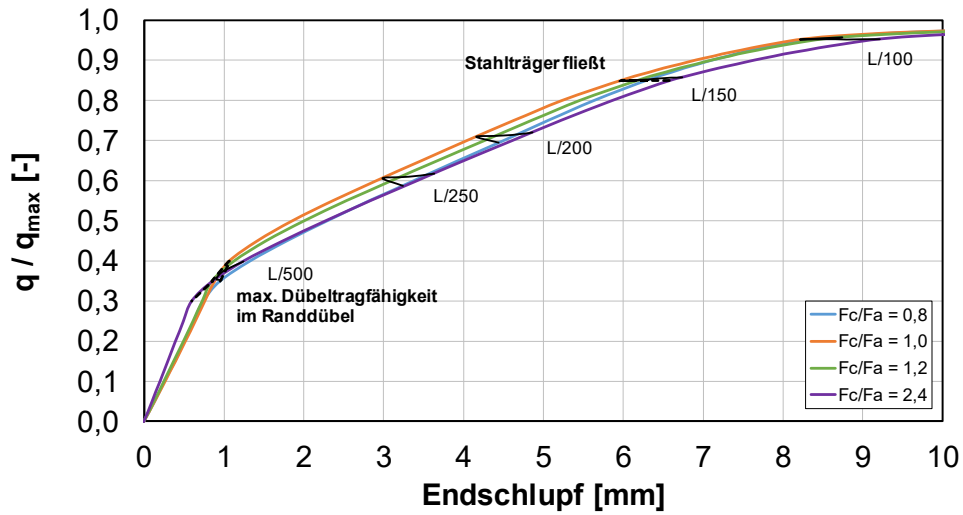


Abb. 8-54: Parameterstudie F_c/F_a , Verdübelungsgrad $\eta = 0,2$

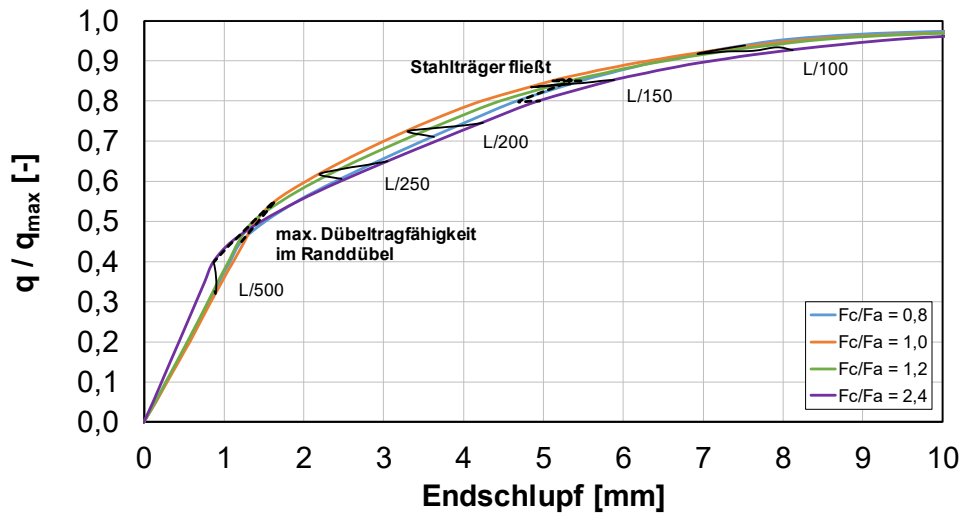


Abb. 8-55: Parameterstudie F_c/F_a , Verdübelungsgrad $\eta = 0,3$

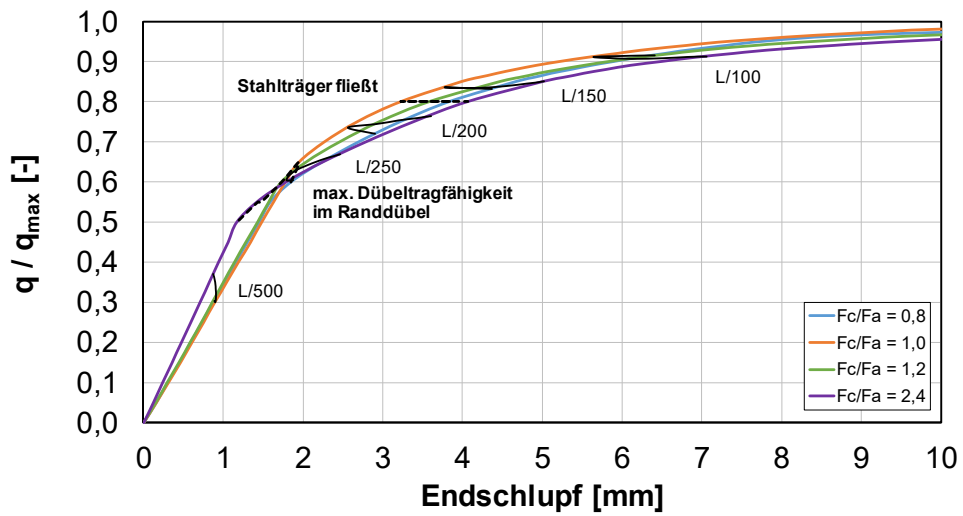


Abb. 8-56: Parameterstudie F_c/F_a , Verdübelungsgrad $\eta = 0,4$

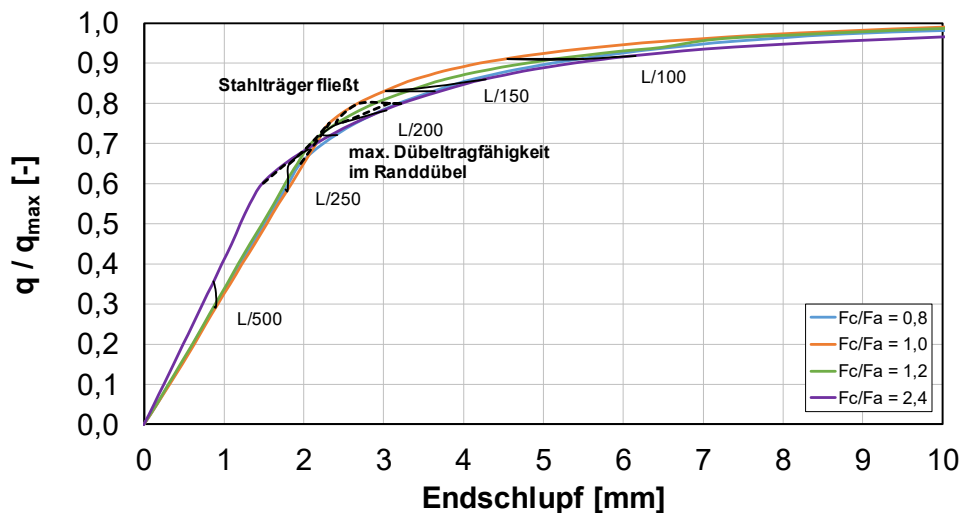


Abb. 8-57: Parameterstudie F_c/F_a , Verdübelungsgrad $\eta = 0,5$

Mit zunehmendem Verdübelungsgrad bleiben zudem die Träger bis zu einer größeren Belastung im elastischen Zustand. Bei einem Verdübelungsgrad von 20% wird die maximale Dübeltragfähigkeit im Randdübel bei einem Ausnutzungsgrad von 35% erreicht, während sich die Träger bei einem Verdübelungsgrad von 50% bis zu einer Last in Höhe von ca. 65% der rechnerischen Traglast elastisch verhalten.

Tab. 8-15 stellt für die untersuchten Verbundträger mit verschiedenen Verhältnissen von F_c/F_a dar, unter welchen Belastungen die Verbundmittel in Auflagernähe ihre Tragfähigkeit erreichen und die Streckgrenze des Stahlträgers im Untergurt überschritten wird. Darüber hinaus sind der zugehörige Schlupf und die vertikale Verformung in Feldmitte angegeben. Die letzten beiden Spalten geben an, bei welchem Ausnutzungsgrad die für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit maximale Durchbiegung erreicht wird und welcher Schlupf in diesem Zustand vorliegt.

8.5 Zusammenfassung / Schlussfolgerung

In diesem Kapitel wird mit Hilfe der Software SOFiSTiK [120] ein FE-Modell entwickelt und vorgestellt, das sich zur Simulation von Verbundträgern eignet. Hierbei wird besonders darauf geachtet, mit einem möglichst einfachen Modell qualitativ hochwertige Aussagen über die Verformungen bzw. die Endschlupfentwicklung bei Verbundträgern treffen zu können. Dies ist mit dem vorgestellten Modell möglich. Insbesondere stellt die Vereinfachung der Modellierung der Profilbleche sowie des Betons und des Kopfbolzens in der Sicke durch eine nichtlineare Feder eine wesentliche Erleichterung gegenüber den aufwändigen FE-Modellen mit Abaqus [1] dar, vgl. Kapitel 6.2. Zusätzlich ist die Modellierung mit der Software SOFiSTiK [120] im Gegensatz zu der wissenschaftlichen FE-Software Abaqus [1] eine sehr praxisnahe Variante.

Tab. 8-15: Übersicht über das Last-Schlupf-Verhalten bei Erreichen der maximalen Dübeltragfähigkeit im Randdübel, der Streckgrenze des Stahlträgers und einer Durchbiegung von $L/250$

η	F_c/F_a	Max. Dübeltragfähigkeit im Randdübel erreicht			Stahlträger fließt			Durchbiegung $L/250$	
		Schlupf [mm]	Ausnutzung	Durchbiegung	Schlupf [mm]	Ausnutzung	Durchbiegung	Schlupf [mm]	Ausnutzung
0,2	0,8	1,0	35 %	$L/500$	6,4	85 %	$L/150$	3,2	60 %
	1,0	1,0	40 %	$L/500$	6,0	85 %	$L/150$	3,0	60 %
	1,2	1,0	40 %	$L/500$	6,2	85 %	$L/150$	3,2	60 %
	2,4	0,6	30 %	$L/500$	6,5	85 %	$L/150$	3,6	60 %
0,3	0,8	1,6	45 %	$L/350$	5,3	85 %	$L/150$	2,5	60 %
	1,0	1,6	55 %	$L/300$	4,8	85 %	$L/150$	2,2	60 %
	1,2	1,6	55 %	$L/300$	5,1	85 %	$L/150$	2,2	60 %
	2,4	0,9	40 %	$L/500$	5,0	80 %	$L/175$	3,1	65 %
0,4	0,8	1,9	60 %	$L/250$	3,8	80 %	$L/175$	2,5	65 %
	1,0	2,0	65 %	$L/250$	3,2	80 %	$L/175$	1,7	60 %
	1,2	2,0	65 %	$L/250$	3,6	80 %	$L/175$	1,8	60 %
	2,4	1,2	50 %	$L/350$	4,1	80 %	$L/175$	2,5	65 %
0,5	0,8	2,0	65 %	$L/200$	3,2	80 %	$L/175$	1,8	60 %
	1,0	2,3	75 %	$L/200$	2,7	80 %	$L/175$	1,8	60 %
	1,2	2,1	70 %	$L/200$	2,4	75 %	$L/175$	1,8	60 %
	2,4	1,8	65 %	$L/200$	3,1	80 %	$L/175$	1,8	65 %

Es kann gezeigt werden, dass mit dem vereinfachten Trägermodell eine Nachrechnung der in Kapitel 4.4.3 beschriebenen Trägerversuche – sowohl die vertikale Verformung als auch die Endschlupf-Entwicklung betreffend – mit sehr guter Qualität möglich ist. Das so kalibrierte FE-Modell dient als Grundlage für eine äußerst umfangreiche Parameterstudie.

Die durchgeführte Parameterstudie identifiziert 4 aus der Trägergeometrie und den Materialeigenschaften abgeleitete Faktoren, die maßgeblich den Schlupf von Verbundträgern mit Verdübelungsgraden zwischen 20% und 60% beeinflussen. Durch den Einsatz neuartiger Profilbleche kann es bei Verbundträgern zu diesen niedrigen Verdübelungsgraden kommen, die zum Teil auch unterhalb des bislang gültigen Mindestverdübelungsgrades von 40% liegen, vgl. DIN EN 1994-1-1 [35].

Es konnte gezeigt werden, dass die von Johnson und Molenstra [67] im Jahre 1991 für stärker verdübelte Verbundträger (50% und 75%) identifizierten Faktoren mehrheitlich auch auf niedrig verdübelte Verbundträger und Konfigurationen mit profilierten Betongurten übertragen werden können. Ein deutlicher Unterschied zeigt sich bei niedrig verdübelten Trägern insbesondere bei elastischem Bauteilverhalten unter Variation der aufnehmbaren Normalkräfte des

Stahlträgers bzw. des Betongurtes. Hier kommt es zu gegensätzlichen Effekten als von Johnson und Molenstra [67] prognostiziert.

Abb. 8-58 bis Abb. 8-61 stellen die Einflüsse der vier untersuchten Faktoren auf die Schlupfentwicklung bei Erreichen der maximal zulässigen Verformung von $L/250$ in Trägermitte dar. Nachfolgend wird dieser Zustand mit der Bezeichnung „GZG“ für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit abgekürzt.

Abb. 8-62 bis Abb. 8-65 stellen die Einflüsse der vier untersuchten Faktoren auf die Schlupfentwicklung bei Erreichen von 95% der rechnerischen Traglast dar. Nachfolgend wird dieser Zustand mit der Bezeichnung „GZT“ für den Grenzzustand der Tragfähigkeit abgekürzt.

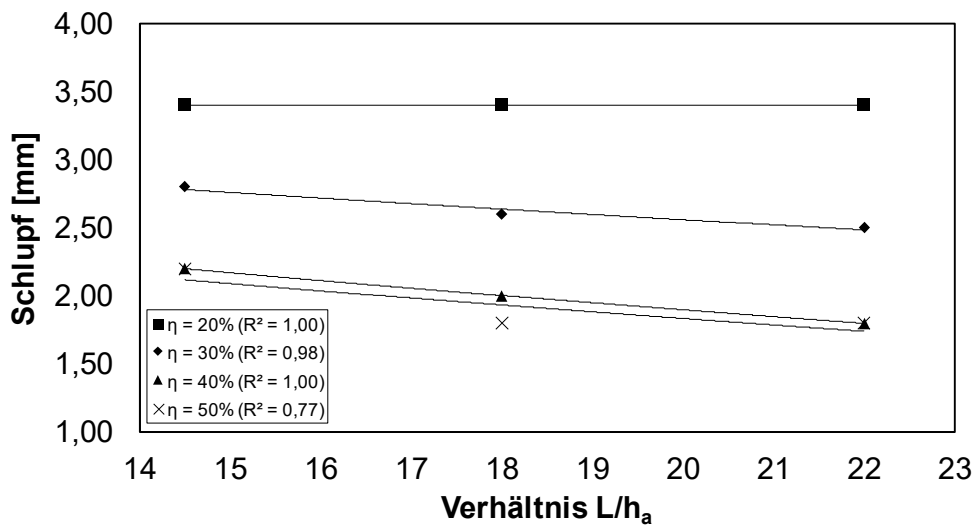


Abb. 8-58: Einfluss des Verhältnisses L/h_a auf die Schlupfentwicklung (GZG)

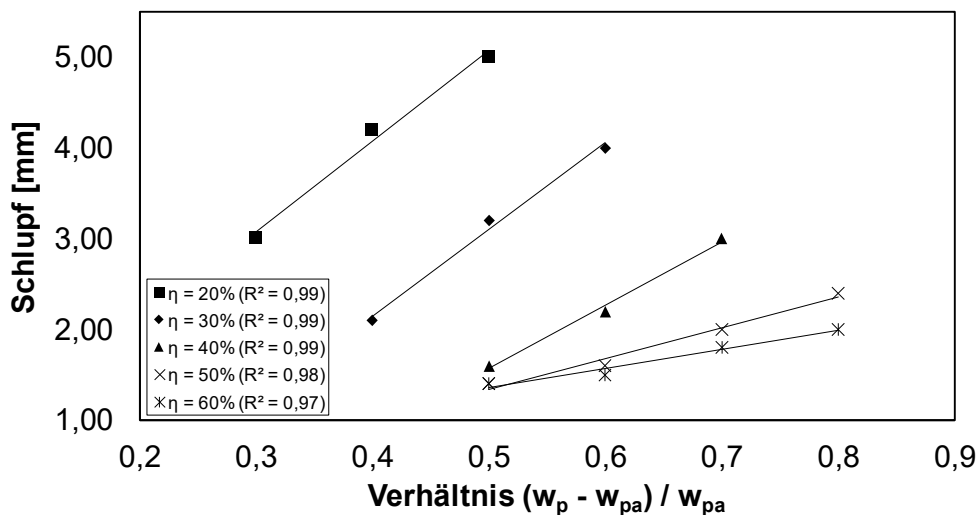


Abb. 8-59: Einfluss des Verhältnisses $(w_p - w_{pa})/w_{pa}$ auf die Schlupfentwicklung (GZG)

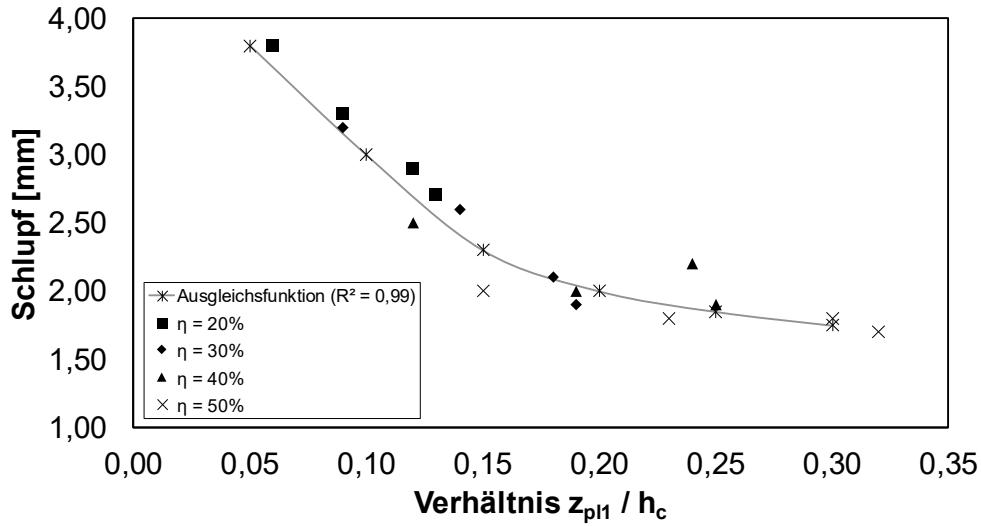


Abb. 8-60: Einfluss des Verhältnisses z_{p11}/h_c auf die Schlupfentwicklung (GZG)

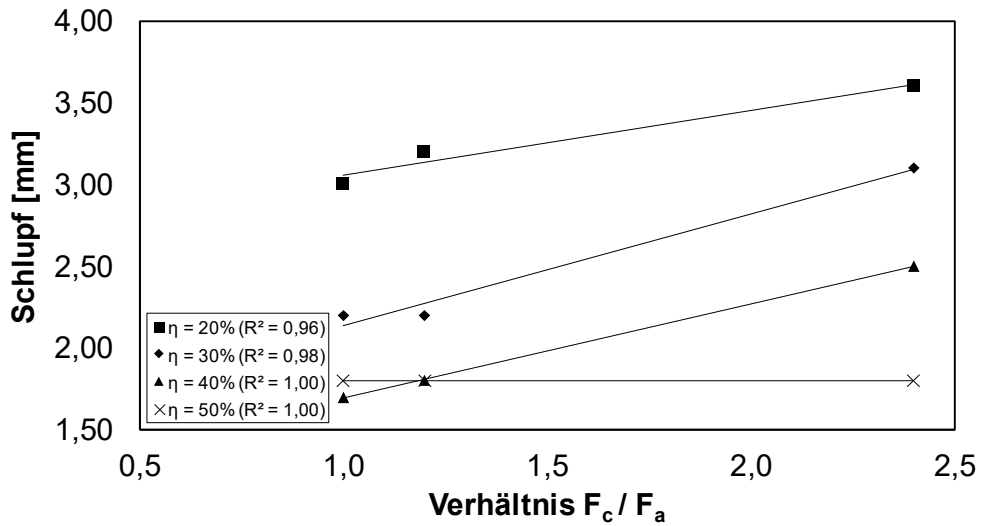


Abb. 8-61: Einfluss des Verhältnisses F_c/F_a auf die Schlupfentwicklung (GZG)

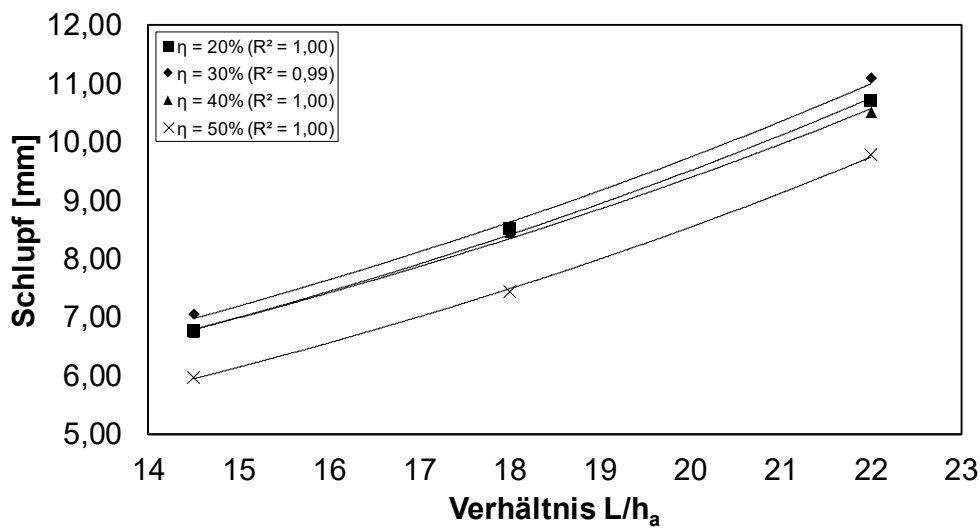


Abb. 8-62: Einfluss des Verhältnisses L/h_a auf die Schlupfentwicklung (GZT)

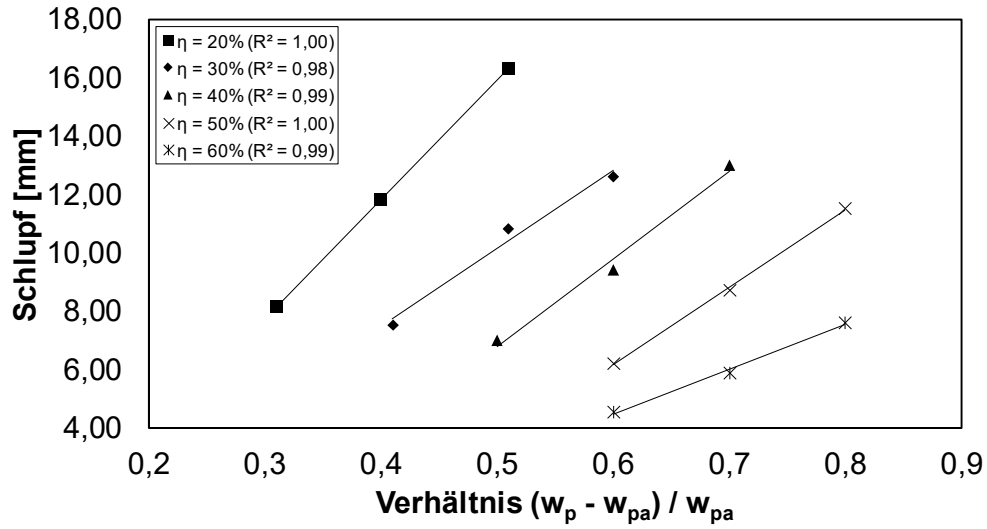


Abb. 8-63: Einfluss des Verhältnisses $(w_p - w_{pa}) / w_{pa}$ auf die Schlupfentwicklung (GZT)

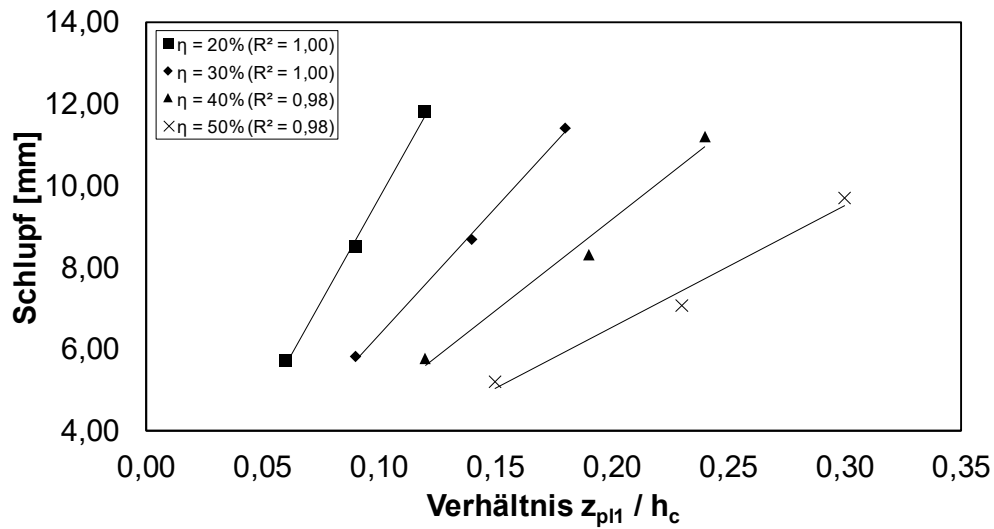


Abb. 8-64: Einfluss des Verhältnisses z_{p11} / h_c auf die Schlupfentwicklung (GZT)

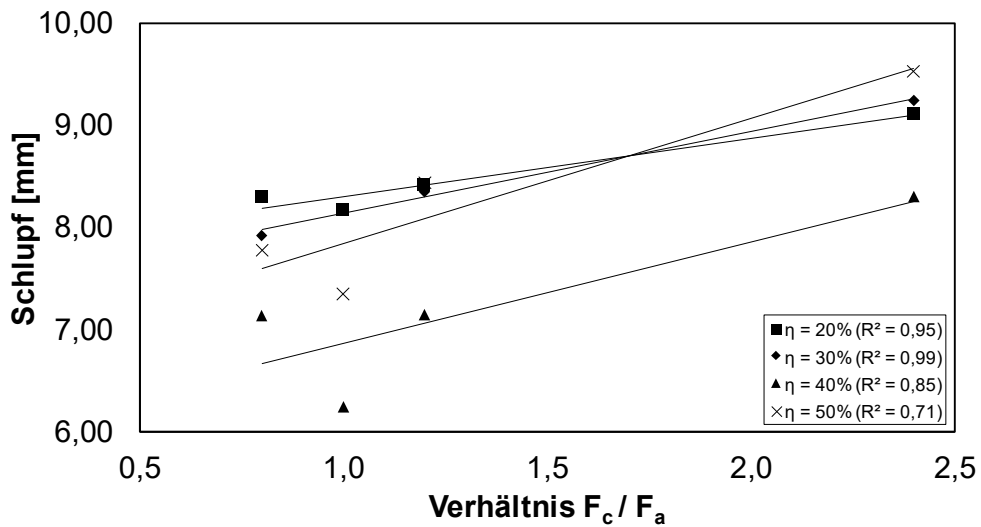


Abb. 8-65: Einfluss des Verhältnisses F_c / F_a auf die Schlupfentwicklung (GZT)

Die gewählten Regressionsfunktionen zeigen insgesamt eine sehr gute Übereinstimmung mit den FE-Ergebnissen. Das von Microsoft Excel[®] angebotene Bestimmtheitsmaß R^2 ist ein Maß für die Übereinstimmung der Regressionskurve mit den FE-Ergebnissen. Je näher dieser Wert an „1“ liegt, desto besser ist die Qualität des gewählten Ansatzes.

Deutlich zu erkennen sind insbesondere die wechselnden Abhängigkeiten bei den Faktoren L/h_a bzw. z_{p11}/h_c . Während im elastischen Zustand (GZG) der Faktor L/h_a mit zunehmendem Wert tendenziell zu einem leichten Rückgang des Endschlupfs führt, führt ein größeres L/h_a auf Traglastniveau (GZT) zu einer deutlichen Zunahme des Endschlupfs. Gleiches gilt für den Faktor z_{p11}/h_c . Ursache hierfür ist das unterschiedliche Verhalten des Verbundträgers im elastischen bzw. teilweise plastizierten Zustand.

Die aus dieser Parameterstudie gewonnenen Erkenntnisse und Abhängigkeiten zum Last-Schlupf-Verhalten von Verbundträgern mit niedrigen Verdübelungsgraden sowie die schlupfbeeinflussenden Faktoren werden in Kapitel 9.4 angewandt und dienen als Basis zur Ermittlung einer Bestimmungsgleichung zur direkten Schlupfbestimmung. Im Gegensatz zu Johnson [65] ist der Autor dieser Arbeit allerdings der Meinung, dass ein direkter Vergleich zwischen auftretendem Schlupf im Verbundträger und der verfügbaren Schlupfkapazität des eingesetzten Verbundmittels deutlich anschaulicher ist als der bislang verdeckt geführte Nachweis der Mindestverdübelung, dessen Bedeutung sich für den in der Baupraxis tätigen Ingenieur nicht erschlossen hat.

9 Neue Definition des Einsatzes von Verbundmitteln unter Berücksichtigung ihrer Schlupfkapazität

9.1 Allgemeines

Die Erkenntnisse aus den in Kapitel 4 beschriebenen Versuchen sowie den numerischen Parameterstudien in Kapitel 8 führen zu einer neuen Betrachtungsweise des Schlupfs in einem Verbundträger. Während in gängigen Normen wie DIN EN 1994-1-1 [35] der Schlupf „versteckt“ über eine Limitierung des Verdübelungsgrades pauschal begrenzt wird (Verbundträger mit Verdübelungsgrad kleiner 40% sind nicht zulässig), führen die Ergebnisse dieser Arbeit zu einer Möglichkeit, den in einem Verbundträger auftretenden Schlupf direkt zu bestimmen und mit der Schlupfkapazität des eingesetzten Verbundmittels abzugleichen. Der große Vorteil dieser Vorgehensweise besteht darin, für einen konkreten Fall das bzw. die geeignete(n) Verbundmittel unmittelbar auswählen zu können.

Eine direkte Methode zur Schlupfbestimmung ist besonders für Verbundträger mit niedrigen Verdübelungsgraden ($\eta \leq 50\%$) sinnvoll, da hier große Schlupfwerte auftreten und somit überwiegend das Verbundmittel zur maßgebenden Komponente bei der Bemessung wird. Für diesen Anwendungsfall sind bislang keine entsprechenden Bemessungsgleichungen verfügbar – ein ähnlicher Ansatz von Johnson und Molenstra [67] bietet diese Möglichkeit lediglich für Verbundträger mit Verdübelungsgraden $\eta = 50\%$ bzw. 75% .

Die in diesem Kapitel vorgestellte Methode bietet zudem die Möglichkeit, den auftretenden Endschlupf eines Verbundträgers unter verschiedenen Belastungssituationen zu bestimmen. Neben dem Endschlupf bei Erreichen der Traglast ist insbesondere derjenige Endschlupf von Interesse, der bei Erreichen des definierten Gebrauchstauglichkeitskriteriums (GZG) $L/250$ auftritt. Sofern für den zu bemessenden Verbundträger Gebrauchstauglichkeitskriterien in Form von zulässigen Verformungen zu berücksichtigen sind, werden die Verformungsbegrenzungen (vgl. Kapitel 8) bei Verdübelungsgraden zwischen 20% und 60% nahezu immer maßgebend gegenüber dem Tragfähigkeitskriterium (GZT). Daher ist die Bestimmung des Endschlupfs auf diesem Lastniveau von großer Bedeutung.

9.2 Anwendungsbereich

Die in diesem Kapitel vorgestellte direkte Vorgehensweise zur Schlupfbegrenzung bei Verbundträgern ist durch Versuche und darauf basierenden numerischen Parameterstudien für Verdübelungsgrade zwischen 20% und 60% abgesichert. Die in Abschnitt 9.4 vorgestellten Bestimmungsgleichungen basieren auf den in Kapitel 4.4 vorgestellten Verbundträgerversuchen sowie den darauf basierenden numerischen Studien in Kapitel 8. Die Anwendbarkeit der Bestimmungsgleichungen ist auf die in diesen Kapiteln vorgestellten Bauweisen sowie den Grenzen in Bezug auf statische Systeme, Materialien sowie Bauteilgeometrien begrenzt:

- Statisches System: Einfeldträger und positive Momentenbereiche von Mehrfeldträgern
- Belastung: Gleichstreckenlasten bzw. gleichwertige Einzellasten nach Kapitel 7.2.3.1
- Bauzustand: Betonage mit Hilfsunterstützung
- Verdübelung: 1 Kopfbolzen pro Sicke; Verdübelungsgrad: 20% - 60%
- Stahlträger: doppelsymmetrische Baustahlquerschnitte, Klasse 1 oder 2
- Betongüten:
 - Normalbeton: C20/25 – C45/55
 - Leichtbeton: LC20/22 – LC50/55 (nur für X-HVB Schenkeldübel)
- Bauteilgeometrie:
 - „Normale“ Verbundträger (siehe Kapitel 9.4.2)
 - mit Vollbetonplatten und Kopfbolzen / X-HVB Schenkeldübeln
 - mit Betongurten mit senkrecht zum Träger verlaufenden Profilblechen (Trapezform bzw. hinterschnittene Geometrie) und Kopfbolzen / X-HVB Schenkeldübeln mit Einbindetiefen der Kopfbolzen in die Profilblechsicke $h_{sc}/h_p \geq 1,56$

9.3 Schlupfkapazität verschiedener Verbundmittel-Typen

9.3.1 Allgemeines / Definition

Die Schlupfkapazität bzw. das Verformungsvermögen von Verbundmitteln wird in DIN EN 1994-1-1 [35] definiert als der „maximale Schlupf bei Wiederreichen der charakteristischen Tragfähigkeit“. Dieser Wert wird aus drei Versuchen mit identischen Probekörpern bestimmt. Um den Versuchswert auf den charakteristischen Wert umzurechnen, wird der kleinste der drei Schlupfwerte um 10% reduziert. Die folgenden Abschnitte beschreiben das charakteristische Verformungsvermögen unterschiedlicher Verbundmittel. Dabei sind die Werte – sofern nicht anders angegeben – nach DIN EN 1994-1-1 [35] ermittelt.

9.3.2 Einbausituation „Verbundmittel in Vollbetonplatten“

9.3.2.1 Verbundmitteltyp „Kopfbolzen“

Das charakteristische Verformungsvermögen von Kopfbolzen ist nach DIN EN 1994-1-1 [35] als $\delta_{uk} = 6$ mm festgelegt – unabhängig vom Durchmesser des eingesetzten Kopfbolzens sowie der verwendeten Betongüte. Dieser Wert basiert überwiegend auf Arbeiten von Aribert [7] bzw. Roik und Hanswille [104] und wird bestimmt, indem der gemessene Schlupf bei Wiedererreichen von 90% der maximalen Last um 10% reduziert wird.

Oehlers und Coughlan [93] schlagen alternativ – basierend auf der Auswertung von 42 Push-out Versuchen – in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit f_{ck} sowie des Bolzendurchmessers d_{sc} folgende Bemessungsgleichung für die Schlupfkapazität δ_{uk} vor:

$$\delta_{uk} = (0,453 - 0,0018 \cdot f_{ck}) \cdot d_{sc} \quad (9.1)$$

Die Auswertung dieser Gleichung zeigt einerseits, dass das charakteristische Verformungsvermögen von Kopfbolzen mit steigender Betonfestigkeit ab- und mit steigendem Kopfbolzendurchmesser zunimmt. Andererseits lässt sich anhand dieser Gleichung die Entstehung des 6mm-Kriteriums sehr gut nachvollziehen. Unter Annahme einer Würfeldruckfestigkeit des Betons von 40 N/mm² und einem Kopfbolzendurchmesser von 16 mm erhält man ebenfalls exakt das Verformungsvermögen von 6 mm. Der Wert beschreibt das charakteristische Verformungsvermögen von Kopfbolzen, wobei der Schlupf bei Wiedererreichen von 95% der maximalen Last betrachtet wird.

Trotz der geringen Unterschiede bei der Ermittlung des charakteristischen Verformungsvermögens δ_{uk} sind die Vorgehensweisen vergleichbar. DIN EN 1994-1-1 [35] beschränkt das charakteristische Verformungsvermögen δ_{uk} allerdings für aktuell gebräuchliche Kopfbolzen mit Durchmessern von 19 mm und 22 mm auf einen sehr konservativen Wert, da Kopfbolzen mit einem Schaftdurchmesser von 16 mm in der Baupraxis nicht mehr eingesetzt werden. Genau auf diesem Durchmesser basiert aber das 6mm-Kriterium, das für größere Kopfbolzendurchmesser konservativ wird. Unter Annahme unterschiedlicher Würfeldruckfestigkeiten des Betons können mit Gleichung (9.1) für Kopfbolzen mit Durchmesser 19 mm und 22 mm deutlich verbesserte Werte für das charakteristische Verformungsvermögen δ_{uk} zugelassen werden, vgl. Tab. 9-1. In Tab. 4-2 werden im Rahmen des DISCCO Projekts durchgeführte Push-out Versuche [3] mit D19 und D22 Kopfbolzen in Vollbetonplatten und vergleichsweise hohen Betonwürfeldruckfestigkeiten von ca. 45 N/mm² beschrieben. Die nach DIN EN 1994-1-1 [35] ermittelten charakteristischen Verformungsvermögen δ_{uk} liegen hierbei zwischen 9,50 mm und

10,42 mm, sodass die nach Gleichung (9.1) prognostizierten Werte als auf der sicheren Seite liegend angesehen werden können.

Tab. 9-1: Charakteristisches Verformungsvermögen δ_{uk} für Kopfbolzen in Vollbetonplatten nach Gl. (9.1), in Abhängigkeit der Betongüte

Durchmesser Kopfbolzen [mm]	δ_{uk} [mm] für Betongüten				
	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50
19	7,8 mm	7,6 mm	7,3 mm	7,1 mm	6,9 mm
22	9,0 mm	8,8 mm	8,5 mm	8,2 mm	8,0 mm

Als Mindestbewehrung ist sowohl in unterer als auch oberer Lage in beiden Richtungen $\emptyset 10/150$ einzulegen.

9.3.2.2 Verbundmitteltyp „Schenkeldübel“

Ergänzend zu den in Kapitel 4.3.5 beschriebenen Versuchen liegen für Hilti X-HVB Schenkeldübel in Vollbetonplatten in Kuhlmann, Eggert et al. [71] und Reiningner [102] zahlreiche weitere vergleichbare Versuche vor. Insgesamt kann für die Empfehlung eines charakteristischen Verformungsvermögens δ_{uk} auf 16 Versuchsreihen von je 3 Versuchskörpern zurückgegriffen werden. Die untersuchten Betongüten liegen zwischen 25,2 N/mm² und 56,2 N/mm², wobei innerhalb dieses Bereichs sowohl Normal- als auch Leichtbetone untersucht wurden – ohne nennenswerten Unterschied in Bezug auf die Duktilität der Schenkeldübel. Alle Versuchsreihen erfüllen das 6mm-Kriterium nach DIN EN 1994-1-1 [35], wobei die versuchsgestützt ermittelten Duktilitätswerte – abhängig von der Dübelgröße – die normgemäße Forderung zum Teil deutlich überschreiten, sodass das normgemäße 6mm-Kriterium für Hilti X-HVB Schenkeldübel als auf der sicheren Seite liegend angesehen werden kann. Tab. 9-2 gibt die charakteristischen Verformungsvermögen δ_{uk} – ermittelt nach DIN EN 1994-1-1 [35], Anhang B – für die unterschiedlichen Größen der X-HVB Schenkeldübel basierend auf den Versuchsergebnissen an.

Tab. 9-2: Charakteristisches Verformungsvermögen δ_{uk} für X-HVB Schenkeldübel in Vollbetonplatten in Abhängigkeit der Betongüte

Schenkeldübel Hilti X-HVB	δ_{uk} [mm] für Betongüten C20/25 – C45/55 bzw. LC20/22 – LC50/55
40	6,2 mm
80	7,3 mm
95	6,7 mm
110	7,2 mm
125	8,6 mm
140	8,4 mm

9.3.3 Einbausituation „Verbundmittel in Betongurten mit Profilblech“

9.3.3.1 Verbundmitteltyp „Kopfbolzen“

Für Kopfbolzen, die in Sicken von profilierten Betongurten angeordnet werden, liegen zahlreiche Versuchsergebnisse vor, vgl. Datenbasen in EC4 Hintergrundbericht [105], Konrad [68] oder Nellinger [89]. Bei Kombinationen aus Kopfbolzen und Profilblechen, die die Anforderungen nach DIN EN 1994-1-1 [35], Abschnitt 6.6.4, erfüllen, ist davon auszugehen, dass das charakteristische Verformungsvermögen δ_{uk} unter Einhaltung der Werkstoffgrenzen normgemäß mindestens 6 mm beträgt. Darüber hinaus zeigte bereits im Jahre 1990 Molenstra [86], dass dieser Wert für einen einzelnen, mittig in der Profilblechsicke angeordneten 19 mm Kopfbolzen sehr konservativ sein kann, da bei einem konkreten Fall eine Schlupfkapazität von ca. 10 mm ermittelt wurde.

Im Rahmen des DISCCO Projekts [2] wurden weitere Versuche durchgeführt, vgl. Kapitel 4.3.4. Insbesondere sind hier die Versuche mit dem Profilblech Cofraplus60 von ArcelorMittal hervorzuheben. Dieses Profilblech erfüllt einerseits zwar die geometrischen Anforderungen nach DIN EN 1994-1-1 [35], auf der anderen Seite jedoch sind die Kopfbolzen in der Profilblechsicke aufgrund der geringen Sickenbreite selbst bei mittiger Anordnung in der von Rambo Roddenberry [99] und Konrad [68] definierten „unfavourable position“, da sie auf halber Sickenhöhe gemessen weniger als 55 mm vom Profilblech entfernt sind. Konrad [68] konnte zeigen, dass solche geometrischen Konstellationen – obwohl nicht ausdrücklich nach DIN EN 1994-1-1 [35] ausgeschlossen – nicht durch die Norm abgedeckt werden. Ebenfalls wurde im Rahmen des DISCCO Projekts [2] das hinterschnittene Profilblech Cofrastra 56 untersucht. Die kleinste Sickenbreite beträgt bei diesem Profil 110 mm, sodass bei einer mittigen Kopfbolzenanordnung genau die Anwendungsgrenze für die „unfavourable position“ von Konrad [68] erreicht wird.

Tab. 9-3 und Tab. 9-4 zeigen beispielhaft für offene und hinterschnittene Profilblechgeometrien auf Basis der im Rahmen dieser Arbeit beschriebenen Push-out Versuche die charakteristischen Verformungsvermögen δ_{uk} nach DIN EN 1994-1-1 [35], Anhang B, in Abhängigkeit des gewählten Kopfbolzendurchmessers sowie der Betongüte. Die beiden Tabellen gelten sowohl für vorgelochte Profilbleche als auch für durchgeschweißte Kopfbolzen.

Tab. 9-3: Charakteristisches Verformungsvermögen δ_{uk} für Kopfbolzen in profilierten Betongurten in Abhängigkeit der Betongüte für Profilblechtyp „Cofraplus 60“

Durchmesser Kopfbolzen [mm]	δ_{uk} [mm] für Betongüten	
	≤ C30/37	C35/45 - C40/50
19 einzeln	> 12 mm	> 10 mm
19 paarweise	8,5 mm	- - *)
22 einzeln	10 mm	7 mm

*) Hier liegen keine Versuchsergebnisse vor

Tab. 9-4: Charakteristisches Verformungsvermögen δ_{uk} für Kopfbolzen in profilierten Betongurten in Abhängigkeit der Betongüte für Profilblechtyp „Cofrastra 56“

Durchmesser Kopfbolzen [mm]	δ_{uk} [mm] für Betongüten	
	≤ C30/37	C35/45 - C40/50
19 einzeln	> 12 mm	> 10 mm
19 paarweise	7 mm	- - *)
22 einzeln	10 mm	- - *)

*) Hier liegen keine Versuchsergebnisse vor

Dass mit neuartigen Profilblechen nicht immer das charakteristische Verformungsvermögen $\delta_{uk} > 6$ mm erreicht werden kann, zeigen ebenfalls im Rahmen des DISCCO Projekts [2] durchgeführte Untersuchungen von Nellinger [89] mit dem Profilblech Comflor80 von Tata Steel. Auch dieses Profilblech mit einer Gesamthöhe von 80 mm entspricht – mit Ausnahme einer kleinen Aussteifungssicke an der Oberseite des Profils – den geometrischen Vorgaben nach DIN EN 1994-1-1 [35]. Bei Versuchen, die mit denen in Kapitel 4.3.4 vergleichbar sind, wurden lediglich charakteristische Verformungsvermögen δ_{uk} zwischen 1,6 mm und 2,7 mm erreicht. Ursache hierfür ist das sog. „rib pry-out failure“, das maßgeblich durch die sehr geringe Einbindetiefe des Kopfbolzens in den Beton oberhalb des Profilbleches verursacht wurde. Die Einbindetiefe der Kopfbolzen bei den Versuchen von Nellinger [89] mit Comflor 80 Profilblechen entsprach lediglich der Mindestempfehlung der DIN EN 1994-1-1 [35], wonach die Einbindetiefe größer bzw. gleich dem 2-fachen Schaftdurchmesser des Kopfbolzens sein muss. Konrad [68] erkannte jedoch bereits, dass eine ausreichende Einbindetiefe nur dann vorliegt, wenn die Länge des Kopfbolzens die Höhe des Profilbleches um mindestens 56% überschreitet. Dieser Wert wurde bei den Versuchen von Nellinger [89] nicht erreicht.

Die Werte in Tab. 9-3 und Tab. 9-4 sind aus diesem Grund – entgegen den Regelungen in DIN EN 1994-1-1 [35] – nur gültig für Einbindetiefen des Kopfbolzens von $h_{sc}/h_p \geq 1,56$. Nach Meinung des Autors ist dieser Wert in die kommende Generation der Norm zu übernehmen, da nur durch eine ausreichende Einbindetiefe des Kopfbolzens in den Aufbeton ein vorzeitiges, vergleichsweise sprödes und abruptes Versagen in der Schubfuge verhindert werden kann.

Angaben zum charakteristischen Verformungsvermögen δ_{uk} von Kopfbolzen in Profilblechen, wie sie in Tab. 9-3 und Tab. 9-4 gemacht sind, müssten zur Umsetzung des im Rahmen dieser Arbeit vorgeschlagenen Verfahrens zukünftig von den Herstellern der Profilbleche im Rahmen der bauaufsichtlichen Zulassungen angegeben werden – ähnlich, wie es mit den Angaben zur Verbundfestigkeit $\tau_{u,Rd}$ bzw. den Werten „ $m + k$ “ für Verbunddecken gehandhabt wird.

Zur Sicherstellung ausreichender Duktilität ist zusätzlich zur rechnerisch erforderlichen Bewehrung (obere Lage) als „Duktilitätsbewehrung“ mindestens eine Bewehrungsmatte „Q188“ unmittelbar oberhalb des Profilbleches anzuordnen.

9.3.3.2 Verbundmitteltyp „Schenkeldübel“

X-HVB Schenkeldübel [18] dürfen in Sicken von Profilblechen sowohl parallel als auch senkrecht zur Trägerlängsachse angeordnet werden. In Bezug auf die Duktilität der X-HVB Schenkeldübel konnte zwischen den beiden Varianten kein signifikanter Unterschied festgestellt werden, sodass diese beiden Varianten zusammengefasst beurteilt werden können. Die in Kapitel 4.3.6 beschriebenen Versuchsergebnisse umfassen das Dübel-Spektrum von X-HVB 80 bis X-HVB 140. X-HVB 40 Dübel eignen sich aufgrund ihrer geringen Bauhöhe nicht für den Einsatz in Verbunddecken mit Profilblechen. Für die Empfehlung eines charakteristischen Verformungsvermögens δ_{uk} kann auf 15 Versuchsreihen mit je 3 Versuchskörpern mit X-HVB Dübeln parallel zur Trägerachse und 9 Versuchsreihen mit X-HVB Dübeln senkrecht zur Trägerachse zurückgegriffen werden. Tab. 9-5 zeigt auf, für welche Kombinationen von Schenkeldübeln und Profilblechgeometrien experimentell das charakteristische Verformungsvermögens δ_{uk} mindestens 6 mm beträgt und somit die aktuellen Anforderungen nach DIN EN 1994-1-1 [35] erfüllt.

Tab. 9-5: Charakteristisches Verformungsvermögen δ_{uk} für X-HVB Schenkeldübel in Betongurten mit Profilblechen

Schenkeldübel Hilti X-HVB	Zulässige mittlere Breiten b_m des Profilblechs [mm]	Zulässige Höhen h_p des Profilblechs [mm]	Betongüten	δ_{uk} [mm]
80	≥ 118	≤ 38	$\leq C25/30$	8,2 mm
95	124,5 - 170	50 - 51	$\leq C30/37$	7,5 mm
110	120,25 - 150	51 - 65	$\leq C35/45$	6,0 mm
125	65,5 - 115	73 - 75	$\leq C30/37$	6,0 mm
140	56,5 - 172,5	51 - 76	$\leq C45/55$	6,0 mm

Zur Sicherstellung ausreichender Duktilität ist zusätzlich zur rechnerisch erforderlichen Bewehrung (obere Lage) als „Duktilitätsbewehrung“ mindestens eine Bewehrungsmatte „Q188“ unmittelbar oberhalb des Profilblechs anzuordnen.

9.3.4 Einbausituation „Betondübel in CoSFB Slim-Floor Trägern“

Das CoSFB System ist das jüngste der in dieser Arbeit beschriebenen Verbundmittel. Die aktuell gültige allgemeine bauaufsichtliche Zulassung [17] erlaubt aktuell nur wenige Möglichkeiten, wie der Verbund zwischen Stahlträger und Betongurt hergestellt werden kann. Die Verdübelungsbewehrung selbst muss mindestens 12 mm Durchmesser aufweisen. Die Bohrungen im Stahlträger, durch die der Bewehrungsstab als Verdübelung geführt wird, dürfen zwischen 25 mm und 40 mm betragen und müssen mindestens 13 mm größer sein als der Durchmesser der Bewehrung. Der Achsabstand der Bohrungen muss mindestens 125 mm betragen und die Dicke des Stahlträgerstegs darf 7,5 mm nicht unterschreiten.

Verbundmittel in Trägern, die nach diesen Richtlinien konstruiert werden, können per Definition der bauaufsichtlichen Zulassung [17] als duktil angesehen werden, also dass das charakteristische Verformungsvermögen δ_{uk} unter Einhaltung der Werkstoffgrenzen (Stahlgüte \geq S355, Betongüte C25/30 – C55/67) normgemäß mindestens 6 mm beträgt.

Die bauaufsichtliche Zulassung der CoSFB Betondübel [17] basiert auf den in Kapitel 4.3.7 beschriebenen Versuchsreihen.

Tab. 9-6 gibt für den Standardfall (Bohrung im Stahlträger mit Durchmesser 40 mm, Bewehrungsstab mit Durchmesser 12 mm) in Abhängigkeit der Stegdicke des Stahlträgers sowie der Betongüte das charakteristische Verformungsvermögen δ_{uk} der CoSFB Betondübel an. Es wird deutlich, dass es sich bei dieser Bauart um ein äußerst duktiles Verbundmittel handelt, sofern Stahlträger, Betongurt und Verbundmittel ausgewogen dimensioniert sind. Für das charakteristische Verformungsvermögen δ_{uk} werden mindestens 18 mm erreicht. Bei den Probekörpern der Serie 2-2b (vgl. Kapitel 4.3.7) konnte die Tragfähigkeit des Verbundmittels nicht ermittelt werden, da es zu einem vorzeitigen Betondruckversagen an der Aufstandsfläche des Probekörpers kam. Dennoch konnte auch bei diesem Versuch das 6-mm-Duktilitätskriterium nach DIN EN 1994-1-1 [35] erreicht bzw. mit 8,3 mm sogar überschritten werden.

Tab. 9-6: Charakteristisches Verformungsvermögen δ_{uk} für CoSFB Betondübel, Bohrung im Stahlträger Durchmesser 40 mm, Bewehrungsstab Durchmesser 12 mm

Stegdicke t_{Steg} [mm]	Betongüten	δ_{uk} [mm]
$7,5 \leq t_{\text{Steg}} < 15,5$	\leq C25/30	31
	C30/37 – C50/60	29
$\geq 15,5$	\leq C25/30	27
	C30/37 – C50/60	18

9.3.5 Übersicht / Zusammenfassung

Dieser Abschnitt fasst die charakteristischen Verformungsvermögen δ_{uk} gebräuchlicher Verbundmittel zusammen. Es konnte gezeigt werden, dass einerseits die Mindestanforderung in Form des in DIN EN 1994-1-1 [35] eingeführten 6-mm-Duktilitätskriteriums auf der sicheren Seite liegt, da dieses für alle untersuchten Verbundmittel eine untere Grenze darstellt. Andererseits ist festzustellen, dass viele der in diesem Kapitel dargestellten Verbundmittel – je nach Einbausituation und Verbundmittel – deutlich duktiler bzw. verformungsfähiger sind als der von der Norm vorgegebene Mindestwert. Diese Kenntnis erlaubt es, für einige der in diesem Kapitel vorgestellten Verbundmitteltypen in der Verbundfuge deutlich größere Relativverschiebungen zuzulassen – sofern der größere Schlupf die Gebrauchstauglichkeit des Verbundträgers nicht einschränkt.

9.4 Mathematische Beschreibung des auftretenden Endschlupfs

9.4.1 Allgemeines

In Kapitel 8 werden empirisch ermittelte Faktoren herausgearbeitet, die Einfluss auf die Entwicklung des Endschlupfs haben. Es sind dies im Einzelnen die auch schon von Johnson und Molenstra [67] identifizierten Einflüsse aus

- dem Verhältnis Spannweite / Trägerhöhe des Stahlprofils L/h_a ,
- dem Verhältnis der plastischen Traglasten des Stahlprofils und des Verbundquerschnitts $(W_p - W_{pa})/W_{pa}$,
- dem Anteil der Druckzone an der Höhe des Betongurtes $z_{pl,1}/h_c$,
- dem Verhältnis der Normalkrafttragfähigkeiten von Stahlträger und Betongurt F_c/F_a .

Dieses Kapitel beschreibt eine Bestimmungsgleichung zur Ermittlung des auftretenden Endschlupfs an „normalen“ Verbundträgern mit Verdübelungsgraden zwischen 20% und 60%. Hierbei werden zwei Gleichungen abgeleitet, die den Schlupf am Trägerende bei Erreichen der maximalen Trägerverformung von $L/250$ (Zustand GZG) in Feldmitte bzw. bei Erreichen der Traglast des Verbundträgers (Zustand GZT) beschreiben.

Um die Vergleichbarkeit mit dem auf charakteristischem Niveau in DIN EN 1994-1-1 [35] eingeführten 6-mm-Kriterium aufzuzeigen, sind die Vorfaktoren der nachfolgend dargestellten Bestimmungsgleichungen so kalibriert, dass alle vom Material beeinflussten Größen als charakteristische Werte einzugeben sind.

9.4.2 Normale Verbundträger

9.4.2.1 Allgemeines

Die rechnerischen Ansätze der Gleichungen (9.2) und (9.3) beinhalten jeweils 4 Einflussfaktoren als Variablen, vgl. Kapitel 9.4.1. Abb. 8-58 bis Abb. 8-65 stellen die Auswirkungen dieser 4 Einflussfaktoren auf den maximal im Verbundträger auftretenden Schlupf grafisch dar. Rechnerisch ist dies umgesetzt durch Exponenten und Vorfaktoren a_1 bis a_4 bzw. a_5 , mit denen die Einflussfaktoren versehen sind bzw. die als Konstante fungieren. Durch die Vorfaktoren, die die Einflüsse des Verdübelungsgrades erfassen, besteht als großer Vorteil dieses rechnerischen Ansatzes die Möglichkeit einer geschlossenen Lösung für Verdübelungsgrade zwischen 20% und 60%. Dies stellt eine wesentliche Verbesserung gegenüber dem Ansatz von Johnson und Molenstra dar [67], der lediglich für 2 konkrete Verdübelungsgrade (50% und 75%) Vorfaktoren angibt.

Ausgangsbasis für beide Bestimmungsgleichungen ist jeweils der Initialschlupf s_0 , der definiert ist als der maximale Schlupf eines linear elastischen Verbundträgers ohne Verbundmittel. Vereinfachend wird in Übereinstimmung mit Oehlers und Bradford [92] angenommen, dass die Betonplatte nicht zur Tragfähigkeit des Systems beiträgt, also $E_c = I_c = 0$ gilt. Da der Schlupf im Zustand GZG mutmaßlich unterhalb dieses Initialschlupfs liegt, findet in Gleichung (9.2) eine Subtraktion statt, in der die schlupfbeeinflussenden Faktoren Teil des Subtrahends sind. Beim Schlupf auf Traglastniveau, vgl. Gleichung (9.3), ist ein stark nichtlineares Trägerverhalten mit einem Endschlupf $> s_0$ zu erwarten, weshalb hier die Schlupfbeeinflussung über eine Multiplikation mit dem Initialschlupf erfasst wird. Der konstante Faktor a_5 dient zur Anpassung der Gleichung an die Versuchsergebnisse.

Der Ansatz der Gleichungen ist so gestaltet, dass jeder Einflussfaktor einen dimensionslosen Wert ergibt. Die Einheit des Berechnungsergebnisses wird somit nur über die Einheit des Initialschlupfs s_0 gesteuert.

$$s_{GZG} = s_0 - s_0 * \eta * \left(a_1 * \left(\frac{L}{h_a} \right)^{-0,1} + a_2 * \left(\frac{w_p - w_{pa}}{w_{pa}} \right) + a_3 * \left(\frac{z_{pl,1}}{h_c} \right)^{-0,415} + a_4 * \left(\frac{F_c}{F_a} \right) \right) \quad (9.2)$$

Mit

$$a_1 = x_1$$

$$a_2 = x_2 * (-21,9 * \eta + 19,0)$$

$$a_3 = x_3$$

$$a_4 = x_4 * (74,72 * \eta^3 - 89,34 * \eta^2 - 10^3)$$

η = Verdübelungsgrad

$$s_{GZT} = s_0 * \left(a_1 * \left(\frac{L}{h_a} \right)^{0,325} + a_2 * \left(\frac{w_p - w_{pa}}{w_{pa}} \right)^{1,373} + a_3 * \left(\frac{z_{pl,1}}{h_c} \right)^{0,163} + a_4 * \left(\frac{F_c}{F_a} \right)^{0,666} \right) - a_5 \quad (9.3)$$

Mit

$$a_1 = x_1$$

$$a_2 = x_2 * (-51,353 * \eta + 48,411)$$

$$a_3 = x_3 * (622,87 * \eta^2 - 669,35 * \eta + 209,76)$$

$$a_4 = x_4 * (143,58 * \eta^3 - 139,28 * \eta^2 + 40,108 * \eta - 4,170)$$

$$a_5 = x_5$$

η = Verdübelungsgrad

Als Datenbasis für die Kalibrierung der Gleichung dienen sowohl die Ergebnisse der 8 Trägerversuche aus Kapitel 4.4.3 sowie die Resultate der 61 numerischen Parameterstudien aus Kapitel 8. Das beschriebene Verfahren beruht somit auf einer gesamten Datenbasis von 69 Versuchen bzw. FE-Ergebnissen.

Zur Bestimmung der konstanten Werte x_1 bis x_5 der Vorfaktoren a_1 bis a_5 werden für alle Elemente der Datenbasis zunächst der Mittelwert μ sowie die Standardabweichung δ des Quotienten aus rechnerischem Schlupfwert (Gleichungen (9.4) bzw. (9.5)) und dem Versuchsergebnis bzw. numerischen Schlupfwert ermittelt. Microsoft Excel bietet über die „Solver-Funktionalität“ die Möglichkeit einer automatischen Zielwertsuche. Hierdurch ist es möglich, den Einfluss der vier schlupfverändernden Faktoren zu bestimmen. Als Zielwert wird eine minimale Standardabweichung δ sowie als Nebenbedingung ein Mittelwert von 1 definiert. Die variablen Größen sind die Werte x_1 bis x_5 . Die mit Hilfe dieses Verfahrens ermittelten Werte x_1 bis x_5 werden mit den aus den Regressionsgleichungen ermittelten Termen multipliziert, die den jeweiligen Einfluss des Verdübelungsgrades berücksichtigen. Als Ergebnis stellen sich die Vorfaktoren bzw. Konstanten a_1 bis a_4 bzw. a_5 ein.

9.4.2.2 Endschlupf im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit GZG

Unter Berücksichtigung der Schlupfwerte der durchgeführten Versuche sowie der numerischen Parameterstudie bei einer vertikalen Trägerverformung in Feldmitte von $L/250$ stellen sich mit dem in Kapitel 9.4.2.1 beschriebenen Verfahren die in Gleichung (9.4) angegebenen Werte für die Vorfaktoren a_1 bis a_4 ein.

Der Vergleich der anhand Gleichung (9.4) ermittelten rechnerischen Werte mit den Ergebnissen der durchgeführten Versuche sowie der numerischen Parameterstudie zeigen eine sehr gute Übereinstimmung, vgl. Abb. 9-1. Unter Berücksichtigung des vorgegebenen Mittelwertes $\mu = 1,00$ ergibt sich über den großen Anwendungsbereich der Gleichung lediglich eine Standardabweichung von $\delta = 0,17$. Ebenso streuen alle Ergebnisse in Abb. 9-1 in einem parallelen Streifen um das Optimum, was für die gute Qualität des gewählten Ansatzes spricht.

$$s_{L/250} = s_0 - s_0 * \eta * \left(a_1 * \left(\frac{L}{h_a} \right)^{-0,1} + a_2 * \left(\frac{w_p - w_{pa}}{w_{pa}} \right) + a_3 * \left(\frac{z_{pl,1}}{h_c} \right)^{-0,415} + a_4 * \left(\frac{F_c}{F_a} \right) \right) \quad (9.4)$$

Mit

$$a_1 = 0,0132$$

$$a_2 = 0,0765 * (-21,9 * \eta + 19,0)$$

$$a_3 = 1,1363$$

$$a_4 = 0,00075 * (74,72 * \eta^3 - 89,34 * \eta^2 - 10^3)$$

$$s_0 = \frac{M_{pa} * L * h_a}{6 * E_a * I_a} \text{ [mm]}$$

η = Verdübelungsgrad, Werte zwischen 0,20 und 0,60

L = Länge des Verbund-Einfeldträgers

h_a = Höhe des Stahlträgers

$$w_p = \frac{8 * M_p}{L^2}$$

$$w_{pa} = \frac{8 * M_{pa}}{L^2}$$

$z_{pl,1}$ = Lage der plastischen Nulllinie im Betongurt

M_p = plastische Momententragfähigkeit des Verbundquerschnitts

M_{pa} = plastische Momententragfähigkeit des Stahlträgers

E_a = E-Modul Baustahl

I_a = Flächenträgheitsmoment des Stahlträgers

h_c = Höhe der Betonplatte (inkl. Sicken)

$F_c = A_c * f_c$ = plastische Normalkrafttragfähigkeit des Betongurtes (nur durchlaufender Teil)

$F_a = A_a * f_y$ = plastische Normalkrafttragfähigkeit des Stahlträgers

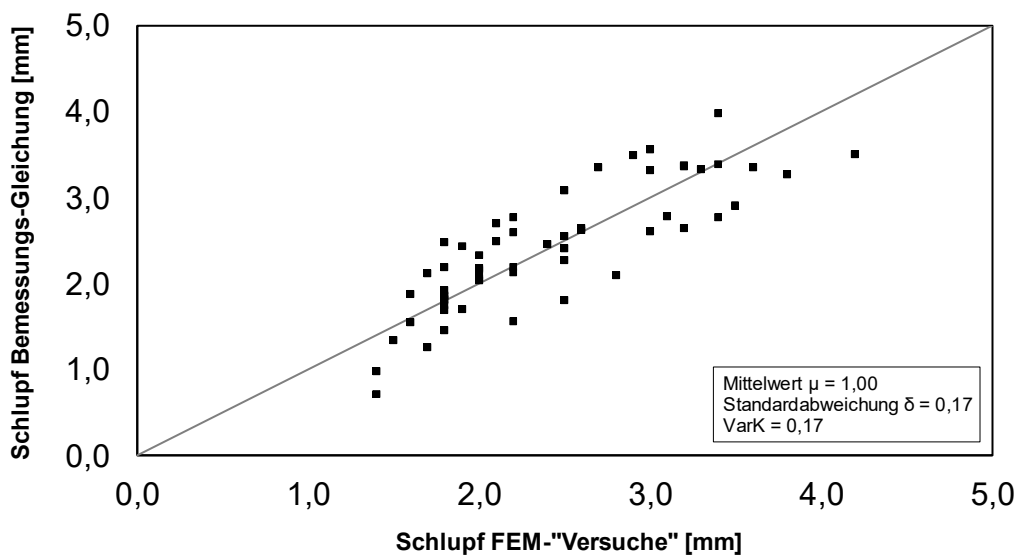


Abb. 9-1: Vergleich der experimentell ermittelten Schlupfwerte im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit GZG (Trägerverformung $L/250$) mit den Ergebnissen von Gleichung (9.4)

9.4.2.3 Endschlupf im Grenzzustand der Tragfähigkeit GZT

Unter Berücksichtigung der Schlupfwerte der durchgeführten Versuche sowie der numerischen Parameterstudie im Traglastzustand ($= 0,95 * M_p$) stellen sich mit dem in Kapitel 9.4.2.1 beschriebenen Verfahren die in Gleichung (9.5) angegebenen Werte für die Vorfaktoren a_1 bis a_4 sowie die Konstante a_5 ein.

Der Vergleich der anhand Gleichung (9.5) ermittelten rechnerischen Werte mit den Ergebnissen der durchgeführten Versuche sowie der numerischen Parameterstudie zeigen eine sehr gute Übereinstimmung, vgl. Abb. 9-2. Unter Berücksichtigung des vorgegebenen Mittelwertes $\mu = 1,00$ ergibt sich über den großen Anwendungsbereich der Gleichung lediglich eine Standardabweichung $\delta = 0,17$. Ebenso streuen alle Ergebnisse in Abb. 9-2 in einem parallelen Streifen um das Optimum, was für die gute Qualität des gewählten Ansatzes spricht.

$$s_{ult} = s_0 * \left(a_1 * \left(\frac{L}{h_a} \right)^{0,325} + a_2 * \left(\frac{w_p - w_{pa}}{w_{pa}} \right)^{1,373} + a_3 * \left(\frac{z_{pl,1}}{h_c} \right)^{0,163} + a_4 * \left(\frac{F_c}{F_a} \right)^{0,666} \right) - a_5 \quad (9.5)$$

Mit

$$a_1 = 0,049$$

$$a_2 = 0,118 * (-51,353 * \eta + 48,411)$$

$$a_3 = 0,015 * (622,87 * \eta^2 - 669,35 * \eta + 209,76)$$

$$a_4 = 0,0005 * (143,58 * \eta^3 - 139,28 * \eta^2 + 40,108 * \eta - 4,170)$$

$$a_5 = 5,119$$

$$s_0 = \frac{M_{pa} * L * h_a}{6 * E_a * I_a} \text{ [mm]}$$

η = Verdübelungsgrad, Werte zwischen 0,20 und 0,60

L = Länge des Verbund-Einfeldträgers

h_a = Höhe des Stahlträgers

$$w_p = \frac{8 * M_p}{L^2}$$

$$w_{pa} = \frac{8 * M_{pa}}{L^2}$$

$z_{pl,1}$ = Lage der plastischen Nulllinie im Betongurt

M_p = plastische Momententragfähigkeit des Verbundquerschnitts

M_{pa} = plastische Momententragfähigkeit des Stahlträgers

E_a = E-Modul Baustahl

I_a = Flächenträgheitsmoment des Stahlträgers

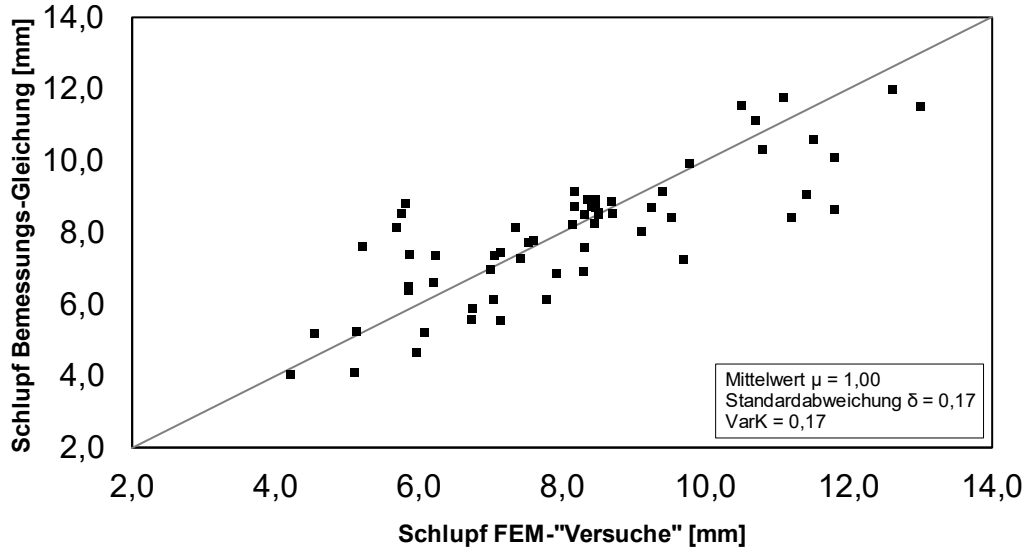


Abb. 9-2: Vergleich der experimentell ermittelten Schlupfwerte im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) mit den Ergebnissen von Gleichung (9.5)

9.4.2.4 Auswertung DISCCO Versuche

Betrachtet man die 8 im Rahmen des DISCCO Projekts durchgeführten Trägerversuche separat, ergibt sich eine interessante Auffälligkeit. Ähnlich wie bei den analytischen Ansätzen von Bärtschi [9] und Leskela [81] in Kapitel 7.2.4 ergeben sich Ungenauigkeiten bei der Auswertung der Trägerversuche 2-03 und 2-04 mit paarweiser Verdübelung, wobei aufgrund der fehlerhaften Durchschweißung der Dübel der Versuch 2-03 bei der Auswertung erneut nicht berücksichtigt wird (vgl. Kapitel 5.3.1).

Der Endschlupf bei Träger 2-04 zeigt hingegen bei der Bestimmung des Werts für „ $L/250$ “ nach Gleichung (9.4) eine sehr gute Übereinstimmung mit dem rechnerischen Wert. Den Endschlupf auf Traglastniveau kann jedoch auch die nun entwickelte Gleichung (9.5) nicht korrekt erfassen. Der im Versuch gemessene Endschlupf wird durch Gleichung (9.5) nahezu um dem Faktor 2 überschätzt. Somit ist davon auszugehen, dass das nichtlineare Verhalten paarweiser Kopfbolzen nicht einwandfrei abgebildet wird. Mittels eines globalen Faktors $1/n$ mit n = „Anzahl der Kopfbolzen pro Sicke“ ließe sich der „Fehler“ in Gleichung (9.5) kompensieren. Allerdings steht durch die fehlerhafte Schweißung des Versuchs 2-03 nur ein Verbundträger mit paarweiser Kopfbolzenanordnung zur Verfügung. Um für diesen Effekt eine qualitativ bessere Aussage treffen zu können, sind weitere Trägerversuche notwendig.

Die rechnerischen Vorhersagen für die Verbundträger 2-01, 2-02 sowie 2-05 bis 2-08 zeigen eine sehr gute Übereinstimmung mit den gemessenen Werten. Für die Schlupfwerte bei L/250 ergibt sich ein Mittelwert von $\mu = 1,03$ bei einer Standardabweichung von $\delta = 0,076$; für die Schlupfwerte auf Traglastniveau erhält man $\mu = 1,00$ und $\delta = 0,068$.

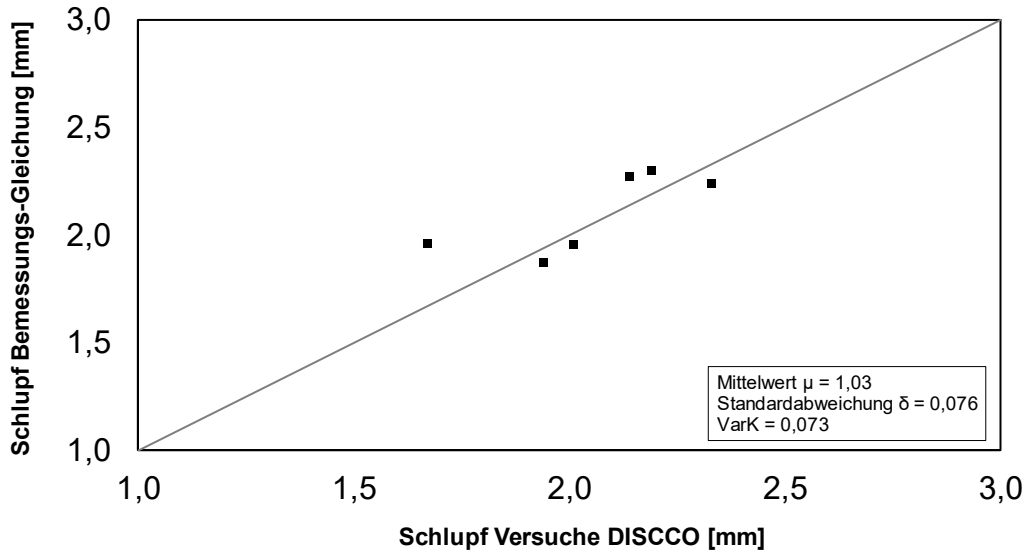


Abb. 9-3: Vergleich der Schlupfwerte aus DISCCO im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit GZG (Trägerverformung L/250) mit den Ergebnissen von Gleichung (9.4)

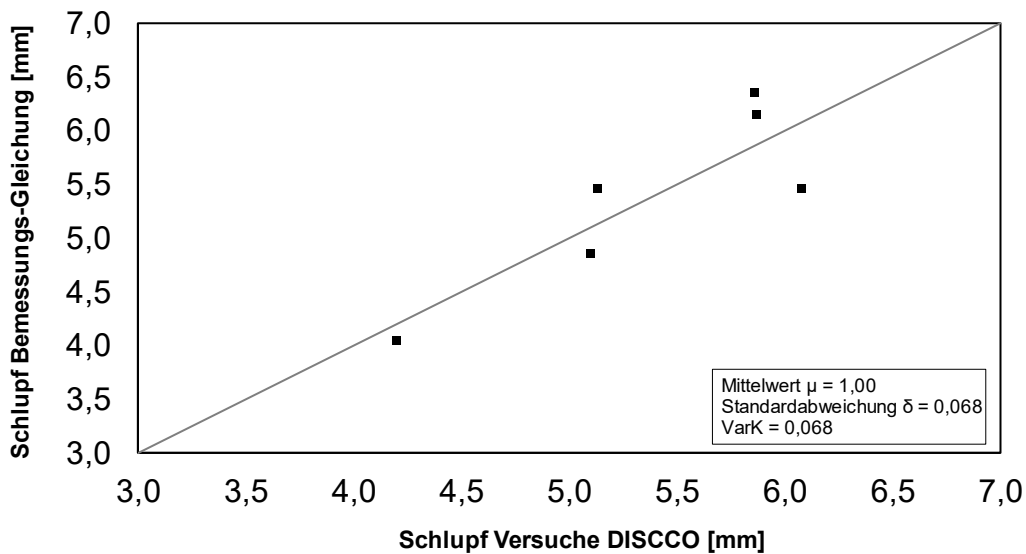


Abb. 9-4: Vergleich der Schlupfwerte aus DISCCO im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) mit den Ergebnissen von Gleichung (9.5)

9.4.3 CoSFB Slim-Floor Verbundträger

Für CoSFB-Verbundträger liegen lediglich zwei Biegeträgerversuche (B1/2) mit einer Spannweite von 8 m sowie zwei Schubträgerversuche (S1/2) mit einer Spannweite von 4 m vor, wobei nur jeweils einer der beiden Träger eine teilweise Verdübelung aufweist, vgl. [74] sowie Kapitel 4.4.4. Dies macht eine Kalibrierung bzw. Anpassung des rechnerischen Modells an die Besonderheiten von Slim-Floor-Trägern (deutlich größere Beteiligung des Betongurtes) unmöglich. Die vereinfachte Annahme, dass die Betonplatte nicht zur Tragfähigkeit des Systems beiträgt, also $E_c = I_c = 0$, vgl. Oehlers und Bradford [92], ist für Slim-Floor Träger nicht mehr gültig. Um eine exakte Abschätzung treffen zu können, wie groß die zusätzliche Mitwirkung des Betongurtes auf die Schlupfentwicklung von CoSFB Slim-Floor-Trägern ist, sind in der Zukunft umfangreiche Versuchsreihen notwendig. Im Rahmen dieser Arbeit ist es daher nur möglich, die in diesen Versuchen gemessenen Schlupfwerte mit den charakteristischen Verformungsvermögen δ_{uk} der CoSFB Betondübel zu vergleichen. Die Verbundmittel der 4 Versuche waren als „Standardfall“ (Bohrung im Stahlträger Durchmesser 40 mm, Bewehrungsstab Durchmesser 12 mm) mit Stegdicke 15,5 mm ausgeführt. Die Betongüte war C25/30. In den Versuchen ergaben sich die in Tab. 9-7 dargestellten Werte.

Tab. 9-7: Endschlupfwerte s_{test} für CoSFB-Trägerversuche, aus [74]

Versuch	$s_{test, L/250}$ [mm]	$s_{test, Traglast}$ [mm]
S1	~ 1 mm	~ 13 mm
S2	~ 1 mm	~ 15,5 mm
B1	~ 0,3 mm	~ 4,5 mm
B2	~ 0,3 mm	~ 5,1 mm

Für diese Konfigurationen wurde in Kapitel 9.3.4 ein charakteristisches Verformungsvermögen δ_{uk} von 27 mm ermittelt, sodass für Verbundträger nach dem CoSFB-System bis 8 m Spannweite, die vom Anwendungsbereich der bauaufsichtlichen Zulassung [17] abgedeckt sind, von einer ausreichenden Duktilität der Verbundmittel ausgegangen werden kann.

9.5 Neuer Vorschlag des Nachweises ausreichender Schlupfkapazität durch vergleichende Betrachtung des aufnehmbaren und auftretenden Schlupfs

Basierend auf den Bestimmungsgleichungen (9.4) und (9.5), mit deren Hilfe der Endschlupf von Verbund-Einfeldträgern sowohl im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit GZG als auch

auf Traglastniveau GZT ermittelt werden kann, sowie mit Angaben zur ertragbaren Schlupfkapazität unterschiedlichster Verbundmittel, kann der Nachweis ausreichender Schlupfkapazität alternativ zu DIN EN 1994-1-1 [35] mit einer genauen Regel durch vergleichende Betrachtung des aufnehmbaren und des auftretenden Schlupfs nach folgender Vorschrift geführt werden. Hierbei kann explizit zwischen Traglastniveau GZT und Gebrauchstauglichkeitsniveau GZG unterschieden werden, vgl. Gleichung (9.6):

$$\text{Auf tretender Schlupf } s_{vorh} = \begin{cases} s_{GZG} \\ s_{GZT} \end{cases} \leq \text{Auf nehmbarer Schlupf } \delta_{uk} \quad (9.6)$$

9.6 Bemessungsbeispiel

Als Bemessungsbeispiel wird der Verbundträger 2-02 aus den DISCCO Versuchen gewählt, vgl. Kapitel 4.4.3. Der Träger wird als Vierpunkt-Biegeversuch getestet, sodass rechnerisch lediglich die jeweils auflagernahen $n = 8$ Kopfbolzen schubbeansprucht sind.

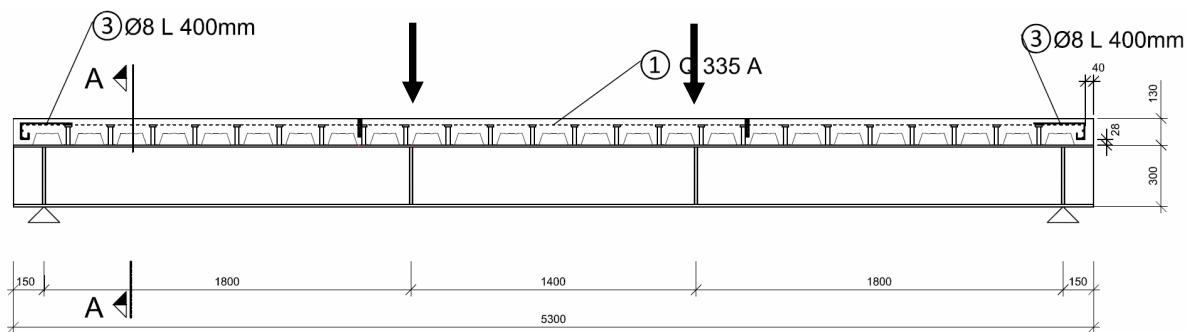


Abb. 9-5: Abmessungen Beispielträger

Tab. 9-8 und Tab. 9-9 stellen die Materialkennwerte des Profilbleches, der Kopfbolzen, des Betons, der Bewehrung sowie des Stahlträgers dar.

Tab. 9-8: Materialkennwerte Beispielträger

Profilblech			Kopfbolzen				Beton			Bewehrung	
h_p	b_m	t	d	h_{sc}	n_r	f_u	$f_{cm,cyl}$	E_{cm}	Untere Lage	Obere Lage	
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]			
58	81,5	0,88	19	100	1	549	44,3	34383 ⁺	Q188A	Q335A	

⁺ $E_{cm} = 22 (f_{cm}/10)^{0.3}$

Tab. 9-9: Materialkennwerte Baustahlprofil

Stahlträger	f_y , Steg	f_y , Flansch	A_{Steg}	$A_{Flansch}$	$b_{Flansch}$	h_a	I_a
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[mm]	[mm]	[cm ⁴]
IPE 300	418	383	21,7	16,05	150	300	8360

Die Breite des Betongurtes beträgt $b_c = 1,25$ m und die Höhe des durchlaufenden Betongurtes $h_{c*} = 7,2$ cm sowie die Gesamthöhe des Betongurtes $h_c = 13$ cm. Die maximal aufnehmbare Druckkraft des Betongurtes ergibt sich damit zu:

$$F_c = 0,85 \cdot f_c \cdot b_c \cdot h_{c*} = 0,85 \cdot 44,32 \cdot 1,25 \cdot 7,2 = 3390,48 \text{ kN}$$

Die maximal aufnehmbare Zugkraft des Stahlträgers bestimmt sich zu:

$$F_a = A_a \cdot f_y = 2 \cdot A_{Flansch} \cdot f_{y,Flansch} + A_{Steg} \cdot f_{y,Steg} = 2129,62 \text{ kN}$$

Die Tragfähigkeit der D19 Kopfbolzen wird mit $P = 55,5$ kN bestimmt, vgl. Tab. 5-6. Über die Schubfuge können somit maximal

$$T = n \cdot P = 8 \cdot 55,5 = 444,0 \text{ kN}$$

übertragen werden.

Hieraus ergibt sich ein vorhandener Verdübelungsgrad von:

$$\eta = \frac{T}{\min(F_c, F_a)} = \frac{444,0}{2129,62} = 0,208 = 20,8\%$$

Anmerkung: Der nach DIN EN 1994-1-1 erforderliche Mindestverdübelungsgrad für diesen Träger beträgt 44,4%.

Die Höhe der Betondruckzone im Betongurt sowie das aufnehmbare plastische Moment unter Vollverdübelung bestimmen sich zu:

$$z_{pl,1} = h_{c*} \cdot \frac{F_a}{F_c} = 72 \cdot \frac{3390,48}{2129,62} = 45,22 \text{ mm}$$

$$M_{pl} = N_a \cdot \left(\frac{b_{Flansch}}{2} + h_c - \frac{z_{pl,1}}{2} \right) = 548,14 \text{ kNm}$$

Das aufnehmbare plastische Moment des Stahlträgers beträgt:

$$M_{pl,a} = 216,53 \text{ kNm}$$

Anstatt der rechnerischen Momententragfähigkeit unter Teilverdübelung wird bei diesem Beispiel das tatsächliche Versagemoment über die im Versuch gemessene Traglast in Höhe von 377,40 kN bestimmt. Man erhält:

$$M_p = 350,33 \text{ kNm}$$

Anmerkung: Somit sind alle für die Schlupfberechnung erforderlichen Kenngrößen bestimmt. Gleichungen (9.4) und (9.5) sind so konzipiert, dass für die neuartige Berechnungsmethode keine Werte bestimmt werden müssen, die nicht ohnehin schon für die weitere Verbundträgerbemessung benötigt werden.

Für die Bestimmung des Endschlupfs unter Begrenzung der Trägerverformung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit GZG sind folgende Hilfwerte zu bestimmen:

$$a_1 = 0,0132$$

$$a_2 = 0,0765 * (-21,9 * 0,20 + 19,0) = 1,1327$$

$$a_3 = 1,1363$$

$$a_4 = 0,00075 * (74,72 * 0,20^3 - 89,34 * 0,20^2 - 10^3) = -0,7522$$

$$s_0 = \frac{M_{pl,a} * L * h_a}{6 * E_a * I_a} = \frac{216,53 * 5000 * 300}{6 * 210000 * 8360} = 3,0834 \text{ mm}$$

$$\eta = 0,208$$

$$L = 5000 \text{ mm}$$

$$h_a = 300 \text{ mm}$$

$$w_p = \frac{8 * M_p}{L^2} = \frac{8 * 350,33}{5000^2} = 112,106 \text{ kN/m}$$

$$w_{pa} = \frac{8 * M_{pl,a}}{L^2} = \frac{8 * 216,53}{5000^2} = 69,290 \text{ kN/m}$$

$$z_{pl,1} = 45,22 \text{ mm}$$

$$h_c = 130 \text{ mm}$$

$$F_c = 3390,48 \text{ kN}$$

$$F_a = 2129,62 \text{ kN}$$

Eingesetzt in Gleichung (9.4) ergibt sich der Endschlupf somit zu:

$$s_{L/250} = s_0 - s_0 * \eta * \left(a_1 * \left(\frac{L}{h_a} \right)^{-0,1} + a_2 * \left(\frac{w_p - w_{pa}}{w_{pa}} \right) + a_3 * \left(\frac{z_{pl,1}}{h_c} \right)^{-0,415} + a_4 * \left(\frac{F_c}{F_a} \right) \right) = 2,30 \text{ mm}$$

Anmerkung: Der im Versuch gemessene Endschlupf betrug bei diesem Versuch unter der Trägerverformung $L/250$ $s_{test,GZG} = 2,2 \text{ mm}$. Die Ergebnisse von Berechnung und Versuchsergebnis stimmen also sehr gut überein!

Für die Bestimmung des Endschlupfs auf Traglastniveau sind folgende Hilfwerte zu bestimmen:

$$a_1 = 0,049$$

$$a_2 = 0,118 * (-51,353 * 0,20 + 48,411) = 4,5026$$

$$a_3 = 0,015 * (622,87 * 0,20^2 - 669,35 * 0,20 + 209,76) = 1,5142$$

$$a_4 = 0,0005 * (143,58 * 0,20^3 - 139,28 * 0,20^2 + 40,108 * 0,20 - 4,170) = -0,00029$$

$$a_5 = 5,119$$

$$s_0 = \frac{M_{pl,a} * L * h_a}{6 * E_a * I_a} = \frac{216,53 * 5000 * 300}{6 * 210000 * 8360} = 3,0834 \text{ mm}$$

$$\eta = 0,208$$

$$L = 5000 \text{ mm}$$

$$h_a = 300 \text{ mm}$$

$$w_p = \frac{8 * M_p}{L^2} = \frac{8 * 350,33}{5000^2} = 112,106 \text{ kN/m}$$

$$w_{pa} = \frac{8 * M_{pl,a}}{L^2} = \frac{8 * 216,53}{5000^2} = 69,290 \text{ kN/m}$$

$$z_{pl,1} = 45,22 \text{ mm}$$

$$h_c = 130 \text{ mm}$$

$$F_c = 3390,48 \text{ kN}$$

$$F_a = 2129,62 \text{ kN}$$

Eingesetzt in Gleichung (9.5) ergibt sich der Endschlupf somit zu:

$$s_{ult} = s_0 * \left(a_1 * \left(\frac{L}{h_a} \right)^{0,325} + a_2 * \left(\frac{w_p - w_{pa}}{w_{pa}} \right)^{1,373} + a_3 * \left(\frac{z_{pl,1}}{h_c} \right)^{0,163} + a_4 * \left(\frac{F_c}{F_a} \right)^{0,666} \right) - a_5 = 6,36 \text{ mm}$$

Anmerkung: Der im Versuch gemessene Endschlupf betrug bei diesem Versuch auf Traglastniveau $s_{test,GZT} = 5,9 \text{ mm}$. Die Ergebnisse von Berechnung und Versuchsergebnis stimmen also sehr gut überein! Die Berechnung überschätzt den auftretenden Schlupf ein wenig und liegt somit für die Bemessung auf der sicheren Seite.

Nach Tab. 9-4 beträgt das charakteristische Verformungsvermögen für einzeln in Sicken angeordnete D19 Kopfbolzen in Kombination mit Cofraplus 60 Profilblechen und der Betongüte C35/45 $\delta_{uk} > 10 \text{ mm}$.

Der Nachweis lautet somit:

$$\text{Auftretender Schlupf } s_{\text{vorh}} = \begin{cases} s_{L/250} = 2,30 \text{ mm} \\ s_{\text{ult}} = 6,36 \text{ mm} \end{cases} \leq \text{Aufnehmbarer Schlupf } \delta_{uk} > 10 \text{ mm} \checkmark$$

Der Nachweis ausreichender Schlupfkapazität des D19 Kopfbolzens gelingt somit sowohl unter im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) als auch bei Erreichen der maximalen Tragfähigkeit (GZT) des Verbundträgers.

9.7 Schlussfolgerung / Zusammenfassung

Das in diesem Kapitel vorgestellte Verfahren beschreibt eine Möglichkeit, den Nachweis ausreichender Schlupfkapazität von Verbundmitteln auf direktem Weg zu führen. Hierfür bieten die in Abschnitt 9.4 hergeleiteten Formeln auf der einen Seite die Möglichkeit, den Endschlupf von normalen Verbundträgern in einem weiten Anwendungsspektrum zu ermitteln – sowohl auf Traglastniveau als auch unter der Belastung, die mit einer maximalen vertikalen Trägerverformung $L/250$ einhergeht. Auf der anderen Seite stellen die Tabellen in Abschnitt 9.3 für zahlreiche Anwendungsfälle das charakteristische Verformungsvermögen δ_{uk} zur Verfügung. Der Tragwerksplaner hat hiermit die Möglichkeit, den von ihm entworfenen Verbundträger bzw. die von ihm geplante Verdübelung auf seine/ihre Eignung zu überprüfen. Die Überprüfung der Bedingung

$$\text{Auftretender Schlupf } s_{\text{vorh}} = \begin{cases} s_{GZG} \\ s_{GZT} \end{cases} \leq \text{Aufnehmbarer Schlupf } \delta_{uk}$$

stellt eine Alternative zum bislang in Abschnitt 6.6.1.2 der DIN EN 1994-1-1 [35] geführten Nachweis der Mindestverdübelung dar. Bei Erfüllung der Bedingungen in DIN EN 1994-1-1 [35], Abschnitt 6.6.1.1, wird ein Verbundmittel als „duktil“ definiert. Nach Verständnis der Norm ist somit gewährleistet, dass das Verbundmittel (unabhängig von der Art des Verbundmittels, der Einbausituation, etc.) mindestens ein charakteristisches Verformungsvermögen δ_{uk} von 6 mm aufweist. Eine genaue Bestimmung des tatsächlich auftretenden Schlupfs ist somit nicht möglich.

Im Gegensatz hierzu stellt der neue Ansatz eine deutliche Verbesserung dar, da sowohl der auftretende als auch der aufnehmbare Schlupf genau bestimmt und verglichen werden kön-

nen. Das vorgestellte Verfahren erfordert keine zusätzlichen Kenngrößen. Alle Werte zur Ermittlung der schlupf-beeinflussenden Faktoren sind im Rahmen der weiteren Verbundträgerbemessung ohnehin zu bestimmen.

Eine Begrenzung des Verdübelungsgrades auf 40% - wie von DIN EN 1994-1-1 [35], Abschnitt 6.6.1.2, vorgesehen – ist nicht mehr notwendig. Diese Limitierung stellt eine versteckte Schlupfbegrenzung dar, um eine genaue Berechnung – wie nun im Rahmen dieser Arbeit abgeleitet – zu vermeiden.

An dieser Stelle sei nochmals darauf hingewiesen, dass geringere Verdübelungsgrade mit größeren globalen Verformungen des Verbundträgers einhergehen, da ein geringerer Verdübelungsgrad mit einer geringeren Biegesteifigkeit des Trägers korreliert. Je geringer der Verdübelungsgrad, desto wahrscheinlicher ist bei der Bemessung das Gebrauchstauglichkeitskriterium gegenüber dem Tragfähigkeitskriterium maßgebend. Aus diesem Grund sowie wegen der nach Abschnitt 6.6.5.5 von DIN EN 1994-1-1 [35] geforderten Einhaltung der maximalen Dübelabstände in Trägerlängsrichtung wird empfohlen, einen Verdübelungsgrad von 20% nicht zu unterschreiten.

10 Zusammenfassung und Ausblick

10.1 Zusammenfassung

Im Rahmen dieser Arbeit konnte gezeigt werden, dass die bislang in DIN EN 1994-1-1 [35] verankerten Regelungen zur Kopfbolzen-Tragfähigkeit und zur Mindestverdübelung einer dringenden Überarbeitung bedürfen. Die Ergebnisse der in Kapitel 5.2 beschriebenen Push-out Versuche legen nahe, dass die Traglasten der Kopfbolzen in profilierten Betongurten unter Einsatz bestimmter Profilblechgeometrien nur sehr unzureichend abgeschätzt werden, vgl. auch Konrad [68]. Nicht korrekte Kopfbolzentraglasten führen bei konsequenter Anwendung der Norm unweigerlich zu fehlerhaften Verdübelungsgraden. Ob ein normativ ermittelter Verdübelungsgrad im Vergleich zum „wahren“ Verdübelungsgrad allerdings auf der sicheren oder unsicheren Seite liegt, ist aufgrund der komplexen Zusammenhänge nicht eindeutig feststellbar. Daher ist das aktuelle normative Verfahren für Berechnungen, die die genaue Bestimmung des Schlupfs in der Verbundfuge zum Ziel haben, nicht geeignet.

Das normative Nachweisverfahren nach DIN EN 1994-1-1 [35] nutzt den sogenannten Mindestverdübelungsgrad, um den Schlupf in der Verbundfuge so zu begrenzen, dass keines der Verbundmittel eine Schubverformung von mehr als 6 mm aufnehmen muss. Um dies zu gewährleisten, muss mindestens ein Verdübelungsgrad von 40% eingehalten werden, d.h. es müssen so viele Verbundmittel angeordnet werden, dass das aufnehmbare Biegemoment des Trägers mindestens 40% des vollplastischen Moments beträgt. Umgekehrt müssen duktile Verbundmittel in der Lage sein, die charakteristische Traglast mindestens bis zu einer Verformung von 6 mm aufrechtzuerhalten. Die Ergebnisse dieser Arbeit zeigen, dass ein vorzeitiges Versagen des Verbundträgers infolge Überbeanspruchung der Verbundmittel auch noch bei deutlich geringeren Verdübelungsgraden als dem normativ begrenzenden Mindestverdübelungsgrad vermieden werden kann.

Hierzu wurden in Kapitel 4 umfangreiche experimentelle Versuchsreihen durchgeführt – sowohl an Verbundträgern als auch (zur Erweiterung der Datenbasis) an Push-out Prüfkörpern. Untersucht wurden neben klassischen Kopfbolzen auch Hilti X-HVB Schenkeldübel sowie das CoSFB Betondübel-System von ArcelorMittal. Der Vergleich der Ergebnisse der Push-out Versuche mit den rechnerischen Kopfbolzen-Tragfähigkeiten nach DIN EN 1994-1-1 [35] bzw. nach Konrad [68] zeigt, dass der normative Ansatz die tatsächlichen Kopfbolzen-Tragfähigkeiten

ten zum Teil deutlich überschätzt. Als Ursache hierfür wird insbesondere der Abminderungsfaktor k_t angesehen, der den Einfluss der Profilblechgeometrie auf die Kopfbolzentragfähigkeit berücksichtigt und der speziell bei modernen Profilblechgeometrien (wie z.B. schmalen, hohen Rippen) die Reduktion der Tragfähigkeit nur unzureichend abschätzt, vgl. Kapitel 5.2.3. Die Ansätze nach Konrad [68] und Nellinger [89] zeigen hier deutliche Verbesserungen, vgl. Kapitel 5.2.4. Somit ist als wichtiges Zwischenergebnis festzuhalten, dass sämtliche Tragfähigkeitsberechnungen an Verbundträgern nur dann qualitativ hochwertige Aussagen liefern können, wenn neben den eingesetzten Materialien auch die Verbundmitteltragfähigkeit hinreichend genau ermittelt werden kann. Dies konnte durch entsprechende Vergleichsrechnungen in Kapitel 5.3 gezeigt werden. Bei der Nachrechnung der Momententragfähigkeit der durchgeführten Trägerversuche (vgl. Kapitel 4.4.3) erfolgte der Ansatz der Kopfbolzentragfähigkeiten auf vier unterschiedlichen Wegen: experimentell ermittelt, nach DIN EN 1994-1-1 [35], nach Konrad [68] sowie nach Nellinger [89]. Hierbei zeigte sich, dass eine sehr gute Übereinstimmung zwischen der gemessenen Momententragfähigkeit sowie den Berechnungen mit der experimentell ermittelten Kopfbolzentragfähigkeit bzw. den Kopfbolzentragfähigkeiten nach den Ansätzen von Konrad [68] und Nellinger [89] erreicht werden konnte. Im Gegensatz hierzu wurde unter Ansatz der Kopfbolzentragfähigkeit nach DIN EN 1994-1-1 [35] die Momententragfähigkeit deutlich überschätzt – um rund 16%.

In Ergänzung zum eigentlichen Thema dieser Arbeit konnte zusätzlich gezeigt werden, dass die nach DIN EN 1994-1-1 [35] zulässige paarweise Anordnung der Kopfbolzen in der Profilblechsicke in Kombination mit der Durchschweißtechnik – selbst unter Laborbedingungen – zu unzureichender Verschweißung führen kann. Durch die aufgrund des unsymmetrischen Magnetfelds entstehende Blaswirkung weisen viele Schweißwulste der Kopfbolzen zahlreiche Fehlstellen auf, was zu einer deutlichen Reduzierung der Kopfbolzentragfähigkeit führt, vgl. Versuchsträger 2-03 und 2-04 in Kapitel 4.4.3 bzw. Kapitel 5.3.

Anhand der in Kapitel 6 durchgeführten numerischen Parameterstudie konnte auf breiter Basis bestätigt werden, dass das neue Berechnungsverfahren von Konrad [68] für moderne Profilblechgeometrien – auch über den experimentell untersuchten Bereich hinaus – plausible Ergebnisse zeigt, während das Verfahren nach DIN EN 1994-1-1 [35] auch beim Vergleich mit den numerischen Ergebnissen keine zufriedenstellende Variante darstellte. Ergänzend zu den Beschränkungen in DIN EN 1994-1-1 [35] und Konrad [68] konnte gezeigt werden, dass – unter Einhaltung des Mindestabstands von $4d$ – auch drei Verbundmittel nebeneinander in einer Profilblechsicke untergebracht werden können. Die Traglast pro Kopfbolzen geht dann auf rund 82% der Traglast eines einzelnen Kopfbolzens zurück.

Kapitel 7 stellt umfangreiche Untersuchungen dar, die analytische Berechnungsansätze zur Verformungs- und Schlupfberechnung von Verbundträgern mit den Ergebnissen der experimentell untersuchten Träger aus Kapitel 4.4.3 vergleichen. Für die Verformungsberechnungen liegen zahlreiche Ansätze vor, die teilweise auch untereinander kombiniert werden können. Als bester Ansatz hat sich das Verfahren nach Johnson und May [66] herausgestellt. Die für dieses Verfahren notwendige Biegesteifigkeit des Verbundträgers kann nach dem Ansatz von Hanswille und Schäfer [54] bestimmt werden. Durch iteratives Vorgehen ist es bei Anwendung des Verfahrens von Hanswille und Schäfer [54] zudem möglich, den tatsächlichen Verlauf der experimentell ermittelten Last-Verformungskurve nachzuvollziehen, vgl. Kapitel 7.1.8.2.

Viele der Verfahren zur Ermittlung des Schlupfs am Trägerende sind auf bestimmte Belastungsszenarien (Gleichstreckenlasten, Einzellasten, sinusförmige Lasten, etc.) begrenzt. Für die Nachrechnung der in Kapitel 4.4.3 durchgeführten Trägerversuche mit niedrigem Verdübelungsgrad konnte nach den Verfahren von Bärtschi [9] und Leskela [81] die beste Übereinstimmung erreicht werden. Dennoch streuen beide Ansätze deutlich um einen (auf der sicheren Seite liegenden) Mittelwert. Das zeigt, dass auch mit diesen Ansätzen die Schlupfentwicklung unter extrem niedriger Verdübelung nur mit unzureichender Genauigkeit ermittelt werden kann.

Aus diesem Grund wurde in Kapitel 8 eine umfangreiche numerische Parameterstudie zur Schlupfentwicklung bei Verbundträgern mit Verdübelungsgraden zwischen 20% und 60% durchgeführt. Das an den in Kapitel 4.4.3 durchgeführten Trägerversuchen kalibrierte und sowohl für die Verformungs- als auch die Schlupfentwicklung verifizierte Modell wurde in der Parameterstudie anhand der von Johnson und Molenstra [67] identifizierten schlupfbeeinflussenden Faktoren modifiziert. Hierdurch entstand eine große Bandbreite (69 Varianten) an möglichen Verbundträgerkonfigurationen. Bei der Auswertung der Studie zeigte sich, dass nahezu alle untersuchten Konfigurationen durch das Kriterium der zulässigen Vertikalverformungen in Trägermitte kontrolliert werden und nicht durch das Versagen der Verbundfuge unter der Traglast des Systems. Basierend auf den Ergebnissen dieser Studie wurden in Kapitel 9 Bestimmungsgleichungen für die direkte Ermittlung des Schlupfs am Trägerende abgeleitet, die sowohl die Ermittlung des Schlupfs unter Begrenzung der Vertikalverformung als auch auf Traglastniveau ermöglichen. Parallel hierzu wurden die charakteristischen Verformungsvermögen δ_{uk} aller in dieser Arbeit verwendeten Verbundmittel aufgelistet. Somit kann zukünftig der Nachweis ausreichender Schlupfkapazität direkt geführt werden, indem der auftretende Schlupf mit der Schlupfkapazität des eingesetzten Verbundmittels verglichen wird. Hierbei konnte die Qualität der Bestimmungsgleichungen zur Schlupfberechnung gegenüber bisherigen Ansätzen nochmals deutlich verbessert werden.

10.2 Ausblick

Diese Arbeit zeigt, dass die Schlupfentwicklung in der Verbundfuge von Verbundträgern von zahlreichen Faktoren beeinflusst wird. Obwohl die Datenbasis der abgeleiteten Bestimmungsgleichungen zur Ermittlung des Schlupfs in Verbundträgern durch 8 reale Versuche sowie eine umfangreiche numerische Parameterstudie abgedeckt ist, sind zur endgültigen Verifikation weitere Versuche bzw. darauf basierende numerische Studien notwendig. Aus Gründen des Umfangs dieser Arbeit wurden die Anwendungsgrenzen für die Bestimmungsgleichungen streng gewählt und orientieren sich an den real durchgeführten Versuchen. Es ist allerdings zu vermuten, dass der grundsätzliche Ansatz nach den Gleichungen (9.2) und (9.3) auch außerhalb der für diese Arbeit festgelegten Anwendungsgrenzen verwendet werden kann.

Dies betrifft insbesondere die Untersuchung des Einflusses mehrerer Kopfbolzen pro Sicke auf die Schlupfentwicklung. Durch die fehlerhaften Schweißungen der Versuchsträger 2-03 und 2-04 konnte dieser Effekt im Rahmen dieser Arbeit nicht berücksichtigt werden. In diesem Zusammenhang ist auch die Durchschweißtechnik zu überdenken. Zur Sicherstellung ausreichender Schweißqualität sind hier ebenfalls weitere, detaillierte Untersuchungen notwendig – hier ist vor allem bei paarweiser Verdübelung die gegenüber der Längsachse des Stahlträgers außermittige Schweißposition näher zu erforschen. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit konnten jedenfalls die Angaben der DIN EN 1994-1-1 [35] (Durchschweißtechnik = höhere Tragfähigkeit) nicht bestätigt werden: Die paarweise angeordneten, durchgeschweißten Kopfbolzen trugen deutlich weniger als Kopfbolzen, die direkt auf den Stahlträger geschweißt waren.

Des Weiteren kann der vorliegende Ansatz sowohl für unsymmetrische Stahlquerschnitte mit großen Untergurten als auch – um ergänzende Effekte aus der Belstungsgeschichte zu erfassen – für Verbundträger ohne Hilfsunterstützung bei der Betonage erweitert werden. Hierzu sind ebenfalls ausreichend reale Versuche und darauf basierende numerische Parameterstudien notwendig.

Schließlich konnte mangels ausreichender Versuchsdaten der vorliegende Ansatz nicht auf Slim-Floor Querschnitte angepasst werden. Auch hierfür wären weitere Versuche sowie numerische Studien wünschenswert.

Zur Überführung der vorgestellten Ansätze in normgemäße Bemessungsgleichungen ist zusätzlich noch eine Auswertung nach DIN EN 1990 [31] durchzuführen.

11 Literaturverzeichnis

- [1] 3DS - Simulia: *Getting Started with Abaqus* (2012).
- [2] Aggelopoulos, E. S.; Lawson, R. M.; Eggert, F.; et al.: *Final Report: Development of Improved Shear Connection Rules in Composite Beams - DISCCO*, RFSR CT 2012-00030, Schlussbericht, The Steel Construction Institute (2016).
- [3] Aggelopoulos, E. S.; Lawson, R. M.; Eggert, F.; et al.: *Midterm Report: Development of Improved Shear Connection Rules in Composite Beams - DISCCO*, RFSR CT 2012-00030, Zwischenbericht, The Steel Construction Institute (2014).
- [4] Amadio, C.; Fragiaco, M.; Macorini, L.: *Evaluation of the deflection of steel-concrete composite beams at serviceability limit state*. In: *Journal of Constructional Steel Research*, 73. S. 95–104 (2012).
- [5] American National Standard ANSI/AISC 360-10: *Specification for Structural Steel Buildings*. June 22, 2010.
- [6] American National Standard ANSI/AISC 360-16: *Specification for Structural Steel Buildings*. July 7, 2016.
- [7] Aribert, J. M.: *Analyse et formulation pratique de l'influence de la nuance de l'acier du profile sur le degre minimum de connexion partielle d'une pouter mixte*. In: *Construction Métallique*, 3. S. 39–55 (1997).
- [8] Aribert, J. M.: *Improved evaluation of minimum degree of shear connection in composite beams*, Fachtagung Verbundkonstruktionen, Neues aus Forschung, Entwicklung und Normung, DFG Forschergruppe Verbundbau (1997).
- [9] Bärtschi, R.: *Load-Bearing Behaviour of Composite Beams in Low Degrees of Partial Shear Connection*, Dissertation, Institute of Structural Engineering, Swiss Federal Institute of Technology Zurich (2005).
- [10] Baur, V.: *Numerische Untersuchungen an Ein- und Zweifeld-Slim-Floor Trägern mit dem FE-Programm ABAQUS*, Diplomarbeit Nr. 2009-24X; Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart (2009).

- [11] Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Deutsche Fassung EKS-Veröffentlichung No. 72 Composite Beams and Columns to Eurocode 4. 1994.
- [12] Bode, H.: *Euro-Verbundbau*, Konstruktion und Berechnung: Werner Verlag GmbH & Co. KG (1998).
- [13] CEB-FIP Model Code 1990 Design Code: Comité Euro-International du Béton. 1993.
- [14] Crisinel, M.: *Essai "Push-Out", HVB 95/125/140 et tôles profilées.*, ICOM 663-3F, Forschungsbericht, EPF Lausanne (1995).
- [15] Dabaon, M. A.: *Beitrag zur teilweisen Verdübelung bei Verbundträgern*, Dissertation, Leopold-Franzens-Universität Innsbruck (1993).
- [16] Deutsches Institut für Bautechnik: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-26.4-46: HILTI Schenkeldübel X-HVB als Verbundmittel. 16. Oktober 2013.
- [17] Deutsches Institut für Bautechnik: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-26.4-59: CoSFB-Betondübel. 29.07.2014.
- [18] Deutsches Institut für Bautechnik / EOTA: Europäische Technische Bewertung ETA-15/0876: HILTI Schenkeldübel X-HVB als Verbundmittel. 3. Juni 2016.
- [19] Deutsches Institut für Bautechnik / EOTA: Europäische Technische Zulassung ETA-03/0039: Stahlplatte mit einbetonierten KÖCO-Kopfbolzen aus Stahl und aus nichtrostendem Stahl. 4. Juni 2013.
- [20] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Juli 2001.
- [21] DIN 18800-5 Entwurf: Stahlbauten Teil 5: Verbundtragwerke aus Stahl und Beton Bemessung und Konstruktion. Januar 1999.
- [22] DIN 18800-5: Stahlbauten – Teil 5: Verbundtragwerke aus Stahl und Beton – Bemessung und Konstruktion. März 2007.
- [23] DIN 4141-1:1984-09: Lager im Bauwesen - Allgemeine Regelungen. September 1984.
- [24] DIN 50125: Prüfung metallischer Werkstoffe – Zugproben. Juli 2009.
- [25] DIN EN 10083-2: Vergütungsstähle Teil 2: Technische Lieferbedingungen für unlegierte Stähle, Deutsche Fassung EN 10083-2:2006. Juni 2006.
- [26] DIN EN 12390-1: Prüfung von Festbeton – Teil 1: Form, Maße und andere Anforderungen für Probekörper und Formen. Dezember 2012.

- [27] DIN EN 12390-2: Prüfung von Festbeton – Teil 2: Herstellung und Lagerung von Probekörpern für Festigkeitsprüfungen. August 2009.
- [28] DIN EN 12390-3: Prüfung von Festbeton – Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-3:2009. Juli 2009.
- [29] DIN EN 12390-5: Prüfung von Festbeton – Teil 5: Biegezugfestigkeit von Probekörpern. Juli 2009.
- [30] DIN EN 1337-1: Lager im Bauwesen Teil 1: Allgemeine Regelungen. Februar 2001.
- [31] DIN EN 1990: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung. Dezember 2010.
- [32] DIN EN 1992-1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Januar 2011.
- [33] DIN EN 1992-1-2: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall. Dezember 2010.
- [34] DIN EN 1993-1-1: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1993-1-1:2005 + AC:2009. 2010-12.
- [35] DIN EN 1994-1-1: Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau. Dezember 2010.
- [36] DIN EN 1994-1-1/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau. Dezember 2010.
- [37] DIN EN 1995-1-1: Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1995-1-1:2004 + AC:2006 + A1:2008 Eurocode 5. Dezember 2012.
- [38] DIN EN ISO 6892-1: Metallische Werkstoffe – Zugversuch – Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur (ISO 6892-1:2009). Dezember 2009.
- [39] DIN V ENV 1993 Teil 1-1: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau Deutsche Fassung ENV 1993-1-1:1992. April 1993.

- [40] DIN V ENV 1994 Teil 1-1: Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau, Deutsche Fassung: ENV 1994-1-1:1992. Februar 1994.
- [41] Döinghaus, P.: *Zum Zusammenwirken hochfester Baustoffe in Verbundträgern*, Dissertation, RWTH Aachen (2002).
- [42] Eggert, F.; Kuhlmann, U.: *Einfluss des Verdübelungsgrades auf das Tragverhalten von Verbundträgern mit profilierten Betongurten*. In: Stahlbau, 85, 7. S. 459–465 (2016).
- [43] Eggert, F.; Kuhlmann, U.: *Influence of the Composite Action on the Load Bearing and Deformation Behavior of Composite Beams with Profiled Steel Sheeting*. In: 8th International Conference on Composite Construction in Steel and Concrete. Jackson, USA, 30. Juli - 3. August 2017 (Proceedings vorauss. 2019).
- [44] Eggert, F.; Nellinger, S.; Kuhlmann, U.; et al.: *Push-out tests with modern deck sheeting to evaluate shear connector resistances*. In: Eurosteel (2008) 2014. 7th European Conference on Steel and Composite Structures. Neapel, Italien, 10. - 12. September 2014. S. 519–520.
- [45] Fink, J.; Petraschek, T.; Ondris, L.: *Push-Out Test Parametric Simulation Study of a New Sheet-Type Shear Connector*, ZID 06-212-1, TU Wien (2006).
- [46] Fries, J.: *Tragverhalten von Flachdecken mit Hutprofilen*, Dissertation, Mitteilung Nr. 2001-1; Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart (2001).
- [47] Gertis, M.: *Numerische Analyse der Tragfähigkeit von CoSFB-Verbundträgern*, Diplomarbeit, Nr. 2013-39X; Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart (2013).
- [48] Girhammar, U. A.; Gopu, Vijaya K. A.: *Composite Beam-Columns with Interlayer Slip – Exact Analysis*. In: Journal of Structural Engineering, 119, 4. S. 1265–1282 (1993).
- [49] Grant, J. A.; Fischer, J. W.; Slutter, R. G.: *Composite Beams with Formed Steel Deck*. In: AISC Engineering Journal, 14, Quarter 1. S. 24–43 (1977).
- [50] Hanswille, G.; Jost, K.; Üstündag, C.: *Versuchsbericht über die Durchführung von 77 Push-Out-Versuchen*, Forschungsprojekt: Modellierung von Schädigungsmechanismen zur Beurteilung der Lebensdauer von Verbundkonstruktionen aus Stahl und Beton, Forschungsbericht, Heft 7; Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Bergische Universität Wuppertal (2006).
- [51] Hanswille, G.; Porsch, M.; Üstündag, C.: *Neue Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von Kopfbolzendübeln*. In: Stahlbau, 75, 4. S. 303–316 (2006).

-
- [52] Hanswille, G.; Porsch, M.: *Zur Festlegung der Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln in Vollbetonplatten nach DIN 18800-5*, Forschungsbericht; Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Fachgebiet Stahl- und Verbundbau, Bergische Universität Wuppertal (2007).
- [53] Hanswille, G.; Schäfer, M.; Bergmann, M.: *Verbundtragwerke aus Stahl und Beton, Bemessung und Konstruktion - Kommentar zu DIN 18800-5, Ausgabe März 2007*. In: Stahlbau-Kalender 2010. S. 247–422.
- [54] Hanswille, G.; Schäfer, M.: *Zur praktischen Ermittlung der Verformungen von Verbundträgern und Flachdeckensystemen unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Verbundfuge*. In: Stahlbau, 76, 11. S. 845–854 (2007).
- [55] Hauf, G.: *Trag- und Verformungsverhalten von Slim-Floor Trägern unter Biegebeanspruchung*, Dissertation, Mitteilung Nr. 2010-1; Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart (2010).
- [56] Hawkins, N. M.; Mitchell, D.: *Seismic Response of Composite Shear Connections*. In: Journal of Structural Engineering, 110, 9. S. 2120–2136 (1984).
- [57] Hicks, S. J.; Smith, A. L.: *Stud Shear Connectors in Composite Beams that Support Slabs with Profiled Steel Sheeting*. In: Structural Engineering International, 24, 2. S. 246–253 (2014).
- [58] Hicks, S.: *Strength and ductility of headed stud connectors welded in modern profiled steel sheeting*. In: The Structural Engineer, 85, 10. S. 32–38 (2007).
- [59] Hilti: *Hilti Verbundbügel HVB 100, HVB 110, HVB 125, HVB 140 mit verschiedenen Profilblech- und Betonqualitäten: Push-out Versuche. Firmenschrift, Hilti-Bericht IB 03/88*, Schaan, Liechtenstein (1988).
- [60] Hilti: *Hilti Verbundbügel HVB 80 und HVB 105: Statische und dynamische Prüfung. Firmenschrift, Hilti Bericht EQL 65/83E*, Schaan, Liechtenstein (1983).
- [61] Hilti: *Nachweis der Entwicklung zum X-HVB 40. QE-Bericht XW-14-147*, Schaan, Liechtenstein (2015).
- [62] IFBS: *Produkte - Trapezprofile, Wellprofile, Sonderprofile*. In: Heft, 3.02 (2009).
- [63] ISO 4356: *Bases for the design of structures - Deformations of buildings at the serviceability limit states*. November 1977.
- [64] Jenisch, F. M.: *Einflüsse des profilierten Betongurtes und der Querbiegung auf das Tragverhalten von Verbundträgern*, Dissertation; Fachbereich Architektur, Raum- und Umweltplanung, Universität Kaiserslautern (2000).
-

- [65] Johnson, R. P.: *Designers' Guide to Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures*, Second Edition: Thomas Telford Limited (2012).
- [66] Johnson, R. P.; May, I. M.: *Partial-interaction design of composite beams*. In: *The Structural Engineer*, 53, 8. S. 305–311 (1975).
- [67] Johnson, R. P.; Molenstra, N.: *Partial shear connection in composite beams for buildings*. In: *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*, Part 2, Bd. 91. S. 679–704 (1991).
- [68] Konrad, M.: *Tragverhalten von Kopfbolzen in Verbundträgern bei senkrecht spannenden Trapezprofilblechen*, Dissertation, Mitteilung Nr. 2011-1; Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart (2011).
- [69] Kuhlmann, U.; Eggert, F.; Aggelopoulos, E. S.; et al.: *Deliverable D2.2/2.3 Report on Short Beam Test Results - DISCCO*, RFSR CT 2012-00030, Deliverable, The Steel Construction Institute (2016).
- [70] Kuhlmann, U.; Eggert, F.; Braun, M.; et al.: *Experimentelle Untersuchungen von Slim-Floor-Trägern in Verbundbauweise*. In: *Stahlbau*, 83, 10. S. 741–749, Zeitschriftenbeitrag (2014).
- [71] Kuhlmann, U.; Eggert, F.; Reiningger, L.: *Push-out Versuche an Hilti X-HVB Schenkeldübeln*, Versuchsbericht, Nr. 2015-112X; Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart (2015).
- [72] Kuhlmann, U.; Hauf, G.; Eggert, F.: *Push-Out Tests for the Determination of the longitudinal Shear Capacity of Composite Slim-Floor Beams*, Forschungsbericht, Nr. 2013-08X; Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart (2013).
- [73] Kuhlmann, U.; Hauf, G.; Eggert, F.: *Push-Out-Versuche zur Bestimmung der Längsschubtragfähigkeit von Verbund-„Slim-Floor“-Trägern*, Versuchsbericht, Nr. 2013-06X; Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart (2013).
- [74] Kuhlmann, U.; Konrad, M.; Hauf, G.: *Push-out and girder tests for the determination of the bending capacity and longitudinal shear capacity of Composite Slim-Floor girder with COFRADAL200 deck elements*, Experimental Report, Nr. 2010-02X; Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart (2010).
- [75] Kuhlmann, U.; Konrad, M.: *Tragfähigkeit von Kopfbolzen bei Einsatz von Profilblechen*, Forschungsbericht, Nr. 2009-01X; Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart (2009).

- [76] Kuhlmann, U.; Raichle, J.: *Schubtragfähigkeit von Verbundträgern mit Profilblechen nach Eurocode 4 Teil 1-1*, Forschungsbericht, Nr. 2006-09X; Schlussbericht DIBt Vorhaben ZP 52-5-17.15-1078; Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart (2006).
- [77] Lam, D.; Elliot, K. S.; Nethercot, D. A.: *Parametric study on composite steel beams with precast concrete hollow core floor slabs*. In: *Journal of Constructional Steel Research*, 54. S. 283–304 (2000).
- [78] Laulusa, A.; Bauchau, O. A.; Choi, J.-Y.; et al.: *Evaluation of some shear deformable shell elements*. In: *International Journal of Solids and Structures*, 43, 17. S. 5033–5054 (2006).
- [79] Lawson, R. M.: *Shear connection in composite beams*. In: *Steel Construction Today*, July. S. 171–176 (1992).
- [80] Leonhardt, F.: *Kritische Bemerkungen zur Prüfung der Dauerfestigkeit von Kopfbolzen für Verbundträger*. In: *Bauingenieur*, 63. S. 307–310 (1988).
- [81] Leskela, M. V.; Peltonen, S.; Obiala, R.: *Composite action in shallow floor beams with different shear connections*. In: *Steel Construction*, 2. S. 90–95 (2015).
- [82] Lungershausen, H.: *Zur Schubtragfähigkeit von Kopfbolzendübeln*, Mitteilung Nr. 88-7, Dissertation; Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum (1988).
- [83] Maeda, Y.; Matsui, S.; Hiragi, H.: *Effects on Concrete Placing Direction on Static and Fatigue Strengths of Stud Shear Connectors*, Forschungsbericht, Osaka University (1983).
- [84] Mahler, F.: *Numerische Untersuchungen zum Last-Schlupf-Verhalten von Verbundträgern mit niedrigem Verdübelungsgrad*, Masterarbeit, Nr. 2016-44X; Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart (2016).
- [85] Möhler, K.: *Über das Tragverhalten von Biegeträgern und Druckstäben mit zusammengesetzten Querschnitten aus nachgiebigen Verbindungsmitteln*, Dissertation, Technische Hochschule Fridericiana zu Karlsruhe (1956).
- [86] Molenstra, N.: *Ultimate limit states of composite beams*, PhD thesis, University of Warwick (1990).
- [87] Müller, R.: *Klassische Mechanik*: De Gruyter (2015).
- [88] Müllers, I.: *Zur Robustheit im Hochbau*, Stützensausfall als Gefährdungsbild für Stahlbetontragwerke, Dissertation, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich (2007).

- [89] Nellinger, S.: *On the Behaviour of Shear Stud Connections in Composite Beams with Deep Decking*, Dissertation; The Faculty of Sciences, Technology and Communication, Université du Luxembourg (2015).
- [90] Newmark, N. M.; Siess, C. P.; Viest, I. M.: *Tests and Analysis of Composite Beams with Incomplete Interaction*. In: Proceedings of the Society of Experimental Stress Analysis, Band 9. S. 75–92 (1951).
- [91] Nie, J.; Cai, C. S.: *Steel–Concrete Composite Beams Considering Shear Slip Effects*. In: Journal of Structural Engineering, 129, 4. S. 495–506 (2003).
- [92] Oehlers, D. J.; Bradford, M. A.: *Composite Steel and Concrete Structural Members, Fundamental Behaviour*: Elsevier Science Ltd. (1995).
- [93] Oehlers, D. J.; Coughlan, C. G.: *The Shear Stiffness of Stud Shear Connections in Composite Beams*. In: Journal of Constructional Steel Research, 1986, October. S. 273–284 (6).
- [94] Oehlers, D. J.; Sved, G.: *Composite Beams with Limited-Slip-Capacity Shear Connectors*. In: Journal of Structural Engineering, 121, 6. S. 932–938 (1995).
- [95] Ollgaard, J. G.; Slutter, R. G.; Fisher, J. W.: *Shear Strength of Stud Connectors in Lightweight and Normal-Weight Concrete*. In: AISC Engineering Journal, April. S. 55–64 (1971).
- [96] Peleska, K.: *Sprazeni ocelobetonovych konstrukci kotvami HVB*, Dissertation, Czech Technical University Prague (1998).
- [97] Petersson, P. E.: *Crack growth and development of fracture zones in plain concrete and similar materials*, Internal Report TVBM-1006, Forschungsbericht; Division of Building Materials, University of Lund (1985).
- [98] Qureshi, J.; Lam, D.; Ye, J.: *Effect of shear connector spacing and layout on the shear connector capacity in composite beams*. In: Journal of Constructional Steel Research, 67, 4. S. 706–719 (2011).
- [99] Rambo-Roddenberry, M. D.: *Behavior and Strength of Welded Stud Shear Connectors*, Dissertation, Virginia Polytechnic Institute and State University (2002).
- [100] Reinhardt, H. W.: *Fracture Mechanics of an Elastic Softening Material like Concrete*. In: Heron, 29, 2. S. 1–35 (1984).

- [101] Reiningger, L.: *Experimentelle Auswertung der Längsschubtragfähigkeit von CoSFB-Push-Out-Versuchen*, Bachelorarbeit, Nr. 2012-22X; Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart (2012).
- [102] Reiningger, L.: *Tragfähigkeitsuntersuchungen an Verbundquerschnitten mit HILTI X-HVB Schenkeldübeln*, Masterarbeit, Nr. 2015-65X; Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart (2015).
- [103] Rieg, A.: *Verformungsbezogene mittragende Breite niedriger Verbundträger*, Dissertation, Mitteilung Nr. 2006-2; Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart (2006).
- [104] Roik, K.; Hanswille, G.: *Beitrag zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln*. In: *Stahlbau*, 10. S. 301–308 (1983).
- [105] Roik, K.; Hanswille, G.; Cunze, A.; et al.: *Hintergrundbericht zu EUROCODE 4, Abschnitt 6.3.2: Bolzendübel*, Universität Bochum (1988).
- [106] Roik, K.; Hanswille, G.: *Zur Dauerfestigkeit von Kopfbolzendübeln in Verbundträgern*. In: *Bauingenieur*, 62. S. 273–285 (1987).
- [107] Roik, K.; Lungershausen, H.: *Zur Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln in Verbundträgern mit unterbrochener Verbundfuge (Trapezprofildecken)*. In: *Stahlbau*, 58, 9. S. 269–273 (1989).
- [108] Roik, K.: *Untersuchung des Trägerverbundes unter Verwendung von Stahltrapezprofilen mit einer Höhe > 80 mm*, Forschungsbericht, Ruhr-Universität Bochum (1980).
- [109] Sauerborn, I.; Sauerborn, N.: *Geschossdecken mit Profilblechen*. In: *Stahlbau-Kalender 2002*. 481-548.
- [110] Sauter, A.: *Neue Abminderungsfaktoren zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Kopfbolzen bei Verbundträgern mit Profilblechen*, Diplomarbeit, Nr. 2009-14X; Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart (2009).
- [111] Schäfer, M.; Braun, M.; Hauf, G.: *Flachdecken in Verbundbauweise - Bemessung und Konstruktion von Slim-Floor-Trägern*. In: *Stahlbau-Kalender 2018*. S. 631–742.
- [112] Scheele, J.: *Zum Tragverhalten von Kopfbolzendübeln unter formschlüssiger Belastung*, Dissertation, Universität Kaiserslautern (1991).
- [113] Schellhase, M.: *Der Schweißlichtbogen als technologisches Werkzeug*: Verlag Technik (1985).

- [114] Scholz, A.-K.: *Einfluss des Verdübelungsgrades auf die Schlupfentwicklung bei Verbundträgern*, Bachelorarbeit, Nr. 2016-19X; Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart (2016).
- [115] Simulia - Dassault Systèmes (2013): *Abaqus*. Software Version 6.13.
- [116] Slutter, R. G.; Driscoll, G. C.: *Flexural Strength of Steel-Concrete Composite Beams*. In: *Journal of Structural Division*, April. S. 71–99 (1965).
- [117] Slutter, R. G.; Driscoll, G. C.: *Test Results and Design Recommendations for Composite Beams*, Fritz Engineering Laboratory Reports No. 279.10, Lehigh University (1962).
- [118] Slutter, R. G.: *Push-Out Tests of Stud Shear Connectors in Lightweight Concrete*, Fritz Engineering Laboratory Reports No. 200.65.360.1 and 200.66.360.1, Lehigh University (1963).
- [119] Smith, A. L.; Couchman, G. H.: *Strength and ductility of headed stud shear connectors in profiled steel sheeting*. In: *Journal of Constructional Steel Research*, 66, 6. S. 748–754 (2010).
- [120] SOFiSTiK AG (2014): *SOFiSTiK 2014*.
- [121] Stempniewski, L.: *Einfluss des Verdübelungsgrades auf die Verformung von Verbundträgern*, Bachelorarbeit, Nr. 2016-18X; Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart (2016).
- [122] Trillmich, R.; Welz, W.: *Bolzenschweißen: Grundlagen und Anwendung*: DVS Media GmbH (2015).
- [123] Turley, B.; Murray, T.: *Hilti HVB 105 Shear Connector Push-Out Tests*; Fear Structural Engineering Laboratory, University of Oklahoma (1986).
- [124] Weischedel, B.: *Numerische Untersuchungen an Push-out Prüfkörpern zum Tragverhalten von profilierten Verbundquerschnitten*, Masterarbeit, Nr. 2015-54X; Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart (2015).
- [125] Werkle, H.: *Finite Elemente in der Baustatik*, Statik und Dynamik der Stab- und Flächentragwerke: Vieweg (2008).
- [126] Winkler, B. J.: *Traglastuntersuchungen von unbewehrten und bewehrten Betonstrukturen auf der Grundlage eines objektiven Werkstoffgesetzes für Beton*, Dissertation, Leopold-Franzens-Universität Innsbruck (2001).

- [127] Wright, H. D.; Harding, P. W.; Evans, H. R.: *The use of pushout tests to simulate shear stud connection in composite beam construction*. In: Proc. Int. Conf. Design of Concrete Structures B.R.E. (1985).
- [128] Zapfe, C.: *Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit Betondübeln zur Übertragung der Längsschubkräfte*, Dissertation, Universität der Bundeswehr München, Fakultät für Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften (2001).
- [129] Zhang, S.; Xie, X.: *Behavior and Design of Hilti X-HVB Shear Connectors in Composite Beams*, Research Report, Harbin Institute of Technology (2003).

12 Abbildungsverzeichnis

Abb. 1-1: Übersicht Verbundmittel, vgl. Bode [12]	2
Abb. 1-2: Übersicht Verdübelungsgrad, nach Bode [12]	3
Abb. 2-1: Vollplastische Spannungsverteilung bei positiver Momentenbeanspruchung und vollständiger Verdübelung, vgl. [35].....	7
Abb. 2-2: Vollplastische Spannungsverteilung bei positiver Momentenbeanspruchung und	8
Abb. 2-3: Zusammenhang zwischen Momententragfähigkeit und Verdübelungsgrad, vgl. [53].....	9
Abb. 2-4: Dehnungsverteilung und Verformungen bei starrer und nachgiebiger Verdübelung, vgl. [53]	11
Abb. 3-1: Tragverhalten und Traganteile eines Kopfbolzens in einer Vollbetonplatte, nach Lungershausen [82].....	14
Abb. 3-2: Tragverhalten und Traganteile eines Kopfbolzens in profilierten Betongurten in Abhängigkeit der Rippengeometrie, nach Lungershausen [82]	15
Abb. 3-3: Mindesttrapezblechabstand nach Konrad [68] und Rambo-Roddenberry [99]	15
Abb. 3-4: Versagensmechanismen und Bolzenbiegung nach Lungershausen [107]	16
Abb. 3-5: Grafische Darstellung des Abminderungsfaktors für einen Kopfbolzen in der Sicke, nach Konrad [68]	25
Abb. 3-6: Grafische Darstellung des Abminderungsfaktors für zwei Kopfbolzen in der Sicke, nach Konrad [68]	25
Abb. 4-1: Kraftfluss im Betongurt eines Verbundträgers, aus Konrad [68], nach Roik und Hanswille [106]	29
Abb. 4-2: Kraftfluss im Betongurt eines Push-out Prüfkörpers, aus Konrad [68], nach Roik und Hanswille [106].....	30
Abb. 4-3: Qualitative Darstellung eines Teilverbunddiagramms und Skizze eines Trägerversuchs unter Berücksichtigung der Symmetrie, aus [68].....	31
Abb. 4-4: Qualitative Darstellung eines Teilverbunddiagramms unter Berücksichtigung der Momententragfähigkeit der Betonplatte nach [109]	33
Abb. 4-5: Durchführung der Versuche mit Betongurt mit Profilblech sowie mit massiver Betonplatte .	34
Abb. 4-6: Abmessungen der Versuchskörper mit massiver Betonplatte.....	37

Abb. 4-7: Abscherversagen der Kopfbolzen, aus [2].....	39
Abb. 4-8: Last-Schlupf-Kurve mit massiver Betonplatte, Versuch 1-01-1 aus [2]	39
Abb. 4-9: Verwendete Trapezprofilblechgeometrie: Cofrastra 56 ($h_{\text{Profil}} = 56 \text{ mm}$).....	40
Abb. 4-10: Verwendete Trapezprofilblechgeometrie: Cofraplus 60 ($h_{\text{Profil}} = 58 \text{ mm}$)	40
Abb. 4-11: Abmessungen der Versuchskörper mit Cofrastra 56 Trapezprofilblech, aus [3].....	41
Abb. 4-12: Abmessungen der Versuchskörper mit Cofraplus 60 Trapezprofilblech, aus [3]	41
Abb. 4-13: Last-Schlupf-Kurve mit profiliertem Betongurt, Versuch 1-03-1 aus [2]	43
Abb. 4-14: Durchstanzen der Profilblechrippe, aus [2].....	43
Abb. 4-15: Zerstörtes Profilblech aufgrund Durchstanzversagen nach Entfernen des Betons, aus [2]	43
Abb. 4-16: Gerippte Oberfläche des Betongurtes mit Betonausbrüchen, aus [2]	44
Abb. 4-17: Kopfbolzenverformung mit zwei Fließgelenken, aus [2]	44
Abb. 4-18: Abmessungen der Versuchskörper mit Schenkeldübeln in Vollbetonplatte, aus [71].....	48
Abb. 4-19: Anordnung der X-HVB Schenkeldübel	49
Abb. 4-20: Last-Schlupf-Kurve mit massiver Betonplatte, Versuchsserie 1 aus [71].....	51
Abb. 4-21: Rissbilder der Versuchskörper mit X-HVB 40 Schenkeldübeln	53
Abb. 4-22: Geöffnete Versuchskörper mit X-HVB 40 Schenkeldübeln	54
Abb. 4-23: Rissbilder der Serien 1, 2, 3 und 4	55
Abb. 4-24: Hauptbestandteile des Mischversagens der Verbindungsmittel.....	56
Abb. 4-25: Abmessungen Push-out Tests (z. B. Serie 1a)	61
Abb. 4-26: Stahlquerschnitt HEM 220 (z. B. Serie 1a) mit Kopfplatte.....	61
Abb. 4-27: Position der Bohrungen am HEM 220 - Träger (z. B. Serie 1a)	61
Abb. 4-28: Last-Schlupf-Kurve mit CoSFB Betondübel, Versuchsserie 1a-P1, aus [73].....	63
Abb. 4-29: Plastisch verformte CoSFB Betondübel, Versuchsserie 1a-P1, aus [101].....	65
Abb. 4-30: Plastische Verformung einer Stegausnehmung des Probekörpers der Serie 2-1a, [73].....	65
Abb. 4-31: Silikongefüllte Stegausnehmungen, aus [73]	66
Abb. 4-32: Versuchskörper mit (a) profiliertem Betongurt bzw. (b) Betondübel nach CoSFB System .	69
Abb. 4-33: Abmessungen der Versuchskörper mit profiliertem Betongurt.....	71
Abb. 4-34: Last-Verformungs-Kurve Versuchsträger 2-01, aus [69].....	73
Abb. 4-35: Statische Last-Verformungs-Kurve Versuchsträger 2-01, aus [69].....	73

Abb. 4-36: Geringe Blechablösung zu Beginn des Versuchs (Serie 2-01, ca. 20 mm vertikale Verformung), aus [69].....	75
Abb. 4-37: Deutliche Blechablösung bei Versuchsende (Serie 2-01, ca. 130 mm vertikale Verformung), aus [69].....	75
Abb. 4-38: Betonausbruch an Sicke unterhalb der Lasteinleitung, Serie 2-03, ca. 95 mm vertikale Verformung), aus [69].....	76
Abb. 4-39: Betonausbruch an Sicke im Längsschubbereich, Serie 2-03, ca. 95 mm vertikale Verformung), aus [69].....	76
Abb. 4-40: Beule in der Profilblechsicke als Vorankündigung des Rippendurchstanzens (Serie 2-08, ca. 45 mm vertikale Verformung), aus [69]	76
Abb. 4-41: Vollständiges Rippendurchstanzens der Profilblechsicke (Serie 2-07, ca. 120 mm vertikale Verformung), aus [69].....	76
Abb. 4-42: Betondruckversagen in Form von Betonabplatzungen (bei allen Versuchen > 120 mm vertikaler Verformung), aus [69]	77
Abb. 4-43: Kombiniertes Druck-Schub-Versagen der Betonplatte im Bereich der Lasteinleitung, aus [69]	77
Abb. 4-44: Örtliches Ausbeulen des Oberflansches in Bereich der Lasteinleitung, aus [69].....	77
Abb. 4-45: Detail: Örtliches Ausbeulen des Oberflansches in Bereich der Lasteinleitung, aus [69].....	77
Abb. 4-46: Schlupfmessungen zwischen Betongurt und Stahlträger	78
Abb. 4-47: Schlupfmessung Versuch 2-01	79
Abb. 4-48: Dehnungsmessungen am Unterflansch des Versuchs 2-01	80
Abb. 4-49: Aufgesägter Versuchskörper 2-01	81
Abb. 4-50: Statisches System CoSFB Schubträger (nicht maßstäblich)	82
Abb. 4-51: Versuchsaufbau CoSFB Schubträger	82
Abb. 4-52: Querschnitt der CoSFB Versuchsträger, Maße in [cm]	82
Abb. 4-53: Lasteinleitung Schubträger	82
Abb. 4-54: Silikonfüllung im Stahlträgersteg	82
Abb. 4-55: Lage der Silikonfüllungen beim teilweise verdübelten CoSFB Schubträger, Maße in [cm]	82
Abb. 4-56: Last-Verformungskurve Schubträger S1 (vollständig verdübelt), aus [74].....	84
Abb. 4-57: Last-Schlupfkurve Schubträger S1 (vollständig verdübelt), aus [74].....	84
Abb. 4-58: Betonversagen Betonoberseite Schubträger S1 (vollständig verdübelt), aus [74].....	85

Abb. 4-59: Rissbild Betonoberseite zwischen Lasteinleitung und Auflager des vollständig verdübelten Schubträgers S1, aus [74].....	85
Abb. 4-60: Last-Verformungskurve Schubträger S2 (teilweise verdübelt), aus [74]	86
Abb. 4-61: Last-Schlupfkurve Schubträger S2 (teilweise verdübelt), aus [74].....	86
Abb. 4-62: Betonversagen Betonoberseite Schubträger S2 (teilweise verdübelt), aus [74]	87
Abb. 4-63: Rissbild Betonoberseite zwischen Lasteinleitung und Auflager des vollständig verdübelten Schubträgers S2, aus [74].....	87
Abb. 5-1: Vergleich der rechnerischen Traglasten P_t nach DIN EN 1994-1-1 [35] bzw. Hintergrundbericht [105] mit allen Versuchswerten P_e	94
Abb. 5-2: Vergleich der rechnerischen Traglasten P_t nach Konrad [68] mit allen Versuchswerten P_e ..	98
Abb. 5-3: Ermittlung des vollplastischen Moments bei teilweiser Verdübelung, nach [53].....	101
Abb. 5-4: Makroschliffe unterschiedlicher Kopfbolzenschweißungen.....	103
Abb. 5-5: Paarweise durchgeschweißte Kopfbolzen.....	104
Abb. 5-6: Vergleich der rechnerischen Momententragfähigkeiten M_t unter Ansatz experimentell ermittelter Kopfbolzentragfähigkeiten mit allen Versuchswerten M_e	105
Abb. 5-7: Vergleich der rechnerischen Momententragfähigkeiten M_t unter Ansatz der Kopfbolzentragfähigkeiten P_e nach Eurocode 4 mit allen Versuchswerten M_e	107
Abb. 5-8: Vergleich der rechnerischen Momententragfähigkeiten M_t unter Ansatz experimentell ermittelter Kopfbolzentragfähigkeiten mit allen Versuchswerten M_e	108
Abb. 5-9: Vergleich der rechnerischen Momententragfähigkeiten M_t unter Ansatz experimentell ermittelter Kopfbolzentragfähigkeiten nach Nellinger [89] mit allen Versuchswerten M_e	110
Abb. 6-1: FE-Basismodell in Abaqus/CAE	114
Abb. 6-2: C3D8R-Element.....	114
Abb. 6-3: Vernetzung des Versuchskörpers.....	115
Abb. 6-4: Vernetzung des Cofraplus 60 Profilbleches	116
Abb. 6-5: Vergleich der numerisch ermittelten Last-Verformungskurve mit den Versuchskurven der Serie 1-03.....	120
Abb. 6-6: Vergleich der Kopfbolzenverformung, Simulation Versuch 1-03.....	121
Abb. 6-7: Versagen des Profilblechs, Simulation Versuch 1-03.....	122
Abb. 6-8: Betonschädigung bzw. Betonausbruch, Simulation Versuch 1-03.....	123
Abb. 6-9: Verlauf der Betonschädigung auf Druck, Simulation Versuch 1-03	124

Abb. 6-10: Betonschädigung bzw. Betonausbruch auf Zug, Simulation Versuch 1-03	124
Abb. 6-11: Parameteruntersuchung: Einfluss des Kopfbolzendurchmessers.....	126
Abb. 6-12: Parameteruntersuchung: Einfluss des Kopfbolzendurchmessers auf die Betonzerstörung	127
Abb. 6-13: Parameteruntersuchung: Einfluss der Kopfbolzenhöhe	128
Abb. 6-14: Parameteruntersuchung: Einfluss der Kopfbolzenhöhe auf die Betonzerstörung.....	129
Abb. 6-15: Parameteruntersuchung: Fließgelenkbildung bei geringer Einbindetiefe $h_{sc} / h_p = 1,29$...	129
Abb. 6-16: Parameteruntersuchung: Anzahl und Anordnung der Bewehrung.....	132
Abb. 6-17: Parameteruntersuchung: Befestigungsmethode Kopfbolzen	133
Abb. 6-18: Parameteruntersuchung: Befestigungsmethode Kopfbolzen – Beanspruchung Profilblech	134
Abb. 6-19: Parameteruntersuchung: Zwei bzw. drei Kopfbolzen je Sicke	135
Abb. 6-20: Parameteruntersuchung: Anzahl Kopfbolzen je Sicke – Ergebnisse für 2 Kopfbolzen.....	136
Abb. 6-21: Parameteruntersuchung: Anzahl Kopfbolzen je Sicke – Ergebnisse für 3 Kopfbolzen.....	136
Abb. 7-1: Versuchsträger Belastung, nach Dabaon [15], Maße in [mm].....	140
Abb. 7-2: Versuchsträger Querschnitt, nach Dabaon [15]	141
Abb. 7-3: Versuchsträger Belastung, nach Roik [108], Maße in [mm]	141
Abb. 7-4: Versuchsträger Querschnitt, nach Roik [108], Maße in [mm].....	142
Abb. 7-5: Versuchsträger Längsschnitt, nach Roik [108], Maße in [mm].....	142
Abb. 7-6: Ermittlung der Federsteifigkeit nach Hanswille und Schäfer [54]	143
Abb. 7-7: Durchbiegungen eines Einfeldträgers in Abhängigkeit der Federsteifigkeit K der Verbundfuge [121].....	144
Abb. 7-8: Ergebnisse der Berechnungen der Durchbiegungen nach der Differentialgleichung, vgl. [121]	153
Abb. 7-9: Einfluss des Verdübelungsgrades auf die Durchbiegung eines Verbundträgers [66]	155
Abb. 7-10: Ergebnisse der Berechnungen nach Johnson/May mit der Steifigkeit nach Hanswille/Schäfer	156
Abb. 7-11: Ergebnisse der Berechnungen der Durchbiegungen nach Johnson und May mit der Steifigkeit nach Möhler (K nach Hanswille und Schäfer, vgl. Kapitel 7.1.3.3).....	158
Abb. 7-12: Ergebnisse der Berechnungen der Durchbiegungen nach Johnson und May mit der Steifigkeit nach Möhler (K nach Push-Out-Versuch).....	158
Abb. 7-13: Ergebnisse der Berechnungen der Durchbiegungen nach Johnson und May	159

Abb. 7-14: Feld-Durchbiegungen eines Durchlaufträgers in Abhängigkeit des Verdübelungsgrades, nach Amadio et al. [4].....	160
Abb. 7-15: Ergebnisse der Berechnungen der Durchbiegungen nach Amadio et al. [4] mit der Steifigkeit nach Hanswille und Schäfer, vgl. Kapitel 7.1.3.3	162
Abb. 7-16: Ergebnisse der Berechnungen der Durchbiegungen nach Amadio et al. [4] mit der Steifigkeit nach Möhler [85] (K nach Hanswille und Schäfer, vgl. Kapitel 7.1.3.3)	164
Abb. 7-17: Ergebnisse der Berechnungen der Durchbiegungen nach Amadio et al. [4] mit der Steifigkeit nach Möhler [85] (K nach Push-Out-Versuch)	165
Abb. 7-18: Ergebnisse der Berechnungen der Durchbiegungen nach Amadio et al. [4]	166
Abb. 7-19: Ergebnisse der Berechnungen der Durchbiegungen nach ANSI/AISC 360	168
Abb. 7-20: Last-Verformungs-Kurve für den Versuch 2-01 (Girhammar und Gopu; Fries und Dabaon)	171
Abb. 7-21: Last-Verformungs-Kurve für den Versuch 2-01 (Johnson und May).....	172
Abb. 7-22: Last-Verformungs-Kurve für den Versuch 2-01 (Amadio et al.)	172
Abb. 7-23: Last-Verformungs-Kurve für den Versuch 2-01 (ANSI/AISC 360)	173
Abb. 7-24: Schlupfberechnung nach Newmark et al. [90].....	175
Abb. 7-25: Schlupfberechnung nach Möhler [85].....	176
Abb. 7-26: Schlupfberechnung nach Johnson und Molenstra [67]	177
Abb. 7-27: Schlupfberechnung nach Dabaon [15]	178
Abb. 7-28: Schlupfberechnung nach Hanswille und Schäfer [54].....	179
Abb. 7-29: Einfeldträger mit sinusförmiger Last, nach Hanswille und Schäfer [54]	180
Abb. 7-30: Elastisches und plastisches Trägerverhalten, nach Bärtschi [9]	181
Abb. 7-31: Einfluss der Laststellungen auf den Endschlupf, nach Bärtschi [9].....	182
Abb. 7-32: Schlupfbestimmung, nach Oehlers und Sved [94]	183
Abb. 7-33: Berechnete Verläufe des Schlupfs am Beispiel des Trägers 2-01 [114].....	184
Abb. 7-34: Unterschiede des Trägerversagens im Labor bzw. bei der Simulation, nach Bärtschi [9]	185
Abb. 8-1: Spannungs-Dehnungs-Linie Baustahl, Diagramm aus [120]	190
Abb. 8-2: Spannungs-Dehnungs-Linie Bewehrungsstahl, Diagramm aus [120].....	191
Abb. 8-3: Spannungs-Dehnungs-Linie Beton, qualitative Darstellung, Diagramm aus [120]	191
Abb. 8-4: Schematische Darstellung des verwendeten Finite Elemente Modells in SOFiSTiK, vgl. Nellinger [89] und [120]	192

Abb. 8-5: Finite Elemente Modell zur Nachrechnung der Versuchsträger mit SOFiSTiK [120].....	193
Abb. 8-6: Qualitative Darstellung der Federkennlinie für die numerische Simulation (blau).....	193
Abb. 8-7: Vergleich der numerisch ermittelten Last-Verformungskurve mit der Versuchskurve des Trägers ST 2-01	194
Abb. 8-8: Vergleich der numerisch ermittelten Last-Verformungskurve und Last-Schlupfkurve mit der Versuchskurve des Trägers ST 2-02.....	195
Abb. 8-9: Vergleich der numerisch ermittelten Last-Verformungskurve und Last-Schlupfkurve mit der Versuchskurve des Trägers ST 2-04.....	196
Abb. 8-10: Vergleich der numerisch ermittelten Last-Verformungskurve mit der Versuchskurve des Trägers ST 2-05	197
Abb. 8-11: Vergleich der numerisch ermittelten Last-Verformungskurve und Last-Schlupfkurve mit der Versuchskurve des Trägers ST 2-06.....	197
Abb. 8-12: Vergleich der numerisch ermittelten Last-Verformungskurve mit der Versuchskurve des Trägers ST 2-07	198
Abb. 8-13: Vergleich der numerisch ermittelten Last-Verformungskurve mit der Versuchskurve des Trägers ST 2-08	198
Abb. 8-14: Basis-Verbundträger: Längsschnitt.....	199
Abb. 8-15: Basis-Verbundträger: Querschnitt	200
Abb. 8-16: Basis-Verbundträger: Abmessungen Cofraplus 60 Trapezprofilblech	200
Abb. 8-17: Last-Schlupf-Verhalten für den Verbundträger mit $Lha = 18$	202
Abb. 8-18: Parameterstudie Lha , Variation der Spannweite L , Verdübelungsgrad $\eta = 0,2$	203
Abb. 8-19: Parameterstudie Lha , Variation der Spannweite L , Verdübelungsgrad $\eta = 0,3$	203
Abb. 8-20: Parameterstudie Lha , Variation der Spannweite L , Verdübelungsgrad $\eta = 0,4$	204
Abb. 8-21: Parameterstudie Lha , Variation der Spannweite L , Verdübelungsgrad $\eta = 0,5$	204
Abb. 8-22: Parameterstudie Lha , Variation der Spannweite L , Verdübelungsgrad $\eta = 0,2$	206
Abb. 8-23: Parameterstudie Lha , Variation der Spannweite L , Verdübelungsgrad $\eta = 0,3$	206
Abb. 8-24: Parameterstudie Lha , Variation der Spannweite L , Verdübelungsgrad $\eta = 0,4$	207
Abb. 8-25: Parameterstudie Lha , Variation der Spannweite L , Verdübelungsgrad $\eta = 0,5$	207
Abb. 8-26: Verteilung der Dübelkräfte bei 45 % von qpl	208
Abb. 8-27: Verteilung der Dübelkräfte bei 50 % von qpl	208
Abb. 8-28: Spannungsverteilung im Stahlträger bei 65 %, 80 % und 100 % von qpl	209
Abb. 8-29: Parameterstudie $(wp - wpa)wpa$, Verdübelungsgrad $\eta = 0,2$	212

Abb. 8-30: Parameterstudie $(wp - wpa)wpa$, Verdübelungsgrad $\eta = 0,3$	213
Abb. 8-31: Parameterstudie $(wp - wpa)wpa$, Verdübelungsgrad $\eta = 0,4$	213
Abb. 8-32: Parameterstudie $(wp - wpa)wpa$, Verdübelungsgrad $\eta = 0,5$	213
Abb. 8-33: Parameterstudie $(wp - wpa)wpa$, Verdübelungsgrad $\eta = 0,6$	214
Abb. 8-34: Parameterstudie $(wp - wpa)wpa$, Verdübelungsgrad $\eta = 0,2$	215
Abb. 8-35: Parameterstudie $(wp - wpa)wpa$, Verdübelungsgrad $\eta = 0,3$	216
Abb. 8-36: Parameterstudie $(wp - wpa)wpa$, Verdübelungsgrad $\eta = 0,4$	216
Abb. 8-37: Parameterstudie $(wp - wpa)wpa$, Verdübelungsgrad $\eta = 0,5$	216
Abb. 8-38: Parameterstudie $(wp - wpa)wpa$, Verdübelungsgrad $\eta = 0,6$	217
Abb. 8-39: Bestimmung der reduzierten Momententragfähigkeit bei höherfesten Stählen [35]	220
Abb. 8-40: Draufsicht auf den Betongurt: Betondruckdehnung [%] für S 690 Träger bei 87 % und 93 % der rechnerischen Momententragfähigkeit.....	220
Abb. 8-41: Parameterstudie $zplhc$, Verdübelungsgrad $\eta = 0,2$	221
Abb. 8-42: Parameterstudie $zplhc$, Verdübelungsgrad $\eta = 0,3$	222
Abb. 8-43: Parameterstudie $zplhc$, Verdübelungsgrad $\eta = 0,4$	222
Abb. 8-44: Parameterstudie $zplhc$, Verdübelungsgrad $\eta = 0,5$	222
Abb. 8-45: Betondruckspannung für die Konfigurationen mit S 355 (oben) und S 460 (unten), Verdübelungsgrad $\eta = 0,30$, Belastung 97 % der rechnerischen Momententragfähigkeit	223
Abb. 8-46: Parameterstudie $zplhc$, Verdübelungsgrad $\eta = 0,2$	225
Abb. 8-47: Parameterstudie $zplhc$, Verdübelungsgrad $\eta = 0,3$	225
Abb. 8-48: Parameterstudie $zplhc$, Verdübelungsgrad $\eta = 0,4$	225
Abb. 8-49: Parameterstudie $zplhc$, Verdübelungsgrad $\eta = 0,5$	226
Abb. 8-50: Parameterstudie $FcFa$, Verdübelungsgrad $\eta = 0,2$	229
Abb. 8-51: Parameterstudie $FcFa$, Verdübelungsgrad $\eta = 0,3$	229
Abb. 8-52: Parameterstudie $FcFa$, Verdübelungsgrad $\eta = 0,4$	230
Abb. 8-53: Parameterstudie $FcFa$, Verdübelungsgrad $\eta = 0,5$	230
Abb. 8-54: Parameterstudie $FcFa$, Verdübelungsgrad $\eta = 0,2$	232
Abb. 8-55: Parameterstudie $FcFa$, Verdübelungsgrad $\eta = 0,3$	232
Abb. 8-56: Parameterstudie $FcFa$, Verdübelungsgrad $\eta = 0,4$	232
Abb. 8-57: Parameterstudie $FcFa$, Verdübelungsgrad $\eta = 0,5$	233

Abb. 8-58: Einfluss des Verhältnisses L/h_a auf die Schlupfentwicklung (GZG)	235
Abb. 8-59: Einfluss des Verhältnisses $(w_p-w_{pa})/w_{pa}$ auf die Schlupfentwicklung (GZG).....	235
Abb. 8-60: Einfluss des Verhältnisses z_{p1}/h_c auf die Schlupfentwicklung (GZG)	236
Abb. 8-61: Einfluss des Verhältnisses F_c/F_a auf die Schlupfentwicklung (GZG).....	236
Abb. 8-62: Einfluss des Verhältnisses L/h_a auf die Schlupfentwicklung (GZT)	236
Abb. 8-63: Einfluss des Verhältnisses $(w_p-w_{pa})/w_{pa}$ auf die Schlupfentwicklung (GZT).....	237
Abb. 8-64: Einfluss des Verhältnisses z_{p1}/h_c auf die Schlupfentwicklung (GZT).....	237
Abb. 8-65: Einfluss des Verhältnisses F_c/F_a auf die Schlupfentwicklung (GZT)	237
Abb. 9-1: Vergleich der experimentell ermittelten Schlupfwerte im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit GZG (Trägerverformung $L/250$) mit den Ergebnissen von Gleichung (9.4).....	250
Abb. 9-2: Vergleich der experimentell ermittelten Schlupfwerte im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) mit den Ergebnissen von Gleichung (9.5)	252
Abb. 9-3: Vergleich der Schlupfwerte aus DISCCO im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit GZG (Trägerverformung $L/250$) mit den Ergebnissen von Gleichung (9.4).....	253
Abb. 9-4: Vergleich der Schlupfwerte aus DISCCO im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) mit den Ergebnissen von Gleichung (9.5)	253
Abb. 9-5: Abmessungen Beispielträger	255

13 Tabellenverzeichnis

Tab. 3-1: Obere Grenzwerte $k_{t,max}$ nach DIN 18800-5 [22].....	18
Tab. 3-2: Abminderungsfaktoren R_g und R_p , angepasst nach ANSI/AISC 360/16 [6]	22
Tab. 3-3: Vorfaktoren für Gleichungen (3.12) und (3.13) infolge unterschiedlicher Normenwerke	24
Tab. 4-1: Materialkennwerte Push-out Versuche: Kopfbolzen in Vollbetonplatte	38
Tab. 4-2: Ergebnisse Push-out Versuche: Kopfbolzen in Vollbetonplatte (2*4 Kobos/Versuchskörper)	38
Tab. 4-3: Materialkennwerte Push-out Versuche: Kopfbolzen in profiliertem Betongurt	42
Tab. 4-4: Ergebnisse Push-out Versuche: Kopfbolzen in profiliertem Betongurt.....	44
Tab. 4-5: Abhängigkeit der Kopfbolzen-Traglast von der Betondruckfestigkeit.....	46
Tab. 4-6: X-HVB Schenkeldübel in Vollbetonplatte, Nagelüberstände Serie 1, Angabe in [mm]	49
Tab. 4-7: Materialkennwerte Push-out Versuche: X-HVB Schenkeldübel in Vollbetonplatte	50
Tab. 4-8: X-HVB Schenkeldübel: Materialeigenschaften der IPN Stahlprofile Serie 13 [61]	50
Tab. 4-9: X-HVB Schenkeldübel: Versuchsergebnisse in Vollbetonplatte.....	52
Tab. 4-10: X-HVB Schenkeldübel: Versuchsergebnisse X-HVB parallel zur Trägerachse, Profilblech senkrecht zur Trägerachse.....	57
Tab. 4-11: X-HVB Schenkeldübel: Versuchsergebnisse X-HVB senkrecht zur Trägerachse, Profilblech senkrecht zur Trägerachse.....	58
Tab. 4-12: Übersicht CoSFB Testreihe	60
Tab. 4-13: Übersicht der Betondruck- und Biegezugfestigkeiten.....	62
Tab. 4-14: Zugfestigkeit der Stahlbetonbewehrung, Durchmesser 12 mm und 25 mm	63
Tab. 4-15: Materialkennwerte des Baustahlprofils	63
Tab. 4-16: Zusammenfassung der CoSFB Versuchsergebnisse.....	67
Tab. 4-17: Materialkennwerte Trägerversuche: Kopfbolzen in profiliertem Betongurt.....	72
Tab. 4-18: Materialkennwerte des Baustahlprofils	72
Tab. 4-19: Übersicht der Betondruck- und Biegezugfestigkeiten.....	83
Tab. 4-20: Zugfestigkeit der Stahlbetonbewehrung, Durchmesser 12 mm.....	83

Tab. 4-21: Materialkennwerte des Baustahlprofils	83
Tab. 4-22: Bestimmung der Längsschubkräfte in den CoSFB Schubträgern	88
Tab. 5-1: Ansetzbare Querschnittsfläche der Schweißwulst, nach Konrad [68]	92
Tab. 5-2: Vergleich der rechnerischen Traglasten P_t nach DIN EN 1994-1-1 [35] bzw. Hintergrundbericht [105] mit allen Versuchswerten P_e , Bezeichnung der Versuche nach Kap. 4.3	95
Tab. 5-3: Vergleich der rechnerischen Traglasten P_t nach Konrad [68] mit allen Versuchswerten P_e ..	97
Tab. 5-4: Statistische Kenngrößen DIN EN 1994-1-1 [35] (Versuchslast vs. rechnerische Traglast) .	98
Tab. 5-5: Statistische Kenngrößen Konrad [68] (Versuchslast vs. rechnerische Traglast)	98
Tab. 5-6: Versuchsergebnisse der Verbundträger ST 2-01 bis 2-08	102
Tab. 5-7: Vergleich der rechnerischen Momententragfähigkeiten M_t unter Ansatz experimentell ermittelter Kopfbolzentragfähigkeiten P_e mit den gemessenen Momententragfähigkeiten M_e	106
Tab. 5-8: Vergleich der rechnerischen Momententragfähigkeiten M_t unter Ansatz der Kopfbolzentragfähigkeiten P_e nach Eurocode 4 mit den gemessenen Momententragfähigkeiten M_e .	107
Tab. 5-9: Vergleich der rechnerischen Momententragfähigkeiten M_t unter Ansatz der Kopfbolzentragfähigkeiten P_e nach Konrad [68] mit den gemessenen Momententragfähigkeiten M_e	109
Tab. 5-10: Vergleich der rechnerischen Momententragfähigkeiten M_t unter Ansatz der Kopfbolzentragfähigkeiten P_e nach Nellinger [89] mit den gemessenen Momententragfähigkeiten M_e	110
Tab. 5-11: Vergleich der rechnerischen Momententragfähigkeiten M_t mit den gemessenen Momententragfähigkeiten M_e	111
Tab. 6-1: Definition der Kontaktbedingungen.....	116
Tab. 6-2: Zusätzliche Materialparameter Beton für das „Concrete damaged plasticity“ Modell	117
Tab. 6-3: Parameteruntersuchung Kopfbolzendurchmesser	125
Tab. 6-4: Parameteruntersuchung Kopfbolzendurchmesser - Ergebnisse	126
Tab. 6-5: Parameteruntersuchung Kopfbolzenhöhen	127
Tab. 6-6: Parameteruntersuchung Kopfbolzenhöhe - Ergebnisse	128
Tab. 6-7: Parameteruntersuchung Betongüte	130
Tab. 6-8: Parameteruntersuchung Betongüte - Ergebnisse.....	130
Tab. 6-9: Parameteruntersuchung Bewehrungsführung	131
Tab. 6-10: Parameteruntersuchung Befestigungsmethode Kopfbolzen	132
Tab. 6-11: Parameteruntersuchung Anzahl Kopfbolzen je Sicke.....	135

Tab. 7-1: Versuchsergebnisse der Verbundträger ST 2-01 bis 2-10	139
Tab. 7-2: Versuchsergebnisse Dabaon [15].....	141
Tab. 7-3: Versuchsergebnisse Roik [108]	142
Tab. 7-4: Ermittelte Federsteifigkeiten nach Hanswille und Schäfer [54] bzw. aus Push-out Versuchen	146
Tab. 7-5: Flächenträgheitsmomente nach Hanswille und Schäfer [54]	147
Tab. 7-6: Effektive Biegesteifigkeit der Träger nach Möhler [85]	147
Tab. 7-7: Ergebnisse der Berechnung der Durchbiegung nach Girhammar und Gopu [48].....	149
Tab. 7-8: Ergebnisse der Berechnung der Durchbiegung nach Dabaon [15] bzw. Fries [46]	152
Tab. 7-9: Veränderliche Größen der durchgeführten Parameterstudie von Johnson und May [66] ...	154
Tab. 7-10: Ergebnisse der Berechnungen nach Johnson/May mit der Steifigkeit nach Hanswille/Schäfer, vgl. Kapitel 7.1.3.3	156
Tab. 7-11: Ergebnisse der Berechnungen nach Johnson und May mit der Steifigkeit nach Möhler ..	157
Tab. 7-12: Koeffizienten zur Durchbiegungsberechnung nach Amadio et al. [4].....	161
Tab. 7-13: Ergebnisse der Durchbiegungsberechnung nach Amadio et al. [4] mit der Biegesteifigkeit nach Hanswille und Schäfer [54].....	162
Tab. 7-14: Ergebnisse der Durchbiegungsberechnung nach Amadio et al. [4] mit der Biegesteifigkeit nach Möhler [85].....	163
Tab. 7-15: Ergebnisse der Durchbiegungsberechnung nach ANSI/AISC 360.....	167
Tab. 7-16: Zusammenfassung der Ergebnisse der statistischen Auswertung für alle Versuche.....	168
Tab. 7-17: Zusammenfassung der Ergebnisse der statistischen Auswertung, Versuche 2-01 bis 2-10	169
Tab. 7-18: Zusammenfassung der Ergebnisse der statistischen Auswertung, Versuche 2-01 bis 2-08	169
Tab. 7-19: Experimentell ermittelte Endschlupfwerte s_{test} in [mm]	185
Tab. 7-20: Abweichung der Endschlupfwerte s_{test}/s_{calc} infolge einer mittigen Einzellast.....	186
Tab. 7-21: Abweichung der Endschlupfwerte s_{test}/s_{calc} infolge einer Gleichstreckenlast.....	186
Tab. 7-22: Abweichung der Endschlupfwerte s_{test}/s_{calc} infolge sinusförmiger Last.....	186
Tab. 7-23: Abweichung der Endschlupfwerte s_{test}/s_{calc} infolge zweier Einzellasten	186
Tab. 8-1: Vergleich der Kopfbolzenlasten [kN] im Push-out-Versuch und im Trägerversuch.....	194
Tab. 8-2: Elastische Kopfbolzen-Federsteifigkeiten [kN/(mm·Kobo)] für die Trägerversuche	194

Tab. 8-3: Einflüsse auf die Schlupfentwicklung in Verbundträgern, nach Johnson und Molenstra [67]	201
Tab. 8-4: Verbundträgerkonfigurationen zur Variation von Lha	202
Tab. 8-5: Übersicht über Momententragfähigkeit MR , Lage der plastischen Nulllinie im Stahlträger $zpl, 2$ und Versagensmechanismus der untersuchten Konfigurationen	205
Tab. 8-6: Übersicht über das Last-Schlupf-Verhalten bei Erreichen der maximalen Dübeltragfähigkeit im Randdübel, der Streckgrenze des Stahlträgers und einer Durchbiegung von $L250$	210
Tab. 8-7: Trägerkonfigurationen zur Untersuchung des Einflusses von $(wp - wpa)wpa$	212
Tab. 8-8: Übersicht über die Momententragfähigkeit MR , die Lage der plastischen Nulllinie im Stahlträger $zpl, 2$ sowie des Versagensmechanismus	215
Tab. 8-9: Übersicht über das Last-Schlupf-Verhalten bei Erreichen der maximalen Dübeltragfähigkeit im Randdübel, der Streckgrenze des Stahlträgers und einer Durchbiegung von $L250$	218
Tab. 8-10: Übersicht der Verbundträgerkonfigurationen zur Variation von $zplhc$	219
Tab. 8-11: Übersicht über die Momententragfähigkeit MR , die Lage der plastischen Nulllinie im Stahlträger $zpl, 2$ sowie den Versagensmechanismus	224
Tab. 8-12: Übersicht über das Last-Schlupf-Verhalten bei Erreichen der maximalen Dübeltragfähigkeit im Randdübel, der Streckgrenze des Stahlträgers und einer Durchbiegung von $L250$	227
Tab. 8-13: Übersicht der Verbundträgerkonfigurationen zur Variation von $FcFa$	228
Tab. 8-14: Übersicht über die Momententragfähigkeit MR , die Lage der plastischen Nulllinie im Stahlträger $zpl, 2$ sowie den Versagensmechanismus	231
Tab. 8-15: Übersicht über das Last-Schlupf-Verhalten bei Erreichen der maximalen Dübeltragfähigkeit im Randdübel, der Streckgrenze des Stahlträgers und einer Durchbiegung von $L250$	234
Tab. 9-1: Charakteristisches Verformungsvermögen δ_{uk} für Kopfbolzen in Vollbetonplatten nach Gl. (9.1), in Abhängigkeit der Betongüte	242
Tab. 9-2: Charakteristisches Verformungsvermögen δ_{uk} für X-HVB Schenkeldübel in Vollbetonplatten in Abhängigkeit der Betongüte	242
Tab. 9-3: Charakteristisches Verformungsvermögen δ_{uk} für Kopfbolzen in profilierten Betongurten in Abhängigkeit der Betongüte für Profilblechtyp „Cofraplus 60“	243
Tab. 9-4: Charakteristisches Verformungsvermögen δ_{uk} für Kopfbolzen in profilierten Betongurten in Abhängigkeit der Betongüte für Profilblechtyp „Cofrastra 56“	244
Tab. 9-5: Charakteristisches Verformungsvermögen δ_{uk} für X-HVB Schenkeldübel in Betongurten mit Profilblechen	245

Tab. 9-6: Charakteristisches Verformungsvermögen δ_{uk} für CoSFB Betondübel, Bohrung im Stahlträger Durchmesser 40 mm, Bewehrungsstab Durchmesser 12 mm.....	246
Tab. 9-7: Endschlupfwerte s_{test} für CoSFB-Trägerversuche, aus [74].....	254
Tab. 9-8: Materialkennwerte Beispielträger.....	255
Tab. 9-9: Materialkennwerte Baustahlprofil.....	255

14 Anhang

A. 1 Datenblätter Push-out Versuche, Typ DISCCO

Versuchskörper DISCCO 1-01-1

Materialien

Trapezprofilblech keines

Beton C30/37

$$\begin{aligned} f_{c,cube} &= 60,0 \text{ N/mm}^2 \\ f_{c,cyl} &= 44,2 \text{ N/mm}^2 \\ E_{cm} &= 34350 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Kopfbolzen 8 x Köco SD 19x125

$$\begin{aligned} R_{p0,2} &= 409 \text{ N/mm}^2 \\ R_m &= 474 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Bewehrung B 500A, untere Lage Ø10/150, obere Lage Ø10/150

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 150 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

$$P_{max} = 1263,5 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

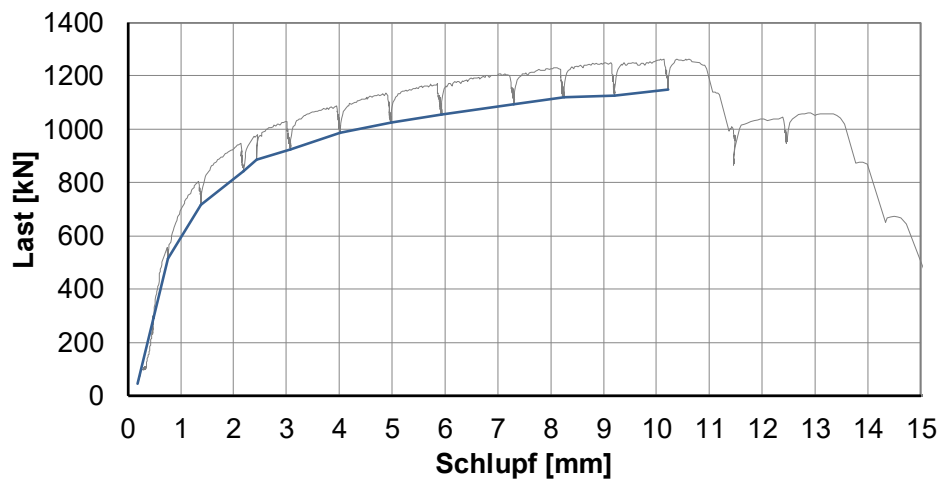
$$s_{max} = 10,38 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 1149,0 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast statisch

$$s_{max,stat} = 10,22 \text{ mm}$$



Last-Schlupf-Kurve DISCCO 1-01-1

Versuchskörper DISCCO 1-01-2

Materialien

Trapezprofilblech Keines

Beton C30/37

$$f_{c,cube} = 60,23 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,cyl} = 44,33 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 34390 \text{ N/mm}^2$$

Kopfbolzen 8 x Köco SD 19x125

$$R_{p0,2} = 409 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 474 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung B 500A, untere Lage Ø10/150, obere Lage Ø10/150

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 150 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

$$P_{max} = 1352 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

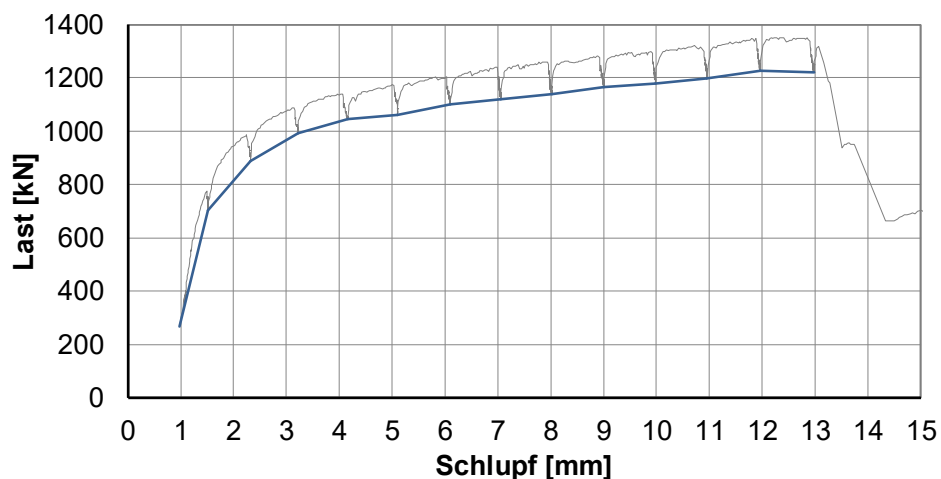
$$s_{max} = 12,28 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 1226 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast statisch

$$s_{max,stat} = 11,96 \text{ mm}$$



Last-Schlupf-Kurve DISCCO 1-01-2

Versuchskörper DISCCO 1-01-3

Materialien

Trapezprofilblech keines

Beton C30/37

$$f_{c,cube} = 60,90 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,cyl} = 44,82 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 34504 \text{ N/mm}^2$$

Kopfbolzen 8 x Köco SD 19x125

$$R_{p0,2} = 409 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 474 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung B 500A, untere Lage Ø10/150, obere Lage Ø10/150

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 150 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

$$P_{max} = 1350 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

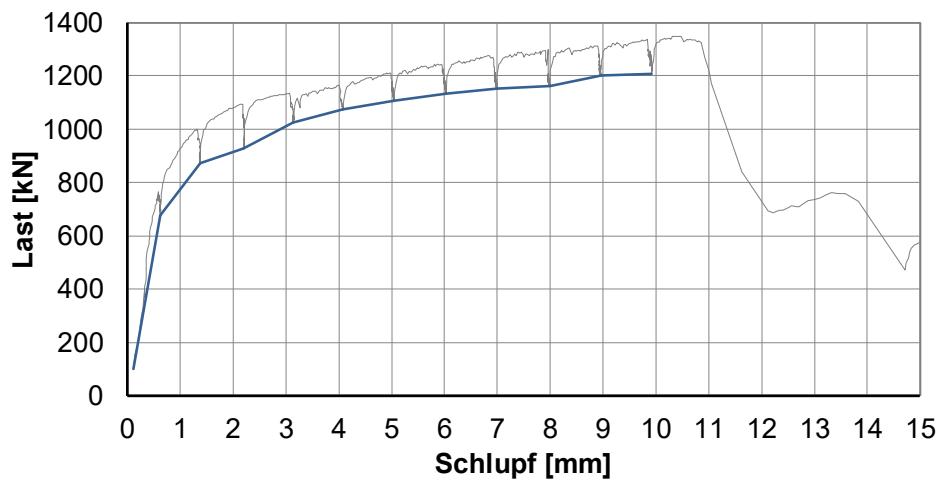
$$s_{max} = 10,35 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 1208 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast statisch

$$s_{max,stat} = 9,92 \text{ mm}$$



Last-Schlupf-Kurve DISCCO 1-01-3

Versuchskörper DISCCO 1-02-1-1

Materialien

Trapezprofilblech keines

Beton C30/37

$$f_{c,cube} = 61,90 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,cyl} = 45,56 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 34673 \text{ N/mm}^2$$

Kopfbolzen 8 x Köco SD 22x125

$$R_{p0,2} = 497 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 526 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung B 500A, untere Lage Ø10/150, obere Lage Ø10/150

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 150 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

$$P_{max} = 1722 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

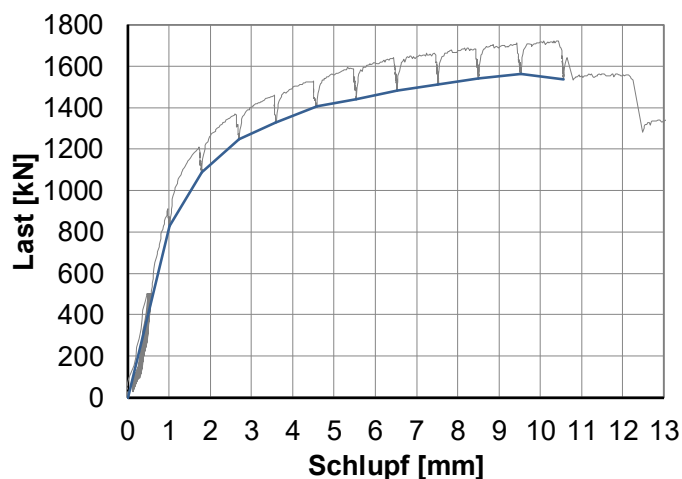
$$S_{max} = 10,1 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 1562 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast statisch

$$S_{max,stat} = 9,5 \text{ mm}$$



Last-Schlupf-Kurve DISCCO 1-02-1-1

Versuchskörper DISCCO 1-02-1-2

Materialien

Trapezprofilblech keines

Beton C30/37

$$f_{c,cube} = 61,83 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,cyl} = 45,51 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 34662 \text{ N/mm}^2$$

Kopfbolzen 8 x Köco SD 22x125

$$R_{p0,2} = 497 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 526 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung B 500A, untere Lage Ø10/150, obere Lage Ø10/150

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 150 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

$$P_{max} = 1734 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

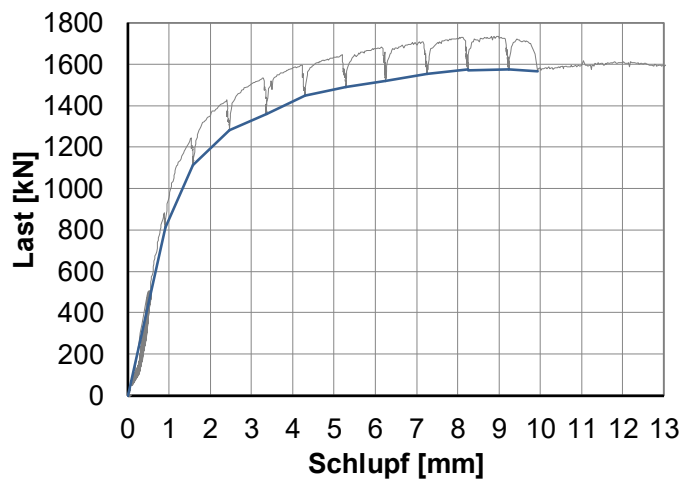
$$s_{max} = 8,89 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 1575 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast statisch

$$s_{max,stat} = 9,23 \text{ mm}$$



Last-Schlupf-Kurve DISCCO 1-02-1-2

Versuchskörper DISCCO 1-02-1-3

Materialien

Trapezprofilblech keines

Beton C30/37

$$\begin{aligned} f_{c,cube} &= 60,1 \text{ N/mm}^2 \\ f_{c,cyl} &= 44,23 \text{ N/mm}^2 \\ E_{cm} &= 34368 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Kopfbolzen 8 x Köco SD 22x125

$$\begin{aligned} R_{p0,2} &= 497 \text{ N/mm}^2 \\ R_m &= 526 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Bewehrung B 500A, untere Lage Ø10/150, obere Lage Ø10/150

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 150 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

$$P_{max} = 1747 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

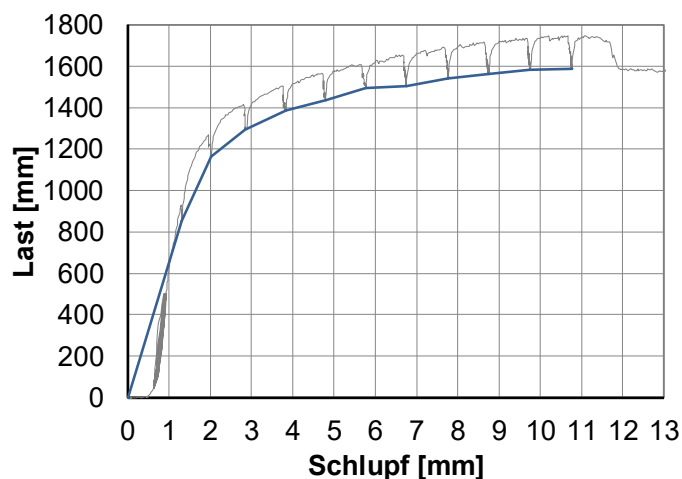
$$s_{max} = 10,67 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 1588 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast statisch

$$s_{max,stat} = 10,76 \text{ mm}$$



Last-Schlupf-Kurve DISCCO 1-02-1-3

Versuchskörper DISCCO 1-02-2-1

Materialien

Trapezprofilblech keines

Beton C40/50

$$\begin{aligned} f_{c,cube} &= 62,8 \text{ N/mm}^2 \\ f_{c,cyl} &= 46,22 \text{ N/mm}^2 \\ E_{cm} &= 34824 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Kopfbolzen 8 x Köco SD 22x125

$$\begin{aligned} R_{p0,2} &= 497 \text{ N/mm}^2 \\ R_m &= 526 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Bewehrung B 500A, untere Lage Ø10/150, obere Lage Ø10/150

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 150 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

$$P_{max} = 1654,48 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

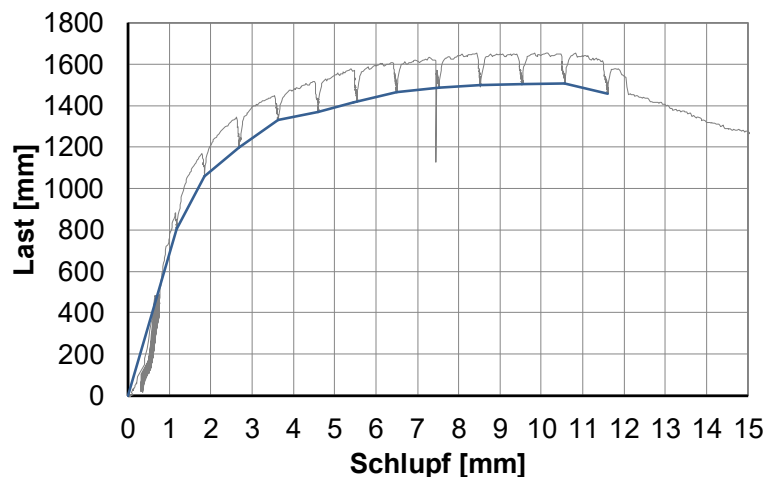
$$s_{max} = 8,43 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 1508,48 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast statisch

$$s_{max,stat} = 10,56 \text{ mm}$$



Last-Schlupf-Kurve DISCCO 1-02-2-1

Versuchskörper DISCCO 1-02-2-2

Materialien

Trapezprofilblech keines

Beton C40/50

$$f_{c,cube} = 62,17 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,cyl} = 45,75 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 34718 \text{ N/mm}^2$$

Kopfbolzen 8 x Köco SD 22x125

$$R_{p0,2} = 497 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 526 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung B 500A, untere Lage Ø10/150, obere Lage Ø10/150

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 150 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

$$P_{max} = 1692,48 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

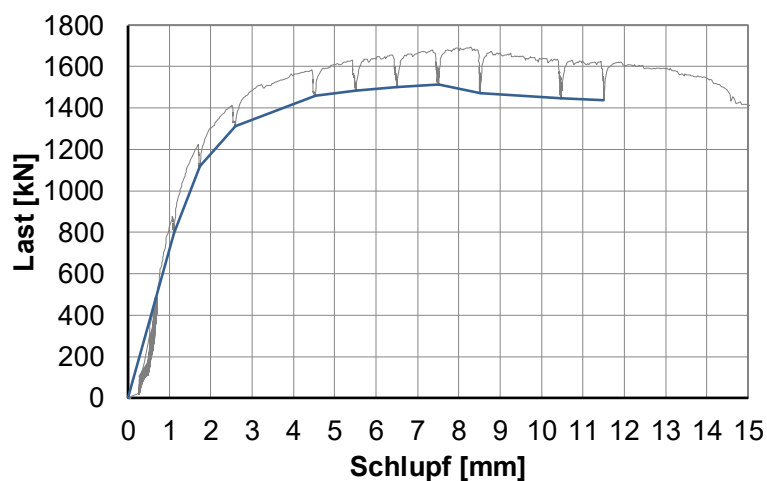
$$s_{max} = 8,28 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 1513,04 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast statisch

$$s_{max,stat} = 7,5 \text{ mm}$$



Last-Schlupf-Kurve DISCCO 1-02-2-2

Versuchskörper DISCCO 1-02-2-3

Materialien

Trapezprofilblech keines

Beton C40/50

$$f_{c,cube} = 61,63 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,cyl} = 45,36 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 34628 \text{ N/mm}^2$$

Kopfbolzen 8 x Köco SD 22x125

$$R_{p0,2} = 497 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 526 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung B 500A, untere Lage Ø10/150, obere Lage Ø10/150

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 150 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

$$P_{max} = 1669,44 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

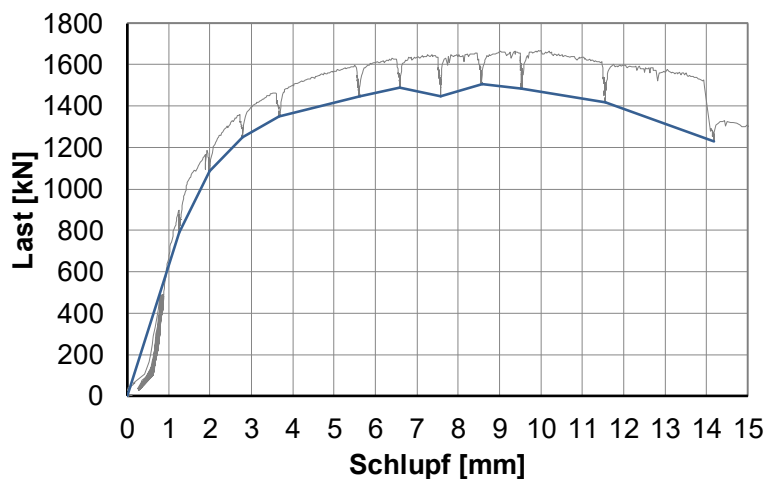
$$s_{max} = 9,94 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 1503,44 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast statisch

$$s_{max,stat} = 8,57 \text{ mm}$$



Last-Schlupf-Kurve DISCCO 1-02-2-3

Versuchskörper DISCCO 1-03-1

Materialien

Trapezprofilblech Cofraplus 60, $t=0,88$ mm

Beton C30/37

$$f_{c,cube} = 55,77 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,cyl} = 41,04 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 33605 \text{ N/mm}^2$$

Kopfbolzen 4 x Köco SD 22x125 einfach, vorgelocht

$$R_{p0,2} = 497 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 526 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung B 500A, untere Lage Q 188 A, obere Lage Q 335 A

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 683 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 150 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

$$P_{max} = 326 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

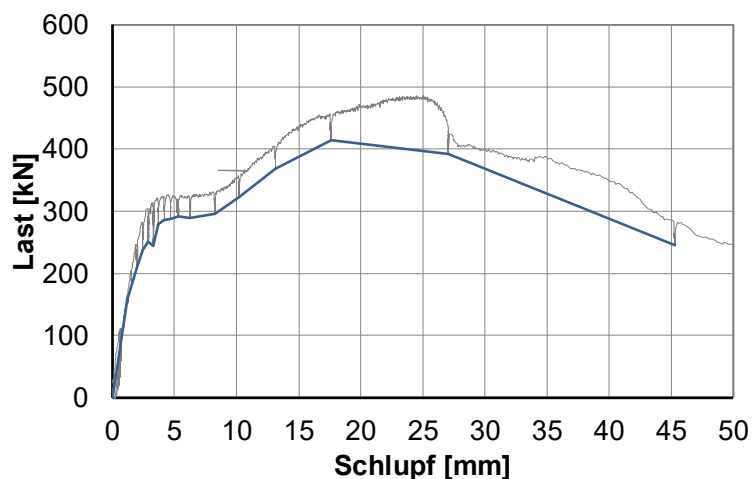
$$s_{max} = 4,48 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 298,52 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast statisch

$$s_{max,stat} = 5,177 \text{ mm}$$



Last-Schlupf-Kurve DISCCO 1-03-1

Versuchskörper DISCCO 1-03-2

Materialien

Trapezprofilblech Cofraplus 60, $t=0,88$ mm

Beton C30/37

$$f_{c,cube} = 57,80 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,cyl} = 42,54 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 33968 \text{ N/mm}^2$$

Kopfbolzen 4 x Köco SD 22x125 einfach, vorgelocht

$$R_{p0,2} = 497 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 526 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung B 500A, untere Lage Q 188 A, obere Lage Q 335 A

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 683 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 150 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

$$P_{max} = 375,52 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

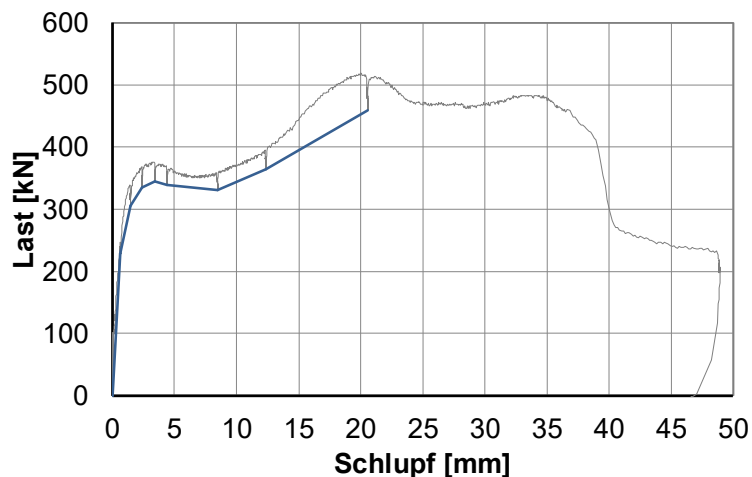
$$s_{max} = 3,18 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 344,0 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast statisch

$$s_{max,stat} = 3,42 \text{ mm}$$



Last-Schlupf-Kurve DISCCO 1-03-2

Versuchskörper DISCCO 1-03-3

Materialien

Trapezprofilblech Cofraplus 60, $t=0,88$ mm

Beton C30/37

$$f_{c,cube} = 58,33 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,cyl} = 42,93 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 34061 \text{ N/mm}^2$$

Kopfbolzen 4 x Köco SD 22x125 einfach, vorgelocht

$$R_{p0,2} = 497 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 526 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung B 500A, untere Lage Q 188 A, obere Lage Q 335 A

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 683 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 150 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

$$P_{max} = 388,52 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

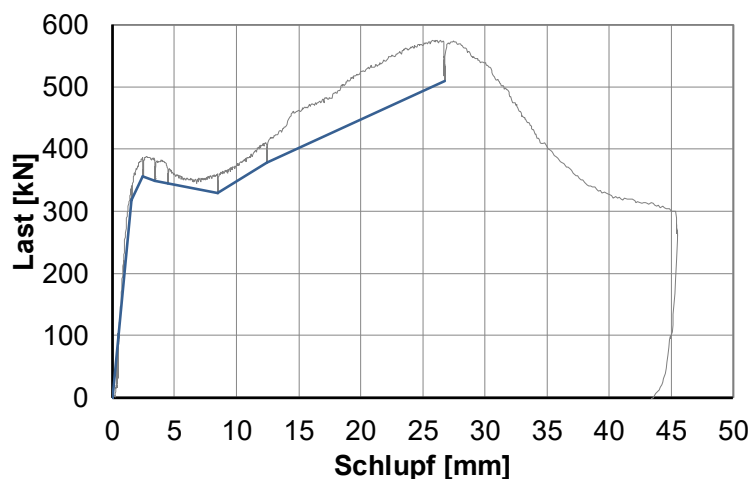
$$s_{max} = 2,74 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 355,52 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast statisch

$$s_{max,stat} = 2,48 \text{ mm}$$



Last-Schlupf-Kurve DISCCO 1-03-3

Versuchskörper DISCCO 2-01-1

Materialien

Trapezprofilblech Cofraplus 60, $t=0,88$ mm

Beton C30/37

$$f_{c,cube} = 57,60 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,cyl} = 42,39 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 33932 \text{ N/mm}^2$$

Kopfbolzen 4 x Köco SD 19x125 einfach, durchgeschweißt

$$R_{p0,2} = 409 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 474 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung B 500A, obere Lage Q 335 A

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 683 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 150 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

$$P_{max} = 261 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

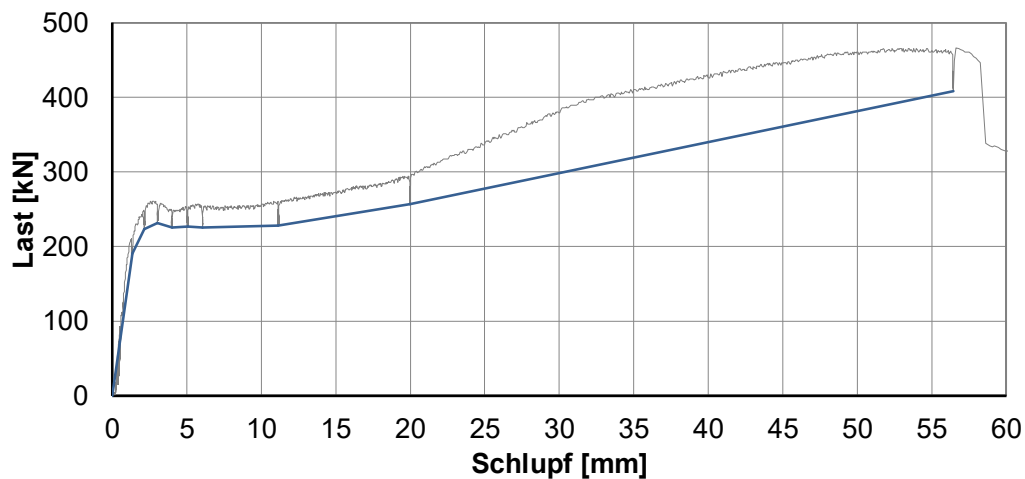
$$s_{max} = 2,58 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 231,52 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast statisch

$$s_{max,stat} = 3,05 \text{ mm}$$



Last-Schlupf-Kurve DISCCO 2-01-1

Versuchskörper DISCCO 2-01-2

Materialien

Trapezprofilblech Cofraplus 60, t=0,88 mm

Beton C30/37

$$\begin{aligned} f_{c,cube} &= 57,93 \text{ N/mm}^2 \\ f_{c,cyl} &= 42,64 \text{ N/mm}^2 \\ E_{cm} &= 33991 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Kopfbolzen 4 x Köco SD 19x125 einfach, durchgeschweißt

$$\begin{aligned} R_{p0,2} &= 409 \text{ N/mm}^2 \\ R_m &= 474 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Bewehrung B 500A, obere Lage Q 335 A

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 683 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 150 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

$$P_{max} = 280,52 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

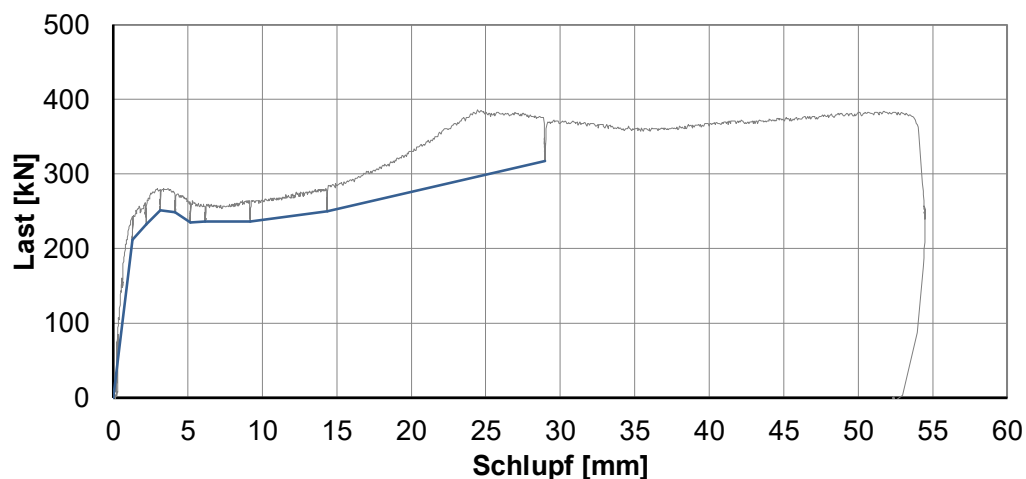
$$s_{max} = 2,95 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 251 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast statisch

$$s_{max,stat} = 3,16 \text{ mm}$$



Last-Schlupf-Kurve DISCCO 2-01-2

Versuchskörper DISCCO 2-01-3

Materialien

Trapezprofilblech Cofraplus 60, $t=0,88$ mm

Beton C30/37

$$\begin{aligned} f_{c,cube} &= 56,77 \text{ N/mm}^2 \\ f_{c,cyl} &= 41,78 \text{ N/mm}^2 \\ E_{cm} &= 33784 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Kopfbolzen 4 x Köco SD 19x125 einfach, durchgeschweißt

$$\begin{aligned} R_{p0,2} &= 409 \text{ N/mm}^2 \\ R_m &= 474 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Bewehrung B 500A, obere Lage Q 335 A

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 683 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 150 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

$$P_{max} = 299,52 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

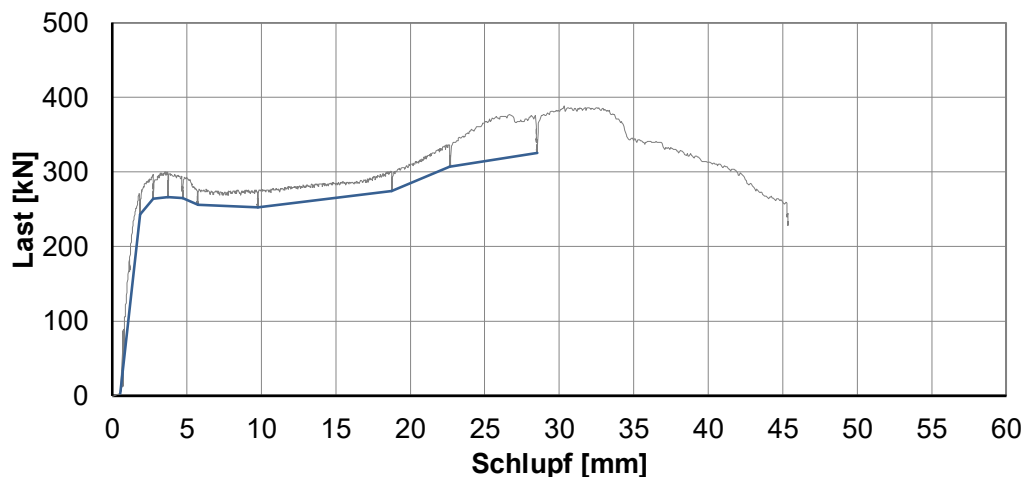
$$s_{max} = 3,56 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 266,52 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast statisch

$$s_{max,stat} = 3,73 \text{ mm}$$



Last-Schlupf-Kurve DISCCO 2-01-3

Versuchskörper DISCCO 2-02

Materialien

Trapezprofilblech Cofraplus 60, $t=0,88$ mm

Beton C30/37

$$f_{c,cube} = 55,23 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,cyl} = 40,65 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 33508 \text{ N/mm}^2$$

Kopfbolzen 4 x Köco SD 19x125 einfach, durchgeschweißt

$$R_{p0,2} = 409 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 474 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung B 500A, untere Lage Q 188 A, obere Lage Q 335 A

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 683 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 150 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

$$P_{max} = 279,52 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

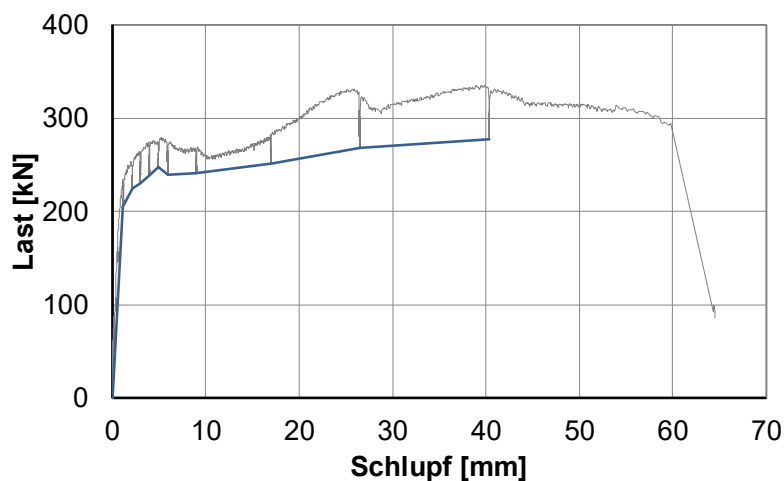
$$s_{max} = 5,25 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 248 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast statisch

$$s_{max,stat} = 4,95 \text{ mm}$$



Last-Schlupf-Kurve DISCCO 2-02

Versuchskörper DISCCO 2-03

Materialien

Trapezprofilblech Cofraplus 60, $t=0,88$ mm

Beton C30/37

$$\begin{aligned} f_{c,cube} &= 53,87 \text{ N/mm}^2 \\ f_{c,cyl} &= 39,65 \text{ N/mm}^2 \\ E_{cm} &= 33257 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Kopfbolzen 4 x Köco SD 19x125 einfach, vorgelocht

$$\begin{aligned} R_{p0,2} &= 409 \text{ N/mm}^2 \\ R_m &= 474 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Bewehrung B 500A, obere Lage Q 335 A

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 683 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 150 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

$$P_{max} = 230,52 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

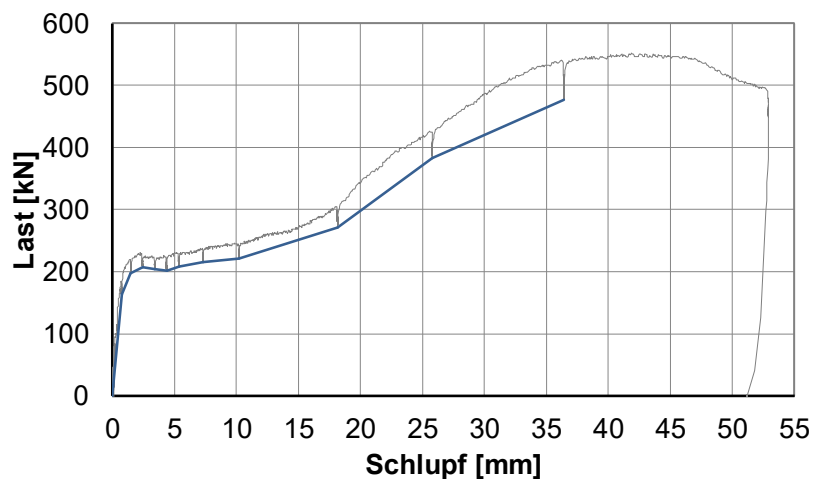
$$s_{max} = 2,25 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 206,52 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast statisch

$$s_{max,stat} = 2,40 \text{ mm}$$



Last-Schlupf-Kurve DISCCO 2-03

Versuchskörper DISCCO 2-04

Materialien

Trapezprofilblech Cofraplus 60, t=0,88 mm

Beton C30/37

$$f_{c,cube} = 54,77 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,cyl} = 40,31 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 33423 \text{ N/mm}^2$$

Kopfbolzen 8 x Köco SD 19x125 paarweise, durchgeschweißt

$$R_{p0,2} = 409 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 474 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung B 500A, obere Lage Q 335 A

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 683 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 150 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

$$P_{max} = 547,04 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

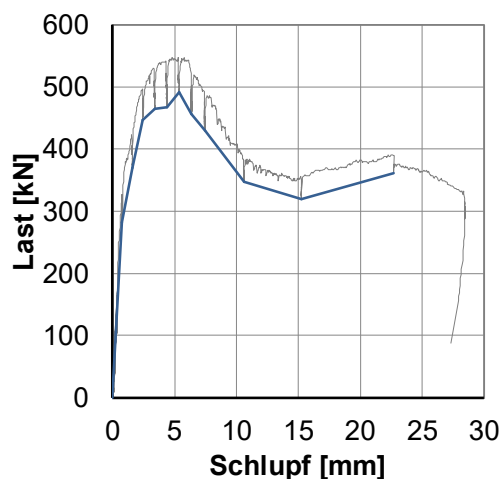
$$s_{max} = 4,83 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 492 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast statisch

$$s_{max,stat} = 5,36 \text{ mm}$$



Last-Schlupf-Kurve DISCCO 2-04

Versuchskörper DISCCO 2-05-1

Materialien

Trapezprofilblech Cofraplus 60, t=0,88 mm

Beton C30/37

$$f_{c,cube} = 54,57 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,cyl} = 40,16 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 33386 \text{ N/mm}^2$$

Kopfbolzen 8 x Köco SD 19x125 paarweise, durchgeschweißt

$$R_{p0,2} = 409 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 474 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung B 500A, untere Lage Q 188 A, obere Lage Q 335 A

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 683 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 150 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

$$P_{max} = 525,04 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

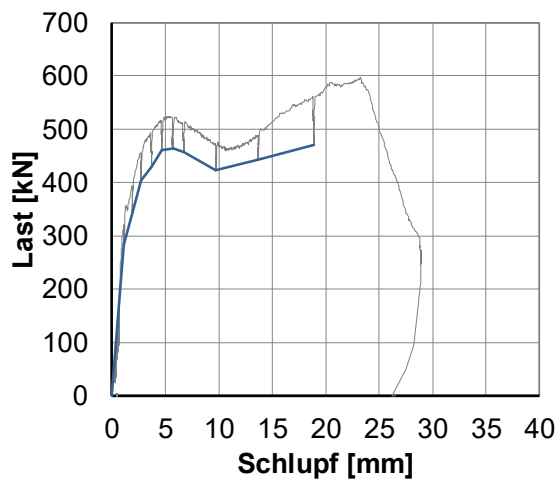
$$s_{max} = 5,13 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 463,52 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast statisch

$$s_{max,stat} = 5,7 \text{ mm}$$



Last-Schlupf-Kurve DISCCO 2-05-1

Versuchskörper DISCCO 2-05-2

Materialien

Trapezprofilblech Cofraplus 60, $t=0,88$ mm

Beton C30/37

$$\begin{aligned} f_{c,cube} &= 52,5 \text{ N/mm}^2 \\ f_{c,cyl} &= 38,64 \text{ N/mm}^2 \\ E_{cm} &= 33002 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Kopfbolzen 8 x Köco SD 19x125 paarweise, durchgeschweißt

$$\begin{aligned} R_{p0,2} &= 409 \text{ N/mm}^2 \\ R_m &= 474 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Bewehrung B 500A, untere Lage Q 188 A, obere Lage Q 335 A

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 683 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 150 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

$$P_{max} = 568,48 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

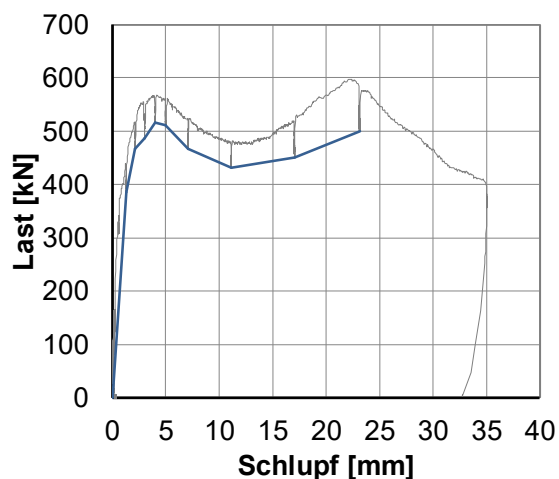
$$s_{max} = 4,18 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 515,52 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast statisch

$$s_{max,stat} = 4,0 \text{ mm}$$



Last-Schlupf-Kurve DISCCO 2-05-2

Versuchskörper DISCCO 2-05-3

Materialien

Trapezprofilblech Cofraplus 60, $t=0,88$ mm

Beton C30/37

$$\begin{aligned} f_{c,cube} &= 53,27 \text{ N/mm}^2 \\ f_{c,cyl} &= 39,2 \text{ N/mm}^2 \\ E_{cm} &= 33145 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Kopfbolzen 8 x Köco SD 19x125 paarweise, durchgeschweißt

$$\begin{aligned} R_{p0,2} &= 409 \text{ N/mm}^2 \\ R_m &= 474 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Bewehrung B 500A, untere Lage Q 188 A, obere Lage Q 335 A

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\begin{aligned} \text{Länge } l &= 900 \text{ mm} \\ \text{Breite } b &= 683 \text{ mm} \\ \text{Höhe } h &= 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

Versuch

Max. Traglast

$$P_{max} = 536,48 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

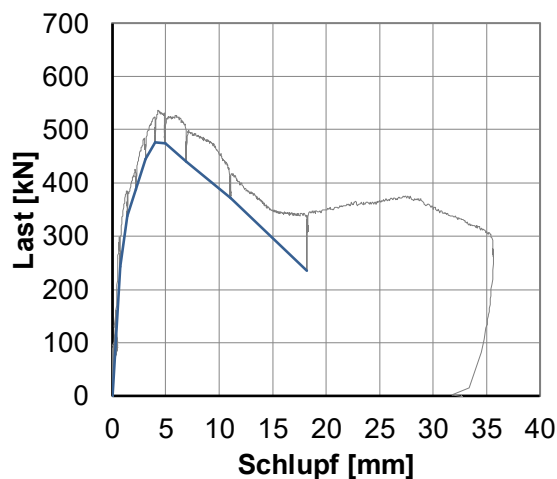
$$s_{max} = 4,27 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 476 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast statisch

$$s_{max,stat} = 4,0 \text{ mm}$$



Last-Schlupf-Kurve DISCCO 2-05-3

Versuchskörper DISCCO 2-06-1

Materialien

Trapezprofilblech Cofraplus 60, $t=0,88$ mm

Beton C30/37

$$\begin{aligned} f_{c,cube} &= 54,5 \text{ N/mm}^2 \\ f_{c,cyl} &= 40,11 \text{ N/mm}^2 \\ E_{cm} &= 33374 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Kopfbolzen 4 x Köco SD 22x125 einfach, vorgelocht

$$\begin{aligned} R_{p0,2} &= 497 \text{ N/mm}^2 \\ R_m &= 526 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Bewehrung B 500A, obere Lage Q 335 A

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 683 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 150 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

$$P_{max} = 350,0 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

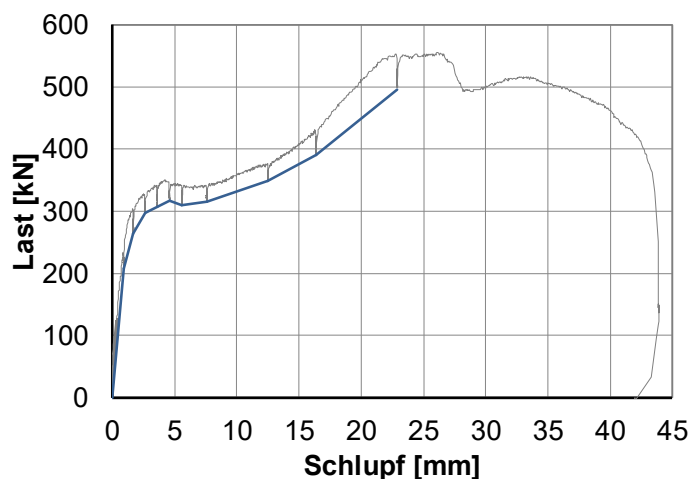
$$s_{max} = 4,19 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 316,52 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast statisch

$$s_{max,stat} = 4,59 \text{ mm}$$



Last-Schlupf-Kurve DISCCO 2-06-1

Versuchskörper DISCCO 2-06-2

Materialien

Trapezprofilblech Cofraplus 60, t=0,88 mm

Beton C30/37

$$f_{c,cube} = 53,73 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,cyl} = 39,55 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 33232 \text{ N/mm}^2$$

Kopfbolzen 4 x Köco SD 22x125 einfach, vorgelocht

$$R_{p0,2} = 497 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 526 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung B 500A, obere Lage Q 335 A

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 683 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 150 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

$$P_{max} = 406,4 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

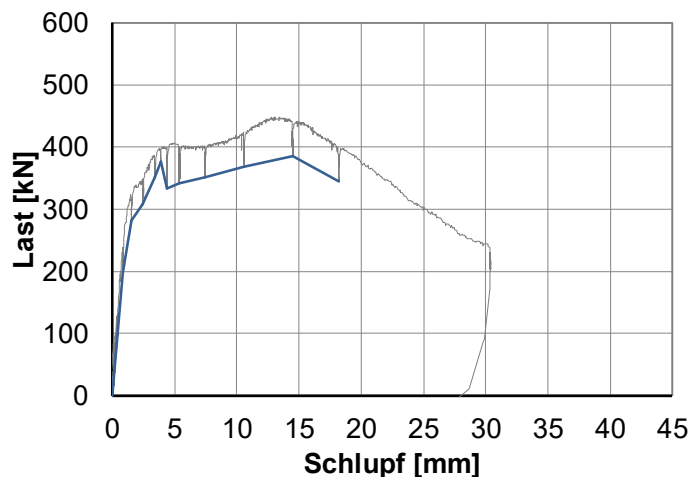
$$s_{max} = 4,92 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 333,52 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast statisch

$$s_{max,stat} = 4,39 \text{ mm}$$



Last-Schlupf-Kurve DISCCO 2-06-2

Versuchskörper DISCCO 2-06-3

Materialien

Trapezprofilblech Cofraplus 60, t=0,88 mm

Beton C30/37

$$\begin{aligned} f_{c,cube} &= 55,13 \text{ N/mm}^2 \\ f_{c,cyl} &= 40,58 \text{ N/mm}^2 \\ E_{cm} &= 33490 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Kopfbolzen 4 x Köco SD 22x125 einfach, vorgelocht

$$\begin{aligned} R_{p0,2} &= 497 \text{ N/mm}^2 \\ R_m &= 526 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Bewehrung B 500A, obere Lage Q 335 A

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 683 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 150 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

$$P_{max} = 386 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

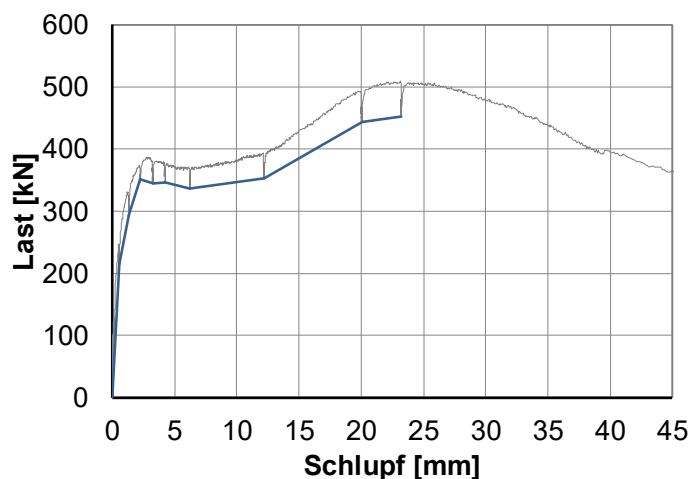
$$s_{max} = 2,71 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 347 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast statisch

$$s_{max,stat} = 2,21 \text{ mm}$$



Last-Schlupf-Kurve DISCCO 2-06-3

Versuchskörper DISCCO 2-07-1

Materialien

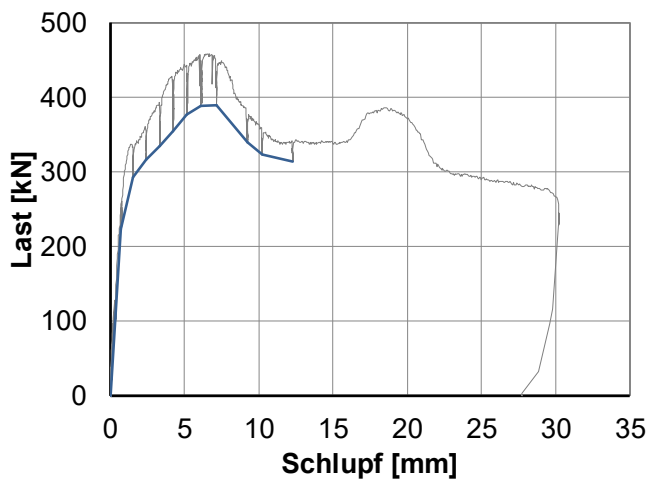
Trapezprofilblech	Cofraplus 60, t=0,88 mm
Beton	C40/50
	$f_{c,cube} = 63,07 \text{ N/mm}^2$ $f_{c,cyl} = 46,42 \text{ N/mm}^2$ $E_{cm} = 34868 \text{ N/mm}^2$
Kopfbolzen	4 x Köco SD 22x125 einfach, vorgelocht
	$R_{p0,2} = 497 \text{ N/mm}^2$ $R_m = 526 \text{ N/mm}^2$
Bewehrung	B 500A, obere Lage Q 335 A
	$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$

Abmessung Betonplatte

Länge l	=	900 mm
Breite b	=	683 mm
Höhe h	=	150 mm

Versuch

Max. Traglast	
P_{max}	= 458,4 kN
Schlupf bei max. Traglast	
S_{max}	= 6,43 mm
Max. Traglast statisch	
$P_{max,stat}$	= 389 kN
Schlupf bei max. Traglast statisch	
$S_{max,stat}$	= 7,14 mm



Last-Schlupf-Kurve DISCCO 2-07-1

Versuchskörper DISCCO 2-07-2

Materialien

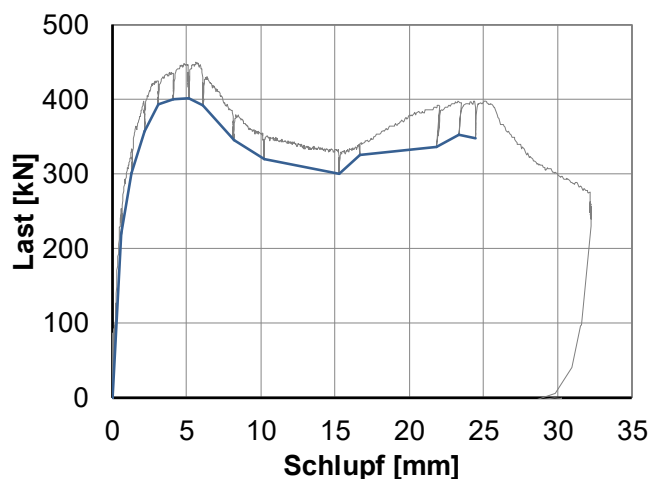
Trapezprofilblech	Cofraplus 60, t=0,88 mm
Beton	C40/50
	$f_{c,cube} = 62,97 \text{ N/mm}^2$ $f_{c,cyl} = 46,34 \text{ N/mm}^2$ $E_{cm} = 34851 \text{ N/mm}^2$
Kopfbolzen	4 x Köco SD 22x125 einfach, vorgelocht
	$R_{p0,2} = 497 \text{ N/mm}^2$ $R_m = 526 \text{ N/mm}^2$
Bewehrung	B 500A, obere Lage Q 335 A
	$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$

Abmessung Betonplatte

Länge l	=	900 mm
Breite b	=	683 mm
Höhe h	=	150 mm

Versuch

Max. Traglast	
P_{max}	= 449,6 kN
Schlupf bei max. Traglast	
S_{max}	= 5,65 mm
Max. Traglast statisch	
$P_{max,stat}$	= 401,52 kN
Schlupf bei max. Traglast statisch	
$S_{max,stat}$	= 5,16 mm



Last-Schlupf-Kurve DISCCO 2-07-2

Versuchskörper DISCCO 2-07-3

Materialien

Trapezprofilblech Cofraplus 60, t=0,88 mm

Beton C40/50

$$\begin{aligned} f_{c,cube} &= 62,5 \text{ N/mm}^2 \\ f_{c,cyl} &= 46,0 \text{ N/mm}^2 \\ E_{cm} &= 34774 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Kopfbolzen 4 x Köco SD 22x125 einfach, vorgelocht

$$\begin{aligned} R_{p0,2} &= 497 \text{ N/mm}^2 \\ R_m &= 526 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Bewehrung B 500A, obere Lage Q 335 A

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 683 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 150 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

$$P_{max} = 430,4 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

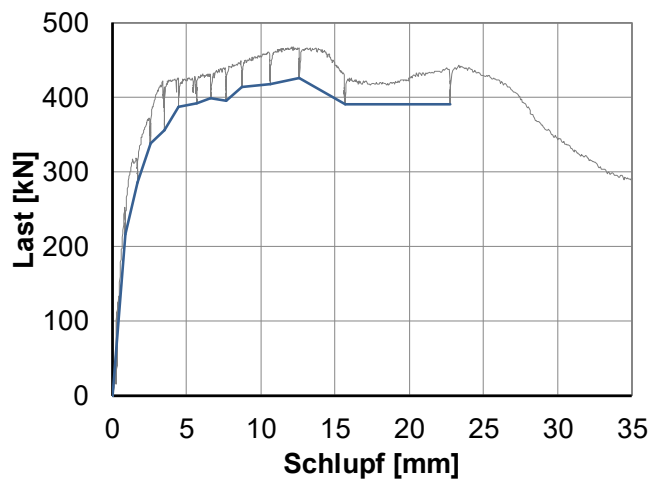
$$s_{max} = 5,96 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 399,0 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast statisch

$$s_{max,stat} = 6,64 \text{ mm}$$



Last-Schlupf-Kurve DISCCO 2-07-3

Versuchskörper DISCCO 2-08

Materialien

Trapezprofilblech Cofraplus 60, $t=0,88$ mm

Beton C40/50

$$f_{c,cube} = 62,27 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,cyl} = 45,83 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 34735 \text{ N/mm}^2$$

Kopfbolzen 4 x Köco SD 19x125 einfach, vorgelocht

$$R_{p0,2} = 474 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 409 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung B 500A, untere Lage Q 188 A, obere Lage Q 335 A

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 683 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 150 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

$$P_{max} = 236,4 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

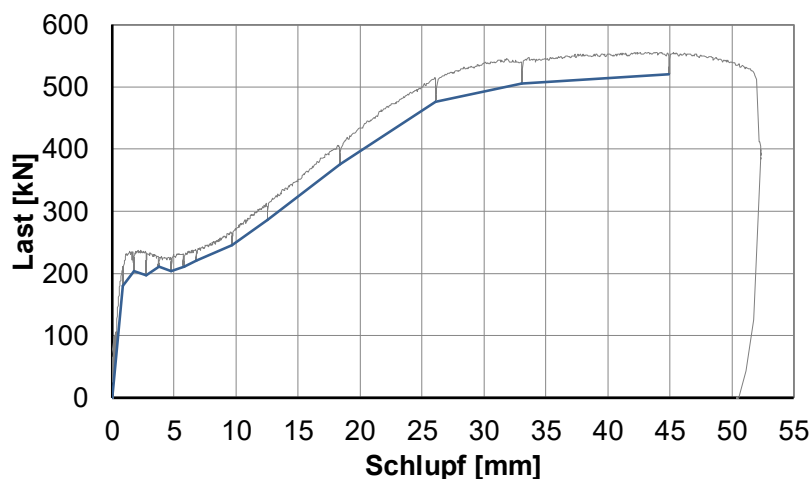
$$s_{max} = 2,08 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 204,0 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast statisch

$$s_{max,stat} = 1,75 \text{ mm}$$



Last-Schlupf-Kurve DISCCO 2-08

Versuchskörper DISCCO 3-03

Materialien

Trapezprofilblech Corfrastra 56, $t=1,00$ mm

Beton C30/37

$$\begin{aligned} f_{c,cube} &= 54,17 \text{ N/mm}^2 \\ f_{c,cyl} &= 39,87 \text{ N/mm}^2 \\ E_{cm} &= 33312 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Kopfbolzen 4 x Köco SD 19x125 einfach, durchgeschweißt

$$\begin{aligned} R_{p0,2} &= 474 \text{ N/mm}^2 \\ R_m &= 409 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Bewehrung B 500A, obere Lage Q 335 A

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\begin{aligned} \text{Länge } l &= 900 \text{ mm} \\ \text{Breite } b &= 600 \text{ mm} \\ \text{Höhe } h &= 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

Versuch

Max. Traglast

$$P_{max} = 384,0 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

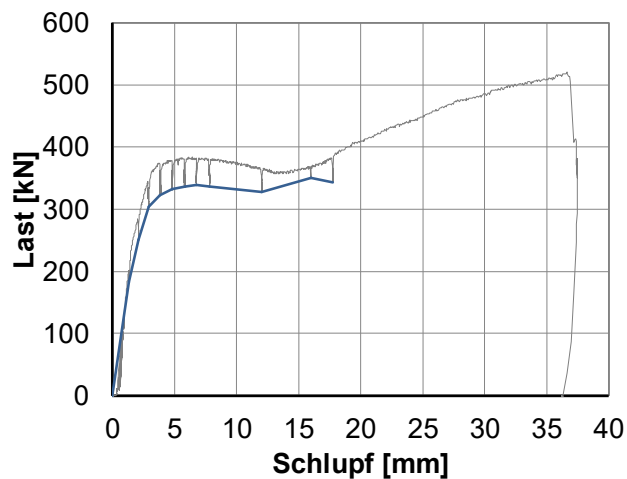
$$s_{max} = 6,1 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 338,52 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast statisch

$$s_{max,stat} = 6,78 \text{ mm}$$



Last-Schlupf-Kurve DISCCO 3-03

Versuchskörper DISCCO 3-04

Materialien

Trapezprofilblech Corfrastra 56, $t=1,00$ mm

Beton C30/37

$$\begin{aligned} f_{c,cube} &= 55,63 \text{ N/mm}^2 \\ f_{c,cyl} &= 40,95 \text{ N/mm}^2 \\ E_{cm} &= 33580 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Kopfbolzen 4 x Köco SD 19x125 einfach, vorgelocht

$$\begin{aligned} R_{p0,2} &= 474 \text{ N/mm}^2 \\ R_m &= 409 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Bewehrung B 500A, obere Lage Q 335 A

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 150 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

$$P_{max} = 451,6 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

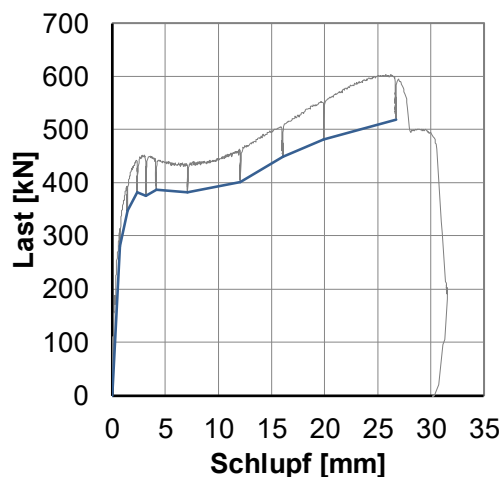
$$s_{max} = 2,83 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 382,52 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast statisch

$$s_{max,stat} = 2,36 \text{ mm}$$



Last-Schlupf-Kurve DISCCO 3-04

Versuchskörper DISCCO 3-05

Materialien

Trapezprofilblech Corfrastra 56, $t=1,00$ mm

Beton C30/37

$$\begin{aligned} f_{c,cube} &= 54,0 \text{ N/mm}^2 \\ f_{c,cyl} &= 39,74 \text{ N/mm}^2 \\ E_{cm} &= 33282 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Kopfbolzen 8 x Köco SD 19x125 paarweise, durchgeschweißt

$$\begin{aligned} R_{p0,2} &= 474 \text{ N/mm}^2 \\ R_m &= 409 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Bewehrung B 500A, obere Lage Q 335 A

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\begin{aligned} \text{Länge } l &= 900 \text{ mm} \\ \text{Breite } b &= 600 \text{ mm} \\ \text{Höhe } h &= 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

Versuch

Max. Traglast

$$P_{max} = 760,8 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

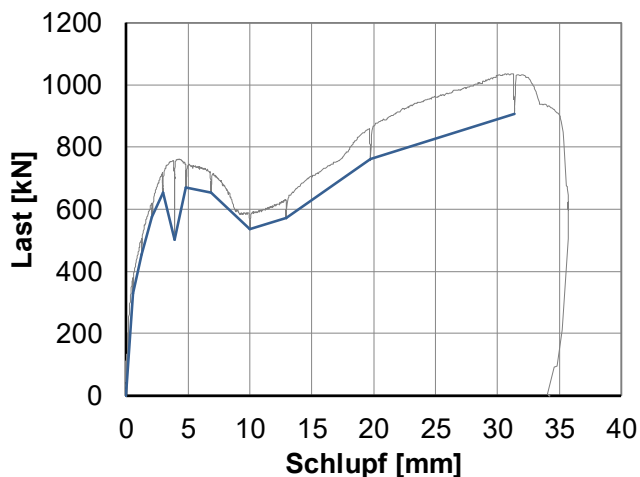
$$s_{max} = 4,22 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 697,52 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast statisch

$$s_{max,stat} = 4,83 \text{ mm}$$



Last-Schlupf-Kurve DISCCO 3-05

Versuchskörper DISCCO 3-06

Materialien

Trapezprofilblech Corfrastra 56, $t=1,00$ mm

Beton C30/37

$$\begin{aligned} f_{c,cube} &= 53,6 \text{ N/mm}^2 \\ f_{c,cyl} &= 39,45 \text{ N/mm}^2 \\ E_{cm} &= 33207 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Kopfbolzen 8 x Köco SD 19x125 paarweise, durchgeschweißt

$$\begin{aligned} R_{p0,2} &= 474 \text{ N/mm}^2 \\ R_m &= 409 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Bewehrung B 500A, untere Lage Q 188 A, obere Lage Q 335 A

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 150 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

$$P_{max} = 756,8 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

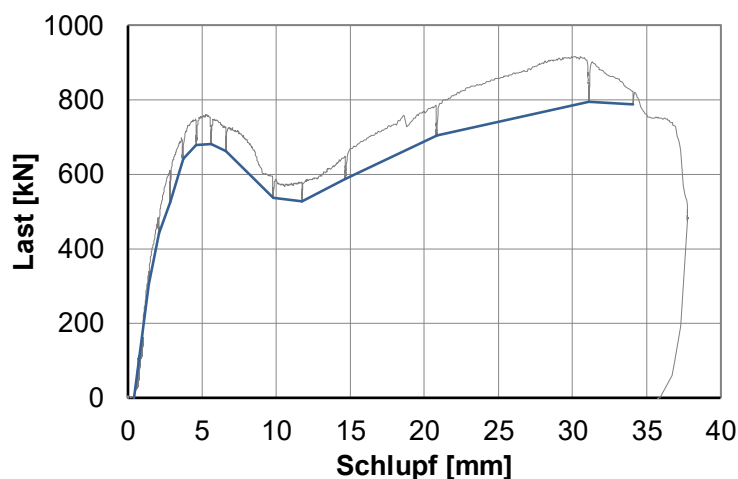
$$s_{max} = 5,19 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 681,04 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast statisch

$$s_{max,stat} = 5,61 \text{ mm}$$



Last-Schlupf-Kurve DISCCO 3-06

Versuchskörper DISCCO 3-07

Materialien

Trapezprofilblech Corfrastra 56, $t=1,00$ mm

Beton C30/37

$$\begin{aligned} f_{c,cube} &= 55,23 \text{ N/mm}^2 \\ f_{c,cyl} &= 40,65 \text{ N/mm}^2 \\ E_{cm} &= 33508 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Kopfbolzen 8 x Köco SD 19x125 paarweise, vorgelocht

$$\begin{aligned} R_{p0,2} &= 474 \text{ N/mm}^2 \\ R_m &= 409 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Bewehrung B 500A, untere Lage Q 188 A, obere Lage Q 335 A

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\begin{aligned} \text{Länge } l &= 900 \text{ mm} \\ \text{Breite } b &= 600 \text{ mm} \\ \text{Höhe } h &= 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

Versuch

Max. Traglast

$$P_{max} = 831,2 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

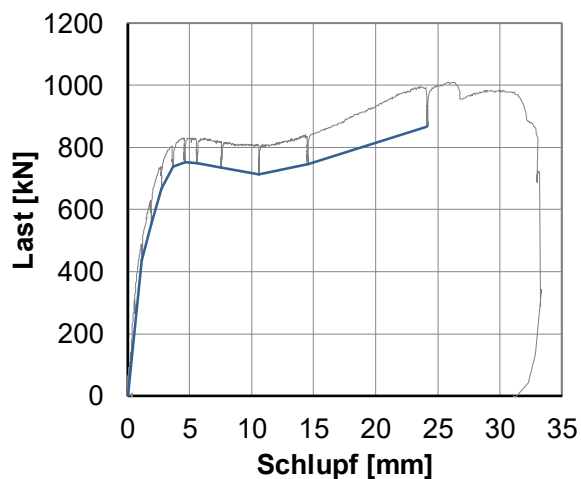
$$s_{max} = 4,36 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 751,04 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast statisch

$$s_{max,stat} = 4,6 \text{ mm}$$



Last-Schlupf-Kurve DISCCO 3-07

Versuchskörper DISCCO 3-08

Materialien

Trapezprofilblech Corfrastra 56, $t=1,00$ mm

Beton C30/37

$$\begin{aligned} f_{c,cube} &= 56,13 \text{ N/mm}^2 \\ f_{c,cyl} &= 41,31 \text{ N/mm}^2 \\ E_{cm} &= 33671 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Kopfbolzen 4 x Köco SD 19x125 einfach, vorgelocht

$$\begin{aligned} R_{p0,2} &= 474 \text{ N/mm}^2 \\ R_m &= 409 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Bewehrung B 500A, untere Lage Q 188 A, obere Lage Q 335 A

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 150 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

$$P_{max} = 436,4 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

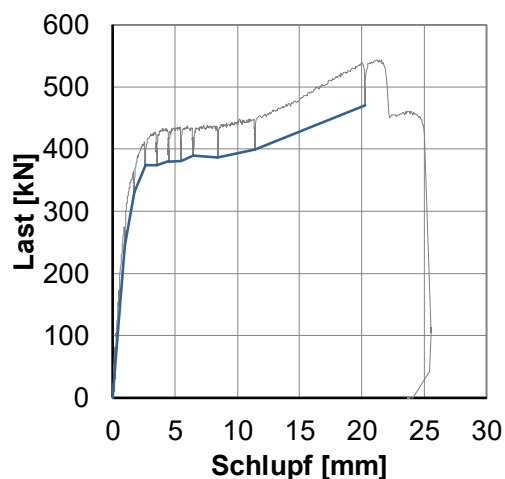
$$s_{max} = 5,97 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 389 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast statisch

$$s_{max,stat} = 6,49 \text{ mm}$$



Last-Schlupf-Kurve DISCCO 3-08

Versuchskörper DISCCO 3-09

Materialien

Trapezprofilblech Corfrastra 56, $t=1,00$ mm

Beton C30/37

$$f_{c,cube} = 55,27 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,cyl} = 40,68 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 33514 \text{ N/mm}^2$$

Kopfbolzen 4 x Köco SD 22x125 einfach, vorgelocht

$$R_{p0,2} = 497 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 526 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung B 500A, obere Lage Q 335 A

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 150 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

$$P_{max} = 514,0 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

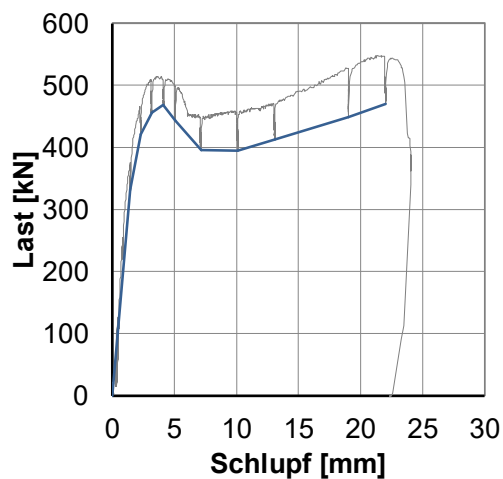
$$s_{max} = 3,56 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 468,52 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast statisch

$$s_{max,stat} = 4,13 \text{ mm}$$



Last-Schlupf-Kurve DISCCO 3-09

Versuchskörper DISCCO 3-10

Materialien

Trapezprofilblech Corfrastra 56, $t=1,00$ mm

Beton C30/37

$$\begin{aligned} f_{c,cube} &= 55,03 \text{ N/mm}^2 \\ f_{c,cyl} &= 40,5 \text{ N/mm}^2 \\ E_{cm} &= 33471 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Kopfbolzen 4 x Köco SD 22x125 einfach, vorgelocht

$$\begin{aligned} R_{p0,2} &= 497 \text{ N/mm}^2 \\ R_m &= 526 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Bewehrung B 500A, untere Lage Q 188 A, obere Lage Q 335 A

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 150 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

$$P_{max} = 485,0 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

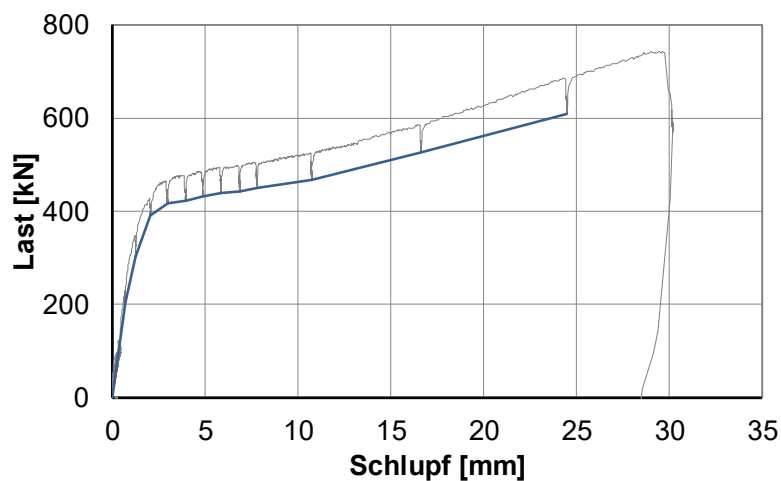
$$s_{max} = 4,56 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 430,0 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast statisch

$$s_{max,stat} = 4,85 \text{ mm}$$



Last-Schlupf-Kurve DISCCO 3-10

A. 2 Datenblätter Push-out Versuche, Typ CoSFB

Versuchskörper CoSFB Serie 1a P1

Materialien

Stahlprofil HEM 220

Beton C20/25

$$f_{c,cube} = 33,0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,cyl} = 26,7 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 4,1 \text{ N/mm}^2$$

Verbundmittel 10 x Ø12 Bewehrungsstab in Ø40 Steglochung

$$R_{p0,2} = 530,6 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 582,5 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung Q 257 in oberer Lage

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 1500 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 160 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

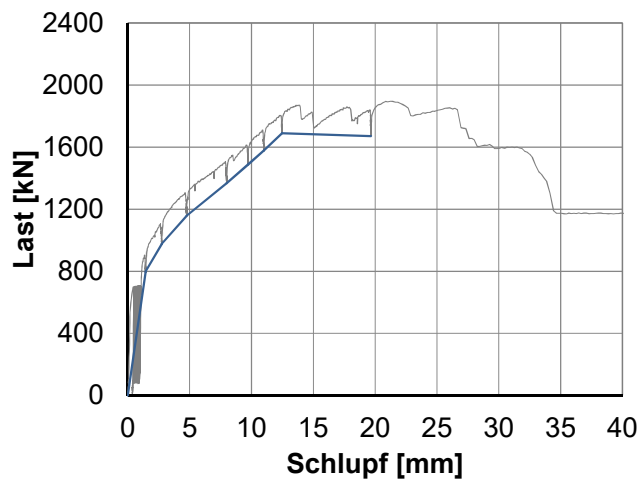
$$P_{max} = 1895,5 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

$$s_{max} = 27,30 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 1738,0 \text{ kN}$$



Last-Schlupf-Kurve CoSFB Serie 1a P1

Versuchskörper CoSFB Serie 1a P2

Materialien

Stahlprofil HEM 220

Beton C20/25

$$f_{c,cube} = 33,0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,cyl} = 26,7 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 4,1 \text{ N/mm}^2$$

Verbundmittel 10 x Ø12 Bewehrungsstab in Ø40 Steglochung

$$R_{p0,2} = 530,6 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 582,5 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung Q 257 in oberer Lage

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 1500 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 160 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

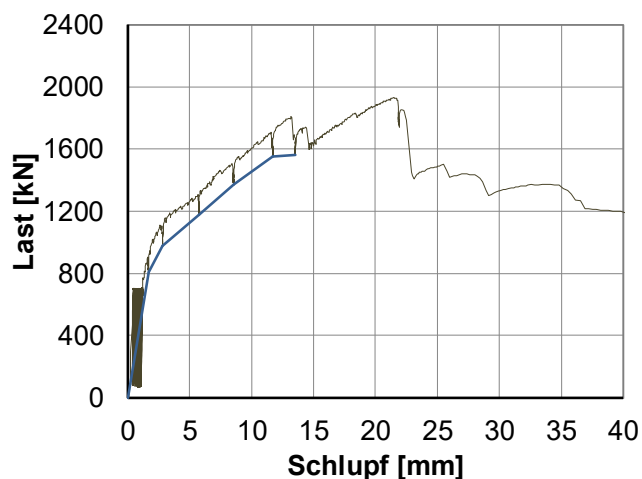
$$P_{max} = 1930,5 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

$$s_{max} = 30,50 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 1745,0 \text{ kN}$$



Last-Schlupf-Kurve CoSFB Serie 1a P2

Versuchskörper CoSFB Serie 1a P3

Materialien

Stahlprofil HEM 220

Beton C20/25

$$f_{c,cube} = 33,0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,cyl} = 26,7 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 4,1 \text{ N/mm}^2$$

Verbundmittel 10 x Ø12 Bewehrungsstab in Ø40 Steglochung

$$R_{p0,2} = 530,6 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 582,5 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung Q 257 in oberer Lage

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 1500 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 160 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

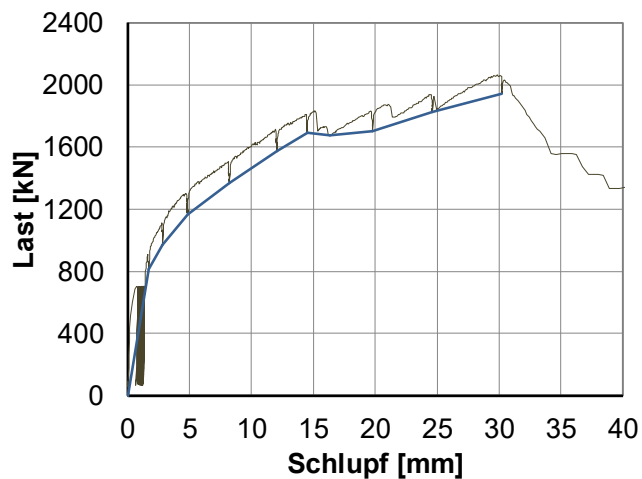
$$P_{max} = 2065,0 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

$$s_{max} = 36,06 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 1942,0 \text{ kN}$$



Last-Schlupf-Kurve CoSFB Serie 1a P3

Versuchskörper CoSFB Serie 1b P1

Materialien

Stahlprofil HEM 220

Beton C50/60

$$f_{c,cube} = 68,0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,cyl} = 55,1 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 5,1 \text{ N/mm}^2$$

Verbundmittel 10 x Ø12 Bewehrungsstab in Ø40 Steglochung

$$R_{p0,2} = 530,6 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 582,5 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung Q 257 in oberer Lage

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 1500 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 160 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

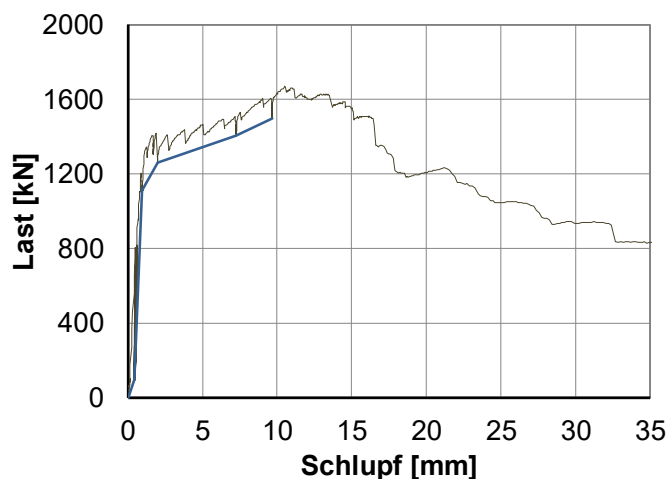
$$P_{max} = 1668,0 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

$$s_{max} = 14,84 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 1495,5 \text{ kN}$$



Last-Schlupf-Kurve CoSFB Serie 1b P1

Versuchskörper CoSFB Serie 1b P2

Materialien

Stahlprofil HEM 220

Beton C50/60

$$f_{c,cube} = 68,0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,cyl} = 55,1 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 5,1 \text{ N/mm}^2$$

Verbundmittel 10 x Ø12 Bewehrungsstab in Ø40 Steglochung

$$R_{p0,2} = 530,6 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 582,5 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung Q 257 in oberer Lage

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 1500 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 160 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

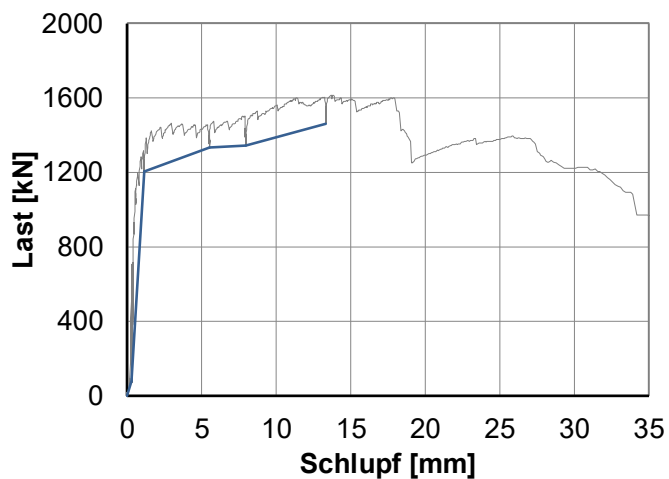
$$P_{max} = 1612,5 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

$$s_{max} = 18,74 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 1461,0 \text{ kN}$$



Last-Schlupf-Kurve CoSFB Serie 1b P2

Versuchskörper CoSFB Serie 1b P3

Materialien

Stahlprofil HEM 220

Beton C50/60

$$f_{c,cube} = 68,0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,cyl} = 55,1 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 5,1 \text{ N/mm}^2$$

Verbundmittel 10 x Ø12 Bewehrungsstab in Ø40 Steglochung

$$R_{p0,2} = 530,6 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 582,5 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung Q 257 in oberer Lage

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 1500 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 160 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

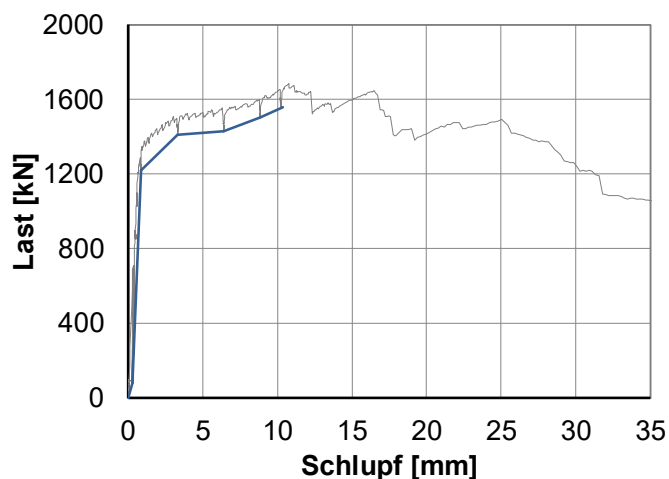
$$P_{max} = 1684,0 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

$$s_{max} = 15,56 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 1558,5 \text{ kN}$$



Last-Schlupf-Kurve CoSFB Serie 1b P3

Versuchskörper CoSFB Serie 2-1a P1

Materialien

Stahlprofil HEA 240

Beton C30/37

$$f_{c,cube} = 36,42 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,cyl} = 29,5 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 4,0 \text{ N/mm}^2$$

Verbundmittel 10 x Ø12 Bewehrungsstab in Ø40 Steglochung

$$R_{p0,2} = 530,6 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 582,5 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung Q 257 in oberer Lage

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 1500 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 150 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

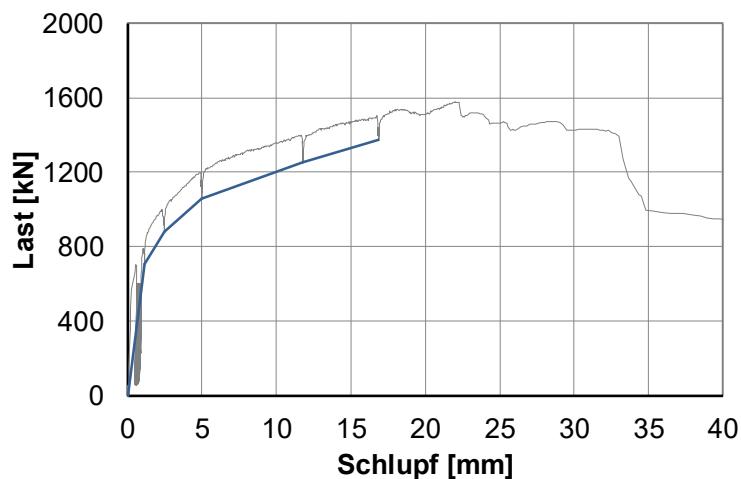
$$P_{max} = 1579,0 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

$$s_{max} = 27,52 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 1372,5 \text{ kN}$$



Last-Schlupf-Kurve CoSFB Serie 2-1a P1

Versuchskörper CoSFB Serie 2-1a P2

Materialien

Stahlprofil HEA 240

Beton C30/37

$$f_{c,cube} = 36,42 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,cyl} = 29,5 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 4,0 \text{ N/mm}^2$$

Verbundmittel 10 x Ø12 Bewehrungsstab in Ø40 Steglochung

$$R_{p0,2} = 530,6 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 582,5 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung Q 257 in oberer Lage

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 1500 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 150 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

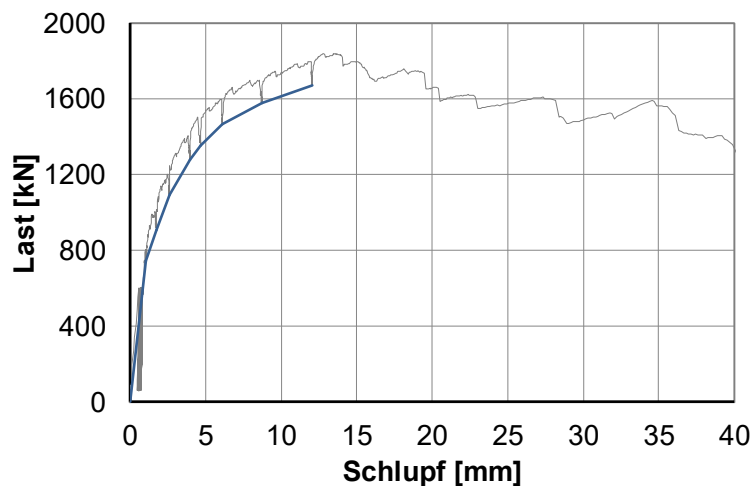
$$P_{max} = 1841,5 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

$$s_{max} = 19,30 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 1683,5 \text{ kN}$$



Last-Schlupf-Kurve CoSFB Serie 2-1a P2

Versuchskörper CoSFB Serie 2-1a P3

Materialien

Stahlprofil HEA 240

Beton C30/37

$$f_{c,cube} = 36,42 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,cyl} = 29,5 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 4,0 \text{ N/mm}^2$$

Verbundmittel 10 x Ø12 Bewehrungsstab in Ø40 Steglochung

$$R_{p0,2} = 530,6 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 582,5 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung Q 257 in oberer Lage

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 1500 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 150 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

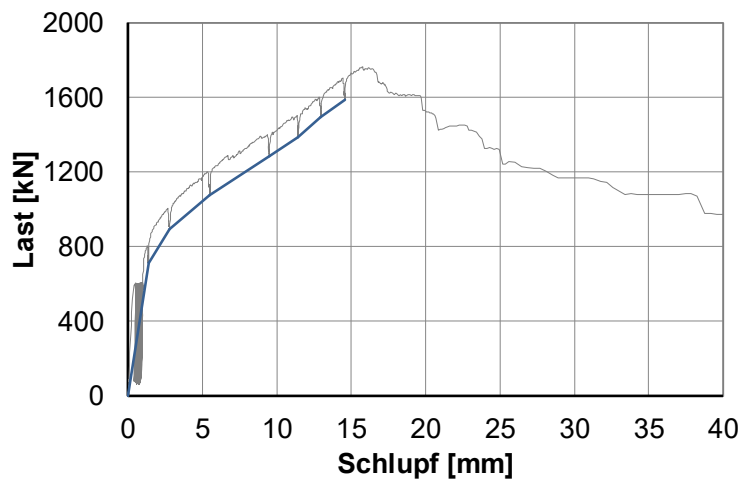
$$P_{max} = 1764,0 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

$$s_{max} = 21,24 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 1586,0 \text{ kN}$$



Last-Schlupf-Kurve CoSFB Serie 2-1a P3

Versuchskörper CoSFB Serie 2-1b P1

Materialien

Stahlprofil HEA 240

Beton C50/60

$$f_{c,cube} = 71,85 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,cyl} = 58,2 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 5,3 \text{ N/mm}^2$$

Verbundmittel 10 x Ø12 Bewehrungsstab in Ø40 Steglochung

$$R_{p0,2} = 530,6 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 582,5 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung Q 257 in oberer Lage

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 1500 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 150 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

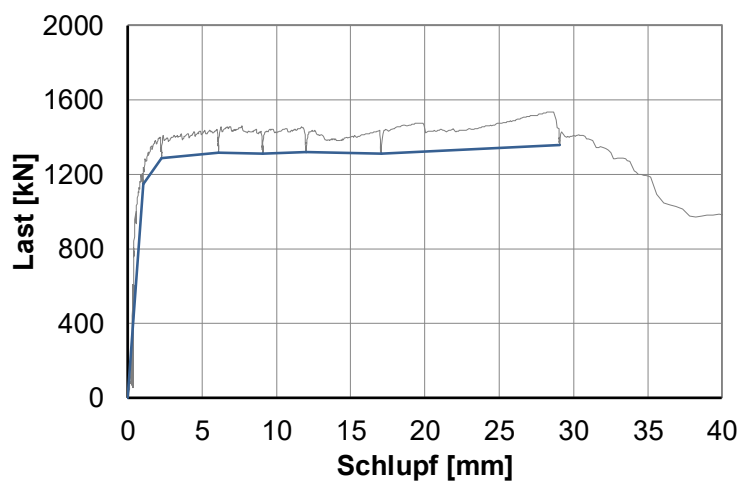
$$P_{max} = 1536,0 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

$$s_{max} = 33,46 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 1358,5 \text{ kN}$$



Last-Schlupf-Kurve CoSFB Serie 2-1b P1

Versuchskörper CoSFB Serie 2-1b P2

Materialien

Stahlprofil HEA 240

Beton C50/60

$$f_{c,cube} = 71,85 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,cyl} = 58,2 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 5,3 \text{ N/mm}^2$$

Verbundmittel 10 x Ø12 Bewehrungsstab in Ø40 Steglochung

$$R_{p0,2} = 530,6 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 582,5 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung Q 257 in oberer Lage

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 1500 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 150 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

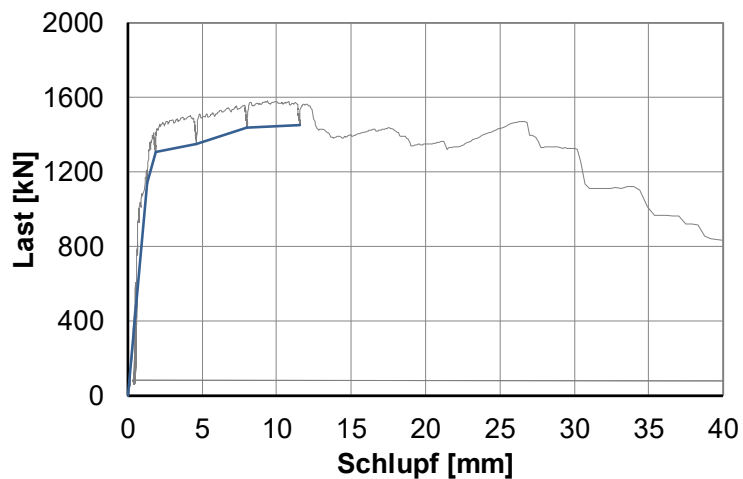
$$P_{max} = 1582,5 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

$$s_{max} = 15,02 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 1460,0 \text{ kN}$$



Last-Schlupf-Kurve CoSFB Serie 2-1b P2

Versuchskörper CoSFB Serie 2-1b P3

Materialien

Stahlprofil HEA 240

Beton C50/60

$$f_{c,cube} = 71,85 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,cyl} = 58,2 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 5,3 \text{ N/mm}^2$$

Verbundmittel 10 x Ø12 Bewehrungsstab in Ø40 Steglochung

$$R_{p0,2} = 530,6 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 582,5 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung Q 257 in oberer Lage

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 1500 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 150 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

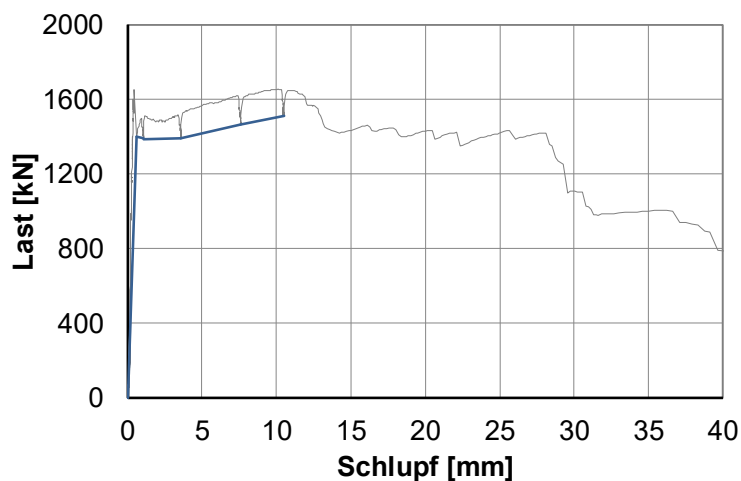
$$P_{max} = 1655,5 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

$$s_{max} = 15,84 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 1544,0 \text{ kN}$$



Last-Schlupf-Kurve CoSFB Serie 2-1b P3

Versuchskörper CoSFB Serie 2-2a P1

Materialien

Stahlprofil HEM 220

Beton C30/37

$$f_{c,cube} = 40,37 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,cyl} = 32,7 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 4,4 \text{ N/mm}^2$$

Verbundmittel 10 x Ø12 Bewehrungsstab in Ø25 Steglochung

$$R_{p0,2} = 530,6 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 582,5 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung Q 257 in oberer Lage

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 1500 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 145 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

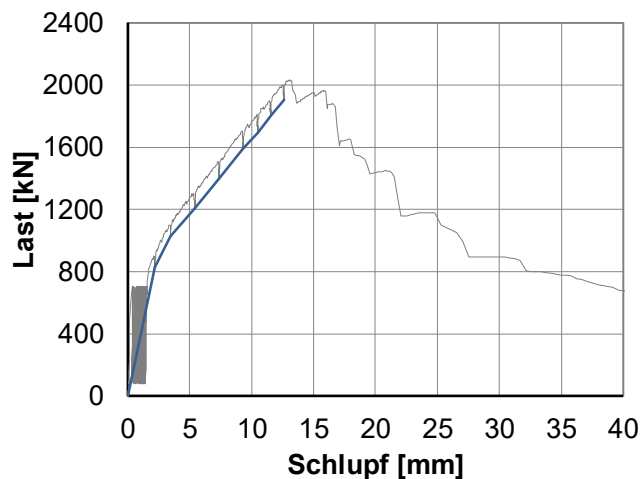
$$P_{max} = 2033,0 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

$$s_{max} = 18,74 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 1905,0 \text{ kN}$$



Last-Schlupf-Kurve CoSFB Serie 2-2a P1

Versuchskörper CoSFB Serie 2-2a P2

Materialien

Stahlprofil HEM 220

Beton C30/37

$$f_{c,cube} = 40,37 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,cyl} = 32,7 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 4,4 \text{ N/mm}^2$$

Verbundmittel 10 x Ø12 Bewehrungsstab in Ø25 Steglochung

$$R_{p0,2} = 530,6 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 582,5 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung Q 257 in oberer Lage

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 1500 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 145 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

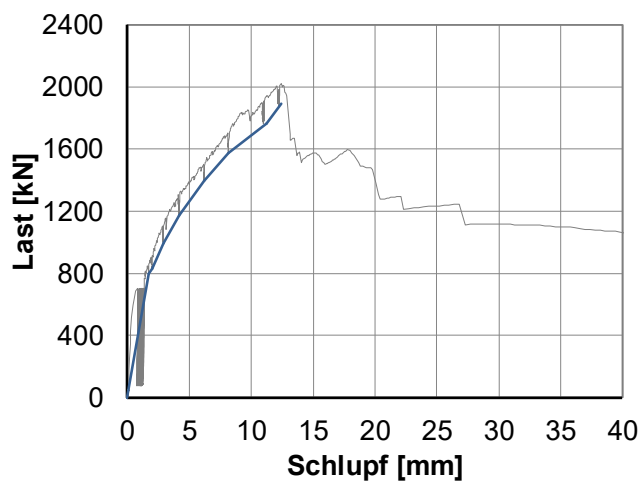
$$P_{max} = 2022,0 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

$$s_{max} = 17,92 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 1881,5 \text{ kN}$$



Last-Schlupf-Kurve CoSFB Serie 2-2a P2

Versuchskörper CoSFB Serie 2-2a P3

Materialien

Stahlprofil HEM 220

Beton C30/37

$$f_{c,cube} = 40,37 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,cyl} = 32,7 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 4,4 \text{ N/mm}^2$$

Verbundmittel 10 x Ø12 Bewehrungsstab in Ø25 Steglochung

$$R_{p0,2} = 530,6 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 582,5 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung Q 257 in oberer Lage

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 1500 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 145 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

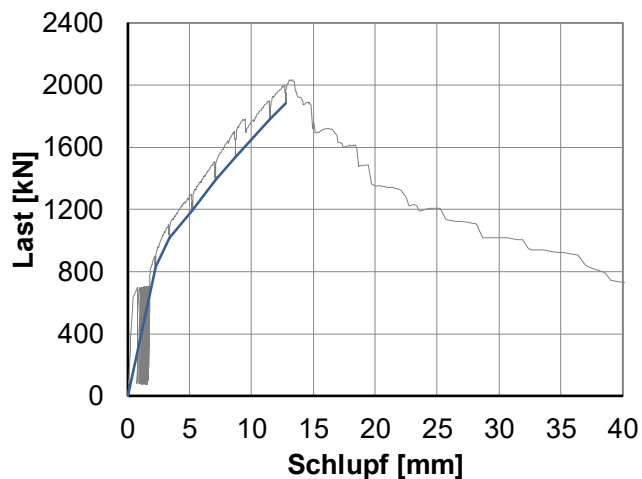
$$P_{max} = 2034,0 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

$$s_{max} = 18,50 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 1883,0 \text{ kN}$$



Last-Schlupf-Kurve CoSFB Serie 2-2a P3

Versuchskörper CoSFB Serie 2-2b P1

Materialien

Stahlprofil HEM 220

Beton C30/37

$$f_{c,cube} = 49,38 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,cyl} = 40,0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 4,7 \text{ N/mm}^2$$

Verbundmittel 10 x Ø25 Bewehrungsstab in Ø40 Steglochung

$$R_{p0,2} = 529,3 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 636,9 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung Q 257 in oberer Lage

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 1500 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 160 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

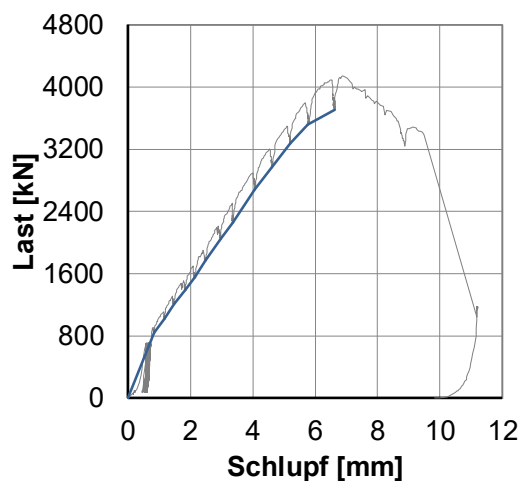
$$P_{max} = 4143,0 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

$$s_{max} = 14,24 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 3709,5 \text{ kN}$$



Last-Schlupf-Kurve CoSFB Serie 2-2b P1

Versuchskörper CoSFB Serie 2-2b P2

Materialien

Stahlprofil HEM 220

Beton C30/37

$$f_{c,cube} = 49,38 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,cyl} = 40,0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 4,7 \text{ N/mm}^2$$

Verbundmittel 10 x Ø25 Bewehrungsstab in Ø40 Steglochung

$$R_{p0,2} = 529,3 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 636,9 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung Q 257 in oberer Lage

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 1500 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 160 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

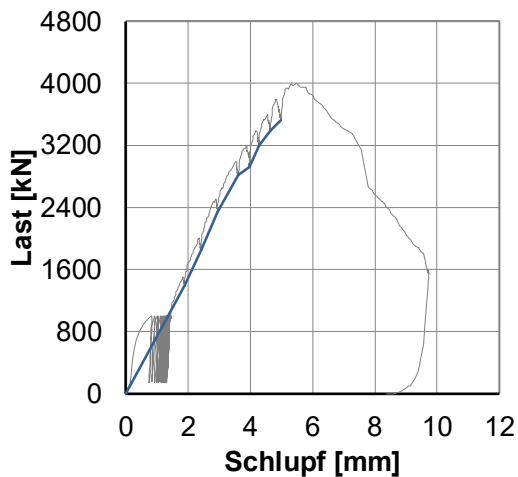
$$P_{max} = 3993,0 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

$$s_{max} = 12,48 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 3527,5 \text{ kN}$$



Last-Schlupf-Kurve CoSFB Serie 2-2b P2

Versuchskörper CoSFB Serie 2-2b P3

Materialien

Stahlprofil HEM 220

Beton C30/37

$$f_{c,cube} = 49,38 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,cyl} = 40,0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 4,7 \text{ N/mm}^2$$

Verbundmittel 10 x Ø25 Bewehrungsstab in Ø40 Steglochung

$$R_{p0,2} = 529,3 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 636,9 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung Q 257 in oberer Lage

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 1500 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 160 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

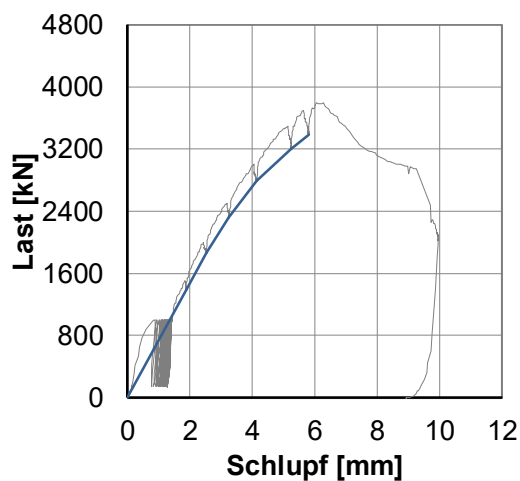
$$P_{max} = 3798,5 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

$$s_{max} = 12,52 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 3383,0 \text{ kN}$$



Last-Schlupf-Kurve CoSFB Serie 2-2b P3

Versuchskörper CoSFB Serie 2-3 P1

Materialien

Stahlprofil HEM 220

Beton C30/37

$$f_{c,cube} = 47,28 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,cyl} = 38,3 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 4,7 \text{ N/mm}^2$$

Verbundmittel 10 x Ø12 Bewehrungsstab in Ø25 Steglochung

$$R_{p0,2} = 530,6 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 582,5 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung Q 257 in oberer Lage

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 1500 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 145 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

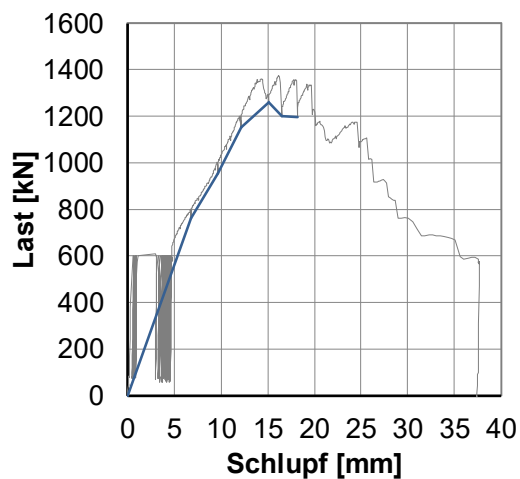
$$P_{max} = 1377,5 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

$$s_{max} = 20,74 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 1152,5 \text{ kN}$$



Last-Schlupf-Kurve CoSFB Serie 2-3 P1

Versuchskörper CoSFB Serie 2-3 P2

Materialien

Stahlprofil HEM 220

Beton C30/37

$$f_{c,cube} = 47,28 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,cyl} = 38,3 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 4,7 \text{ N/mm}^2$$

Verbundmittel 10 x Ø12 Bewehrungsstab in Ø25 Steglochung

$$R_{p0,2} = 530,6 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 582,5 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung Q 257 in oberer Lage

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 1500 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 145 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

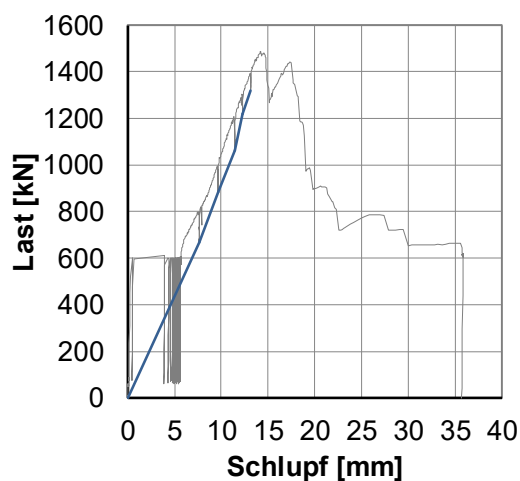
$$P_{max} = 1486,0 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

$$s_{max} = 20,14 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 1318,0 \text{ kN}$$



Last-Schlupf-Kurve CoSFB Serie 2-3 P2

Versuchskörper CoSFB Serie 2-3 P3

Materialien

Stahlprofil HEM 220

Beton C30/37

$$f_{c,cube} = 47,28 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,cyl} = 38,3 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 4,7 \text{ N/mm}^2$$

Verbundmittel 10 x Ø12 Bewehrungsstab in Ø25 Steglochung

$$R_{p0,2} = 530,6 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 582,5 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung Q 257 in oberer Lage

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 1500 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 145 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

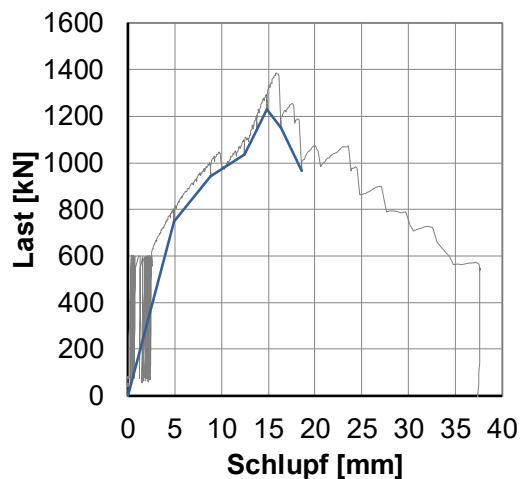
$$P_{max} = 1386,0 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

$$s_{max} = 20,14 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 1227,5 \text{ kN}$$



Last-Schlupf-Kurve CoSFB Serie 2-3 P3

A. 3 Datenblätter Push-out Versuche, Typ X-HVB

Versuchskörper Hilti X-HVB 1-1

Materialien

Trapezprofilblech keines

Beton C20/25

$$f_{c,cube} = 26,4 \text{ N/mm}^2$$

Verbundmittel 8 x Hilti X-HVB 80

$$R_{p0,2} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 270\text{-}350 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung B 500A, untere Lage Ø10, obere Lage Ø10

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 110 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

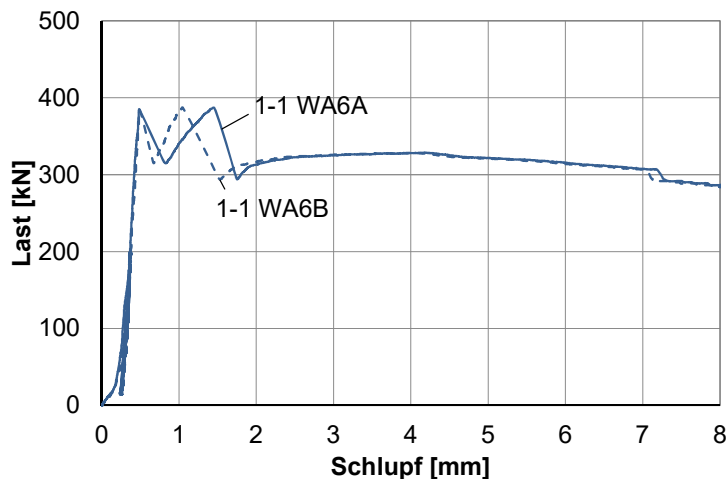
$$P_{max} = 328,8 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

$$s_{max} = 4,10 \text{ mm}$$

Max. Traglast pro X-HVB Schenkeldübel

$$P_{max,X-HVB} = 41,1 \text{ kN}$$



Last-Schlupf-Kurve Hilti Serie 1-2 (gemessen für Seiten A und B des Versuchskörpers)

Versuchskörper Hilti X-HVB 1-2

Materialien

Trapezprofilblech keines

Beton C20/25

$$f_{c,cube} = 28,4 \text{ N/mm}^2$$

Verbundmittel 8 x Hilti X-HVB 80

$$R_{p0,2} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 270\text{-}350 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung B 500A, untere Lage Ø10, obere Lage Ø10

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 110 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

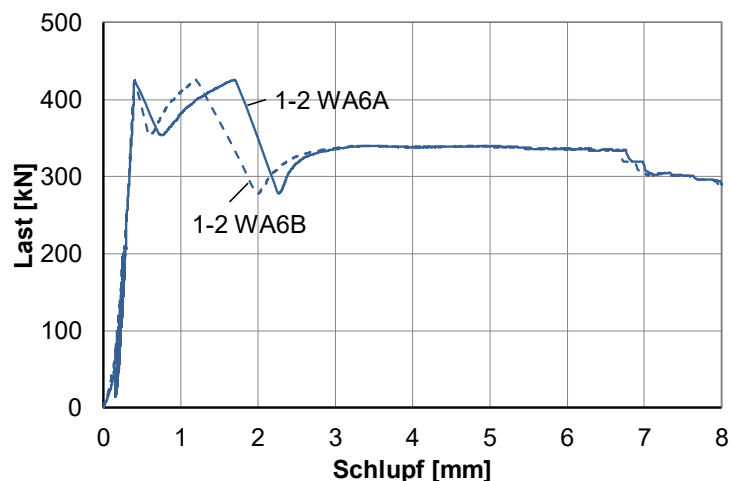
$$P_{max} = 340,0 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

$$s_{max} = 3,4 \text{ mm}$$

Max. Traglast pro X-HVB Schenkeldübel

$$P_{max,X-HVB} = 42,5 \text{ kN}$$



Last-Schlupf-Kurve Hilti Serie 1-2 (gemessen für Seiten A und B des Versuchskörpers)

Versuchskörper Hilti X-HVB 1-3

Materialien

Trapezprofilblech keines

Beton C20/25

$$f_{c,cube} = 28,4 \text{ N/mm}^2$$

Verbundmittel 8 x Hilti X-HVB 80

$$R_{p0,2} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 270\text{-}350 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung B 500A, untere Lage Ø10, obere Lage Ø10

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 110 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

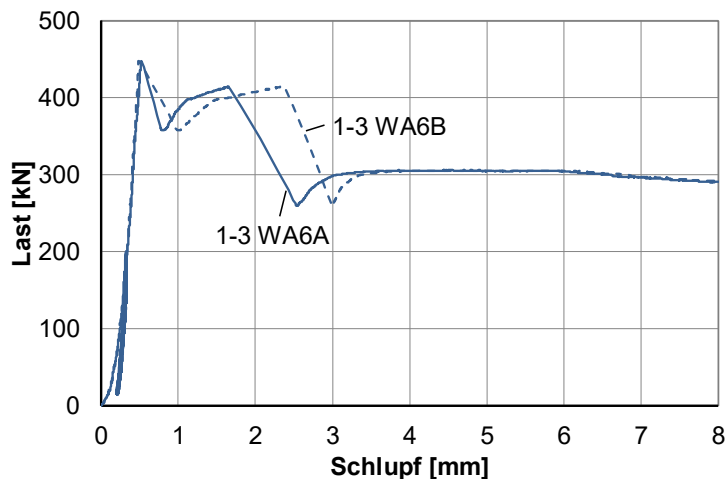
$$P_{max} = 306,0 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

$$s_{max} = 4,66 \text{ mm}$$

Max. Traglast pro X-HVB Schenkeldübel

$$P_{max,X-HVB} = 38,3 \text{ kN}$$



Last-Schlupf-Kurve Hilti Serie 1-3 (gemessen für Seiten A und B des Versuchskörpers)

Versuchskörper Hilti X-HVB 2-1

Materialien

Trapezprofilblech keines

Beton LC20/22

$$f_{c,cube} = 36,0 \text{ N/mm}^2$$

Verbundmittel 8 x Hilti X-HVB 80

$$R_{p0,2} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 270\text{-}350 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung B 500A, untere Lage Ø10, obere Lage Ø10

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 110 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

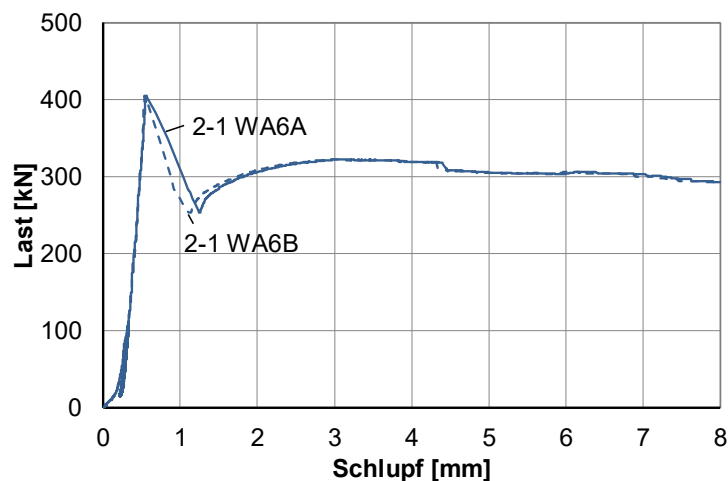
$$P_{max} = 322,5 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

$$s_{max} = 3,02 \text{ mm}$$

Max. Traglast pro X-HVB Schenkeldübel

$$P_{max,X-HVB} = 40,3 \text{ kN}$$



Last-Schlupf-Kurve Hilti Serie 2-1 (gemessen für Seiten A und B des Versuchskörpers)

Versuchskörper Hilti X-HVB 2-2

Materialien

Trapezprofilblech keines

Beton LC20/22

$$f_{c,cube} = 36,6 \text{ N/mm}^2$$

Verbundmittel 8 x Hilti X-HVB 80

$$R_{p0,2} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 270\text{-}350 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung B 500A, untere Lage Ø10, obere Lage Ø10

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 110 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

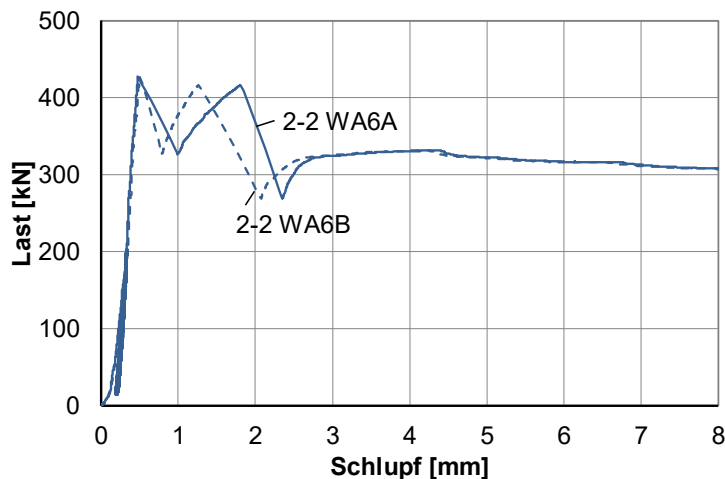
$$P_{max} = 331,2 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

$$s_{max} = 4,16 \text{ mm}$$

Max. Traglast pro X-HVB Schenkeldübel

$$P_{max,X-HVB} = 41,4 \text{ kN}$$



Last-Schlupf-Kurve Hilti Serie 2-2 (gemessen für Seiten A und B des Versuchskörpers)

Versuchskörper Hilti X-HVB 2-3

Materialien

Trapezprofilblech keines

Beton LC20/22

$$f_{c,cube} = 36,7 \text{ N/mm}^2$$

Verbundmittel 8 x Hilti X-HVB 80

$$R_{p0,2} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 270\text{-}350 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung B 500A, untere Lage Ø10, obere Lage Ø10

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 110 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

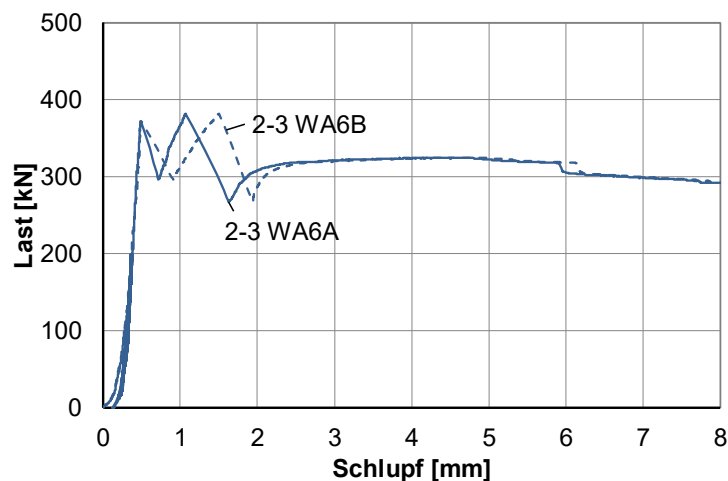
$$P_{max} = 324,2 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

$$s_{max} = 4,71 \text{ mm}$$

Max. Traglast pro X-HVB Schenkeldübel

$$P_{max,X-HVB} = 40,5 \text{ kN}$$



Last-Schlupf-Kurve Hilti Serie 2-3 (gemessen für Seiten A und B des Versuchskörpers)

Versuchskörper Hilti X-HVB 3-1

Materialien

Trapezprofilblech keines

Beton LC20/22

$$f_{c,cube} = 36,2 \text{ N/mm}^2$$

Verbundmittel 8 x Hilti X-HVB 95

$$R_{p0,2} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 270\text{-}350 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung B 500A, untere Lage Ø10, obere Lage Ø10

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 120 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

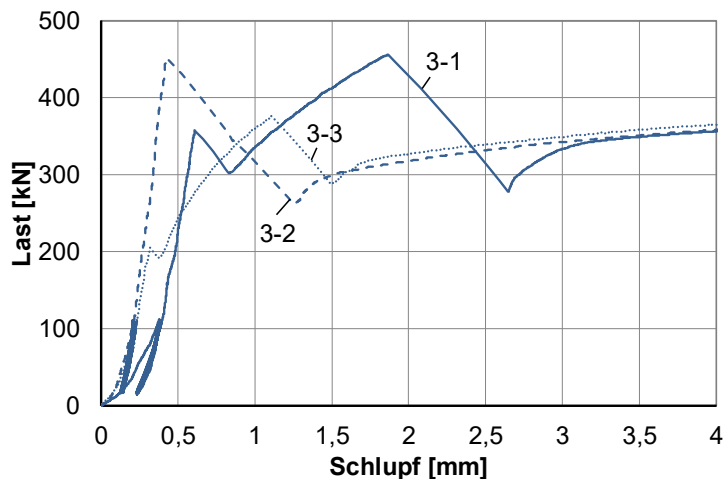
$$P_{max} = 362,3 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

$$s_{max} = 4,53 \text{ mm}$$

Max. Traglast pro X-HVB Schenkeldübel

$$P_{max,X-HVB} = 45,3 \text{ kN}$$



Last-Schlupf-Kurve Hilti Serie 3-1 (gemessen für Seiten A und B des Versuchskörpers)

Versuchskörper Hilti X-HVB 3-2

Materialien

Trapezprofilblech keines

Beton LC20/22

$$f_{c,cube} = 35,1 \text{ N/mm}^2$$

Verbundmittel 8 x Hilti X-HVB 95

$$R_{p0,2} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 270\text{-}350 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung B 500A, untere Lage Ø10, obere Lage Ø10

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 120 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

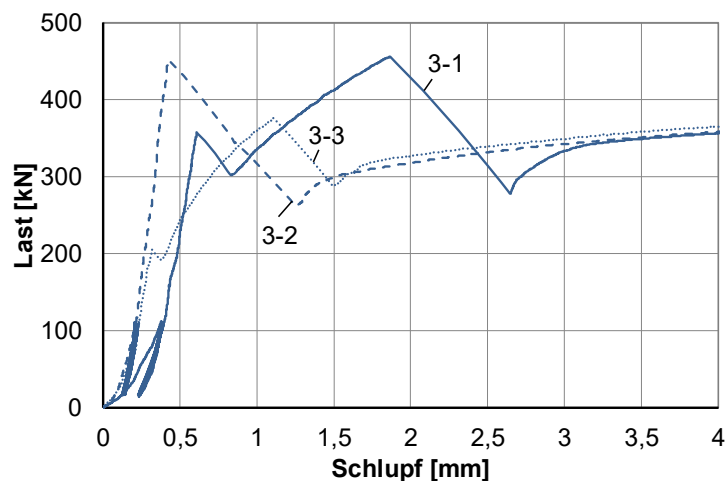
$$P_{max} = 368,7 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

$$s_{max} = 6,22 \text{ mm}$$

Max. Traglast pro X-HVB Schenkeldübel

$$P_{max,X-HVB} = 46,1 \text{ kN}$$



Last-Schlupf-Kurve Hilti Serie 3-2 (gemessen für Seiten A und B des Versuchskörpers)

Versuchskörper Hilti X-HVB 3-3

Materialien

Trapezprofilblech keines

Beton LC20/22

$$f_{c,cube} = 35,3 \text{ N/mm}^2$$

Verbundmittel 8 x Hilti X-HVB 95

$$R_{p0,2} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 270\text{-}350 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung B 500A, untere Lage Ø10, obere Lage Ø10

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 120 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

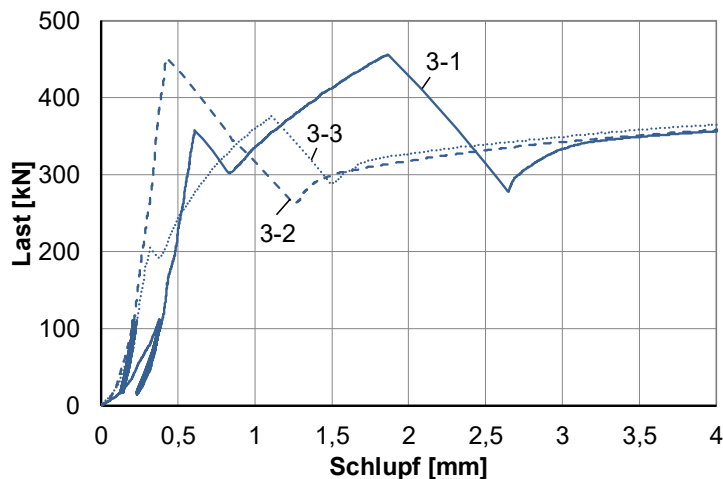
$$P_{max} = 373,1 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

$$s_{max} = 6,14 \text{ mm}$$

Max. Traglast pro X-HVB Schenkeldübel

$$P_{max,X-HVB} = 46,6 \text{ kN}$$



Last-Schlupf-Kurve Hilti Serie 3-3 (gemessen für Seiten A und B des Versuchskörpers)

Versuchskörper Hilti X-HVB 4-1

Materialien

Trapezprofilblech keines

Beton LC45/55

$$f_{c,cube} = 58,3 \text{ N/mm}^2$$

Verbundmittel 8 x Hilti X-HVB 125

$$R_{p0,2} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 270\text{-}350 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung B 500A, untere Lage Ø10, obere Lage Ø10

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 150 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

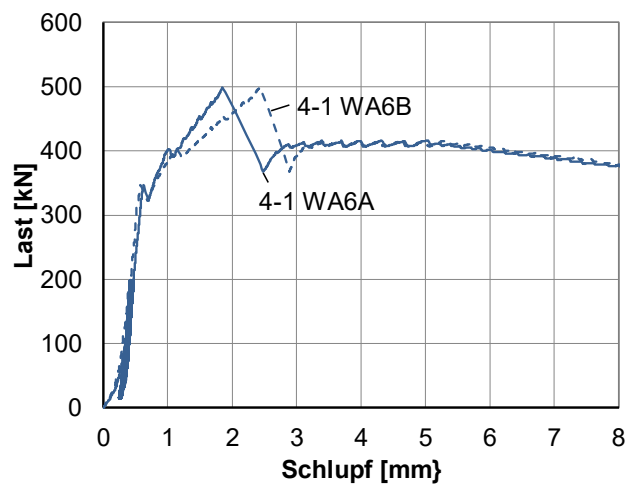
$$P_{max} = 416,4 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

$$s_{max} = 5,2 \text{ mm}$$

Max. Traglast pro X-HVB Schenkeldübel

$$P_{max,X-HVB} = 52,1 \text{ kN}$$



Last-Schlupf-Kurve Hilti Serie 4-1 (gemessen für Seiten A und B des Versuchskörpers)

Versuchskörper Hilti X-HVB 4-2

Materialien

Trapezprofilblech keines

Beton LC45/55

$$f_{c,cube} = 55,3 \text{ N/mm}^2$$

Verbundmittel 8 x Hilti X-HVB 125

$$R_{p0,2} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 270\text{-}350 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung B 500A, untere Lage Ø10, obere Lage Ø10

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 150 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

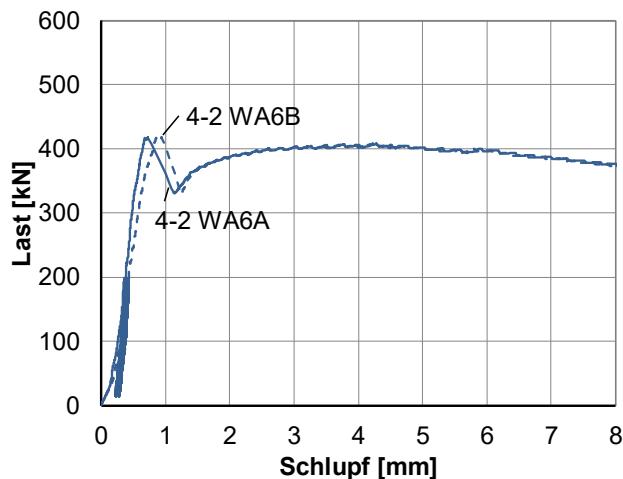
$$P_{max} = 407,8 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

$$s_{max} = 4,26 \text{ mm}$$

Max. Traglast pro X-HVB Schenkeldübel

$$P_{max,X-HVB} = 51,0 \text{ kN}$$



Last-Schlupf-Kurve Hilti Serie 4-2 (gemessen für Seiten A und B des Versuchskörpers)

Versuchskörper Hilti X-HVB 4-3

Materialien

Trapezprofilblech keines

Beton LC45/55

$$f_{c,cube} = 55,0 \text{ N/mm}^2$$

Verbundmittel 8 x Hilti X-HVB 125

$$R_{p0,2} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 270\text{-}350 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung B 500A, untere Lage Ø10, obere Lage Ø10

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 150 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

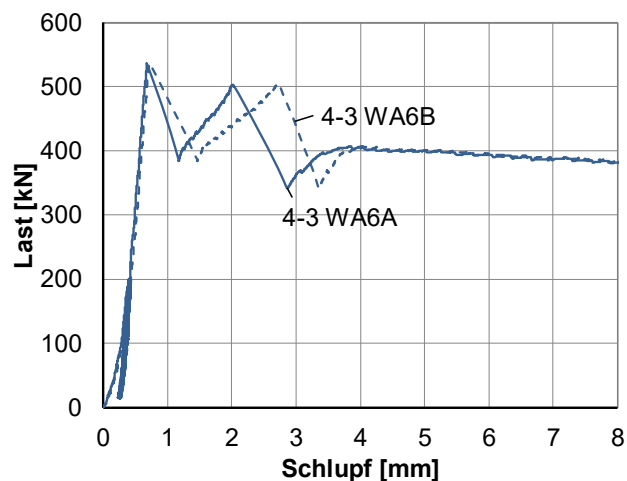
$$P_{max} = 407,1 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

$$s_{max} = 4,16 \text{ mm}$$

Max. Traglast pro X-HVB Schenkeldübel

$$P_{max,X-HVB} = 50,9 \text{ kN}$$



Last-Schlupf-Kurve Hilti Serie 4-3 (gemessen für Seiten A und B des Versuchskörpers)

Versuchskörper Hilti X-HVB 10-1

Materialien

Trapezprofilblech keines

Beton LC20/25

$$f_{c,cube} = 25,2 \text{ N/mm}^2$$

Verbundmittel 8 x Hilti X-HVB 40

$$R_{p0,2} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 270\text{-}350 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung B 500A, Q 335 A mittig

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 50 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

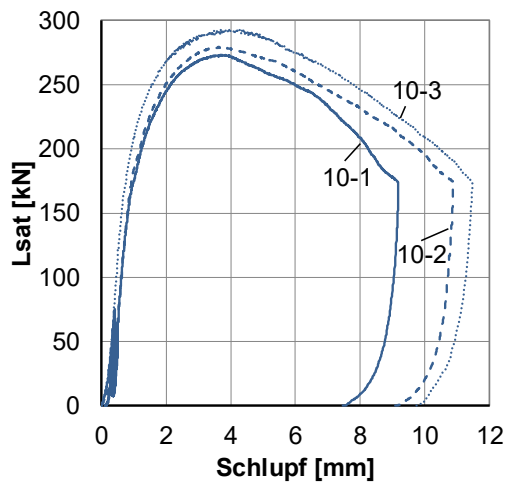
$$P_{max} = 273,3 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

$$s_{max} = 3,70 \text{ mm}$$

Max. Traglast pro X-HVB Schenkeldübel

$$P_{max,X-HVB} = 34,2 \text{ kN}$$



Last-Schlupf-Kurve Hilti Serie 10-1 (gemessen für Seiten A und B des Versuchskörpers)

Versuchskörper Hilti X-HVB 10-2

Materialien

Trapezprofilblech keines

Beton LC20/25

$$f_{c,cube} = 24,9 \text{ N/mm}^2$$

Verbundmittel 8 x Hilti X-HVB 40

$$R_{p0,2} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 270\text{-}350 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung B 500A, Q 335 A mittig

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 50 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

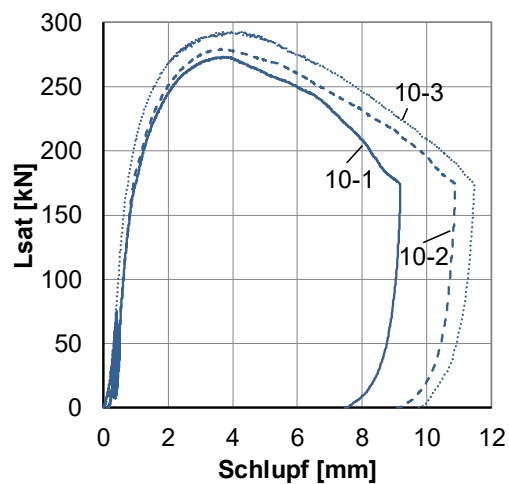
$$P_{max} = 279,2 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

$$s_{max} = 3,79 \text{ mm}$$

Max. Traglast pro X-HVB Schenkeldübel

$$P_{max,X-HVB} = 34,9 \text{ kN}$$



Last-Schlupf-Kurve Hilti Serie 10-2 (gemessen für Seiten A und B des Versuchskörpers)

Versuchskörper Hilti X-HVB 10-3

Materialien

Trapezprofilblech keines

Beton LC20/25

$$f_{c,cube} = 25,5 \text{ N/mm}^2$$

Verbundmittel 8 x Hilti X-HVB 40

$$R_{p0,2} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 270\text{-}350 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung B 500A, Q 335 A mittig

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 50 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

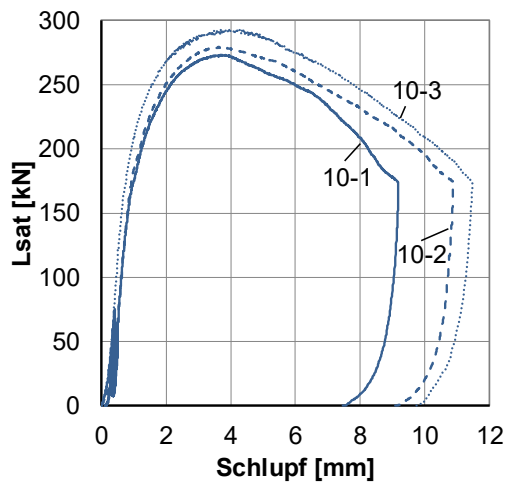
$$P_{max} = 293,0 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

$$s_{max} = 3,94 \text{ mm}$$

Max. Traglast pro X-HVB Schenkeldübel

$$P_{max,X-HVB} = 36,6 \text{ kN}$$



Last-Schlupf-Kurve Hilti Serie 10-3 (gemessen für Seiten A und B des Versuchskörpers)

Versuchskörper Hilti X-HVB 11-1

Materialien

Trapezprofilblech keines

Beton LC20/22

$$f_{c,cube} = 34,3 \text{ N/mm}^2$$

Verbundmittel 8 x Hilti X-HVB 40

$$R_{p0,2} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 270\text{-}350 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung B 500A, Q 335 A mittig

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 50 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

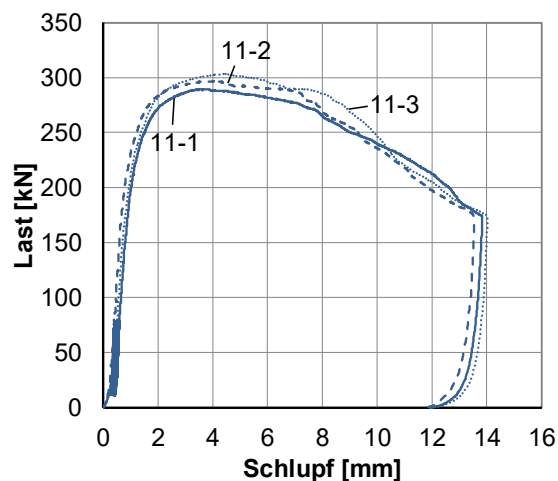
$$P_{max} = 289,4 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

$$s_{max} = 3,75 \text{ mm}$$

Max. Traglast pro X-HVB Schenkeldübel

$$P_{max,X-HVB} = 36,2 \text{ kN}$$



Last-Schlupf-Kurve Hilti Serie 11-1 (gemessen für Seiten A und B des Versuchskörpers)

Versuchskörper Hilti X-HVB 11-2

Materialien

Trapezprofilblech keines

Beton LC20/22

$$f_{c,cube} = 34,5 \text{ N/mm}^2$$

Verbundmittel 8 x Hilti X-HVB 40

$$R_{p0,2} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 270\text{-}350 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung B 500A, Q 335 A mittig

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 50 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

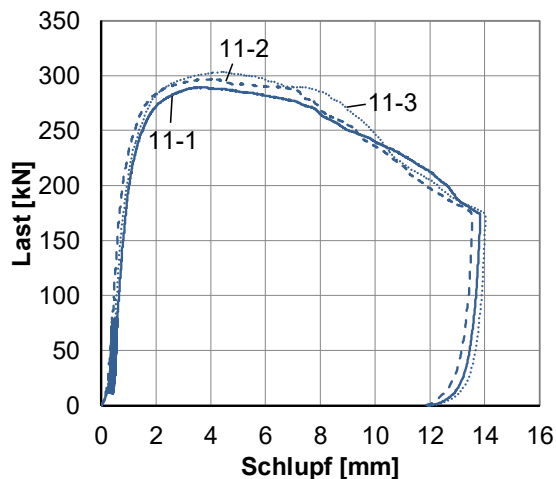
$$P_{max} = 296,9 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

$$s_{max} = 4,11 \text{ mm}$$

Max. Traglast pro X-HVB Schenkeldübel

$$P_{max,X-HVB} = 37,1 \text{ kN}$$



Last-Schlupf-Kurve Hilti Serie 11-2 (gemessen für Seiten A und B des Versuchskörpers)

Versuchskörper Hilti X-HVB 11-3

Materialien

Trapezprofilblech keines

Beton LC20/22

$$f_{c,cube} = 35,1 \text{ N/mm}^2$$

Verbundmittel 8 x Hilti X-HVB 40

$$R_{p0,2} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 270\text{-}350 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung B 500A, Q 335 A mittig

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 50 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

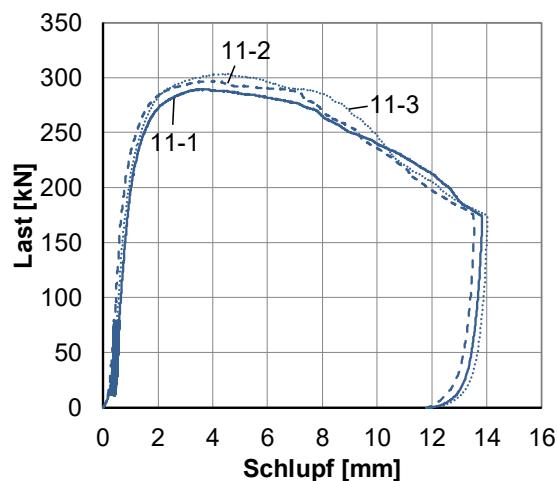
$$P_{max} = 303,3 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

$$s_{max} = 4,41 \text{ mm}$$

Max. Traglast pro X-HVB Schenkeldübel

$$P_{max,X-HVB} = 37,9 \text{ kN}$$



Last-Schlupf-Kurve Hilti Serie 11-3 (gemessen für Seiten A und B des Versuchskörpers)

Versuchskörper Hilti X-HVB 12-1

Materialien

Trapezprofilblech keines

Beton LC45/55

$$f_{c,cube} = 51,8 \text{ N/mm}^2$$

Verbundmittel 8 x Hilti X-HVB 40

$$R_{p0,2} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 270\text{-}350 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung B 500A, Q 335 A mittig

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 50 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

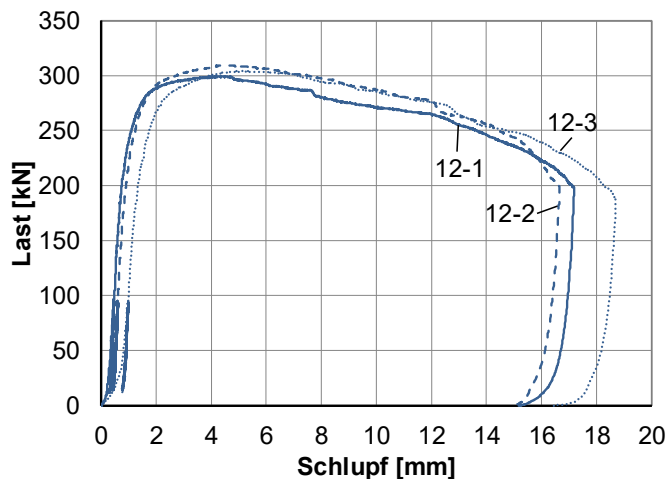
$$P_{max} = 299,4 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

$$s_{max} = 4,34 \text{ mm}$$

Max. Traglast pro X-HVB Schenkeldübel

$$P_{max,X-HVB} = 37,4 \text{ kN}$$



Last-Schlupf-Kurve Hilti Serie 12-1 (gemessen für Seiten A und B des Versuchskörpers)

Versuchskörper Hilti X-HVB 12-2

Materialien

Trapezprofilblech keines

Beton LC45/55

$$f_{c,cube} = 52,6 \text{ N/mm}^2$$

Verbundmittel 8 x Hilti X-HVB 40

$$R_{p0,2} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 270\text{-}350 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung B 500A, Q 335 A mittig

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 50 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

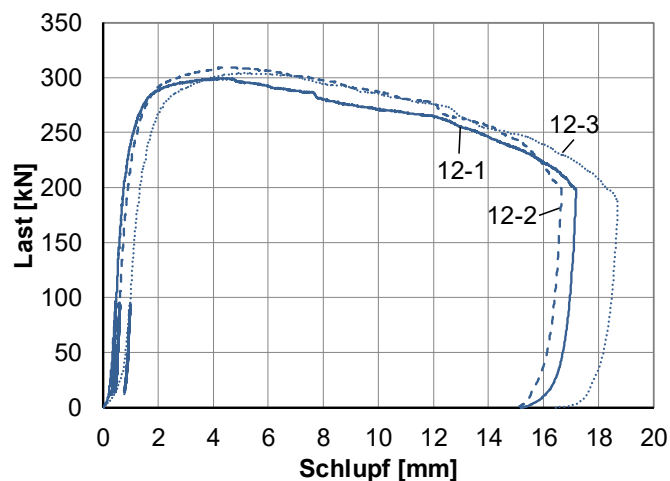
$$P_{max} = 309,1 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

$$s_{max} = 4,80 \text{ mm}$$

Max. Traglast pro X-HVB Schenkeldübel

$$P_{max,X-HVB} = 38,6 \text{ kN}$$



Last-Schlupf-Kurve Hilti Serie 12-2 (gemessen für Seiten A und B des Versuchskörpers)

Versuchskörper Hilti X-HVB 12-3

Materialien

Trapezprofilblech keines

Beton LC45/55

$$f_{c,cube} = 54,2 \text{ N/mm}^2$$

Verbundmittel 8 x Hilti X-HVB 40

$$R_{p0,2} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 270\text{-}350 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung B 500A, Q 335 A mittig

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 50 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

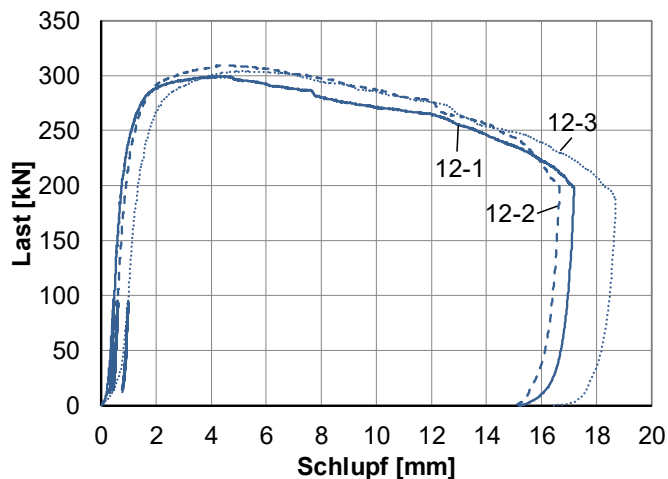
$$P_{max} = 304,1 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

$$s_{max} = 5,15 \text{ mm}$$

Max. Traglast pro X-HVB Schenkeldübel

$$P_{max,X-HVB} = 38,0 \text{ kN}$$



Last-Schlupf-Kurve Hilti Serie 12-3 (gemessen für Seiten A und B des Versuchskörpers)

Versuchskörper Hilti X-HVB 13-1

Materialien

Trapezprofilblech keines

Beton LC20/25

$$f_{c,cube} = 28,9 \text{ N/mm}^2$$

Verbundmittel 8 x Hilti X-HVB 40

$$R_{p0,2} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 270\text{-}350 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung B 500A, Q 335 A mittig

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 50 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

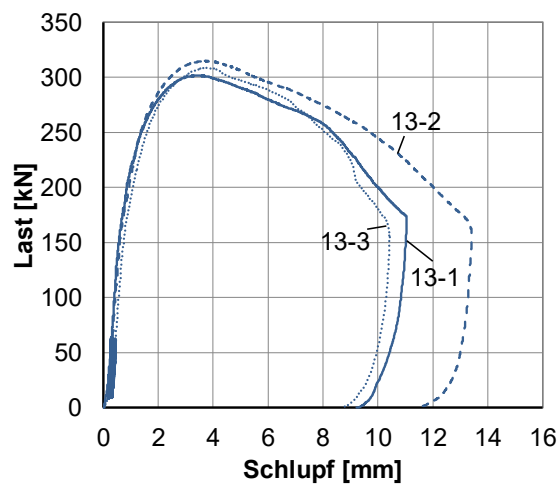
$$P_{max} = 301,8 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

$$s_{max} = 3,43 \text{ mm}$$

Max. Traglast pro X-HVB Schenkeldübel

$$P_{max,X-HVB} = 39,4 \text{ kN}$$



Last-Schlupf-Kurve Hilti Serie 13-1 (gemessen für Seiten A und B des Versuchskörpers)

Versuchskörper Hilti X-HVB 13-2

Materialien

Trapezprofilblech keines

Beton LC20/25

$$f_{c,cube} = 27,1 \text{ N/mm}^2$$

Verbundmittel 8 x Hilti X-HVB 40

$$R_{p0,2} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 270\text{-}350 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung B 500A, Q 335 A mittig

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 50 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

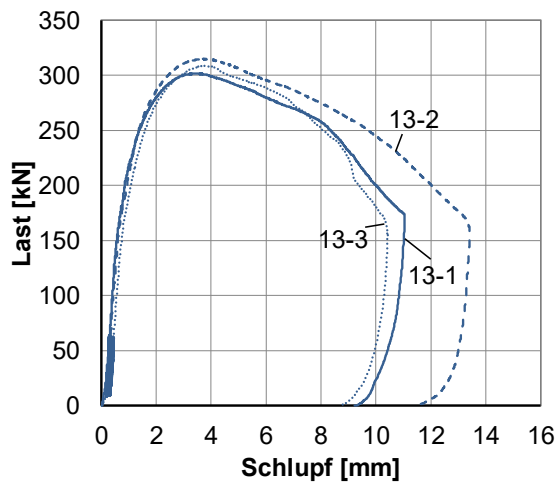
$$P_{max} = 315,2 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

$$s_{max} = 3,67 \text{ mm}$$

Max. Traglast pro X-HVB Schenkeldübel

$$P_{max,X-HVB} = 39,4 \text{ kN}$$



Last-Schlupf-Kurve Hilti Serie 13-2 (gemessen für Seiten A und B des Versuchskörpers)

Versuchskörper Hilti X-HVB 13-3

Materialien

Trapezprofilblech keines

Beton LC20/25

$$f_{c,cube} = 27,3 \text{ N/mm}^2$$

Verbundmittel 8 x Hilti X-HVB 40

$$R_{p0,2} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 270\text{-}350 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung B 500A, Q 335 A mittig

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 50 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

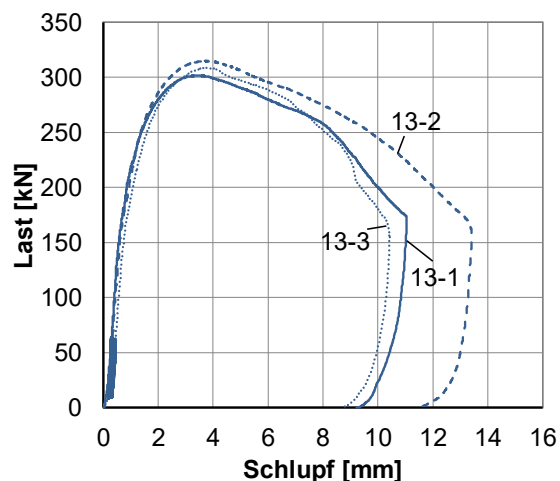
$$P_{max} = 309,2 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast

$$s_{max} = 3,77 \text{ mm}$$

Max. Traglast pro X-HVB Schenkeldübel

$$P_{max,X-HVB} = 38,7 \text{ kN}$$



Last-Schlupf-Kurve Hilti Serie 13-3 (gemessen für Seiten A und B des Versuchskörpers)

A. 4 Datenblätter Trägerversuche, Typ DISCCO

Versuchskörper DISCCO Träger 2-01

Materialien

Trapezprofilblech Cofraplus 60, t=0,88 mm

Stahlträger IPE 300

$$f_y = 418 \text{ N/mm}^2$$

$$f_u = 496 \text{ N/mm}^2$$

Beton C30/37

$$f_{c,cube} = 56,60 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,cyl} = 45,28 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 34591 \text{ N/mm}^2$$

Kopfbolzen Köco SD 19x100 einfach, durchgeschweißt

$$R_{p0,2} = 534 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 549 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung B 500A, obere Lage Q 335 A

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 5000 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 1250 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 130 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

$$P_{max} = 388,0 \text{ kN}$$

Vertikale Verformung bei max. Traglast

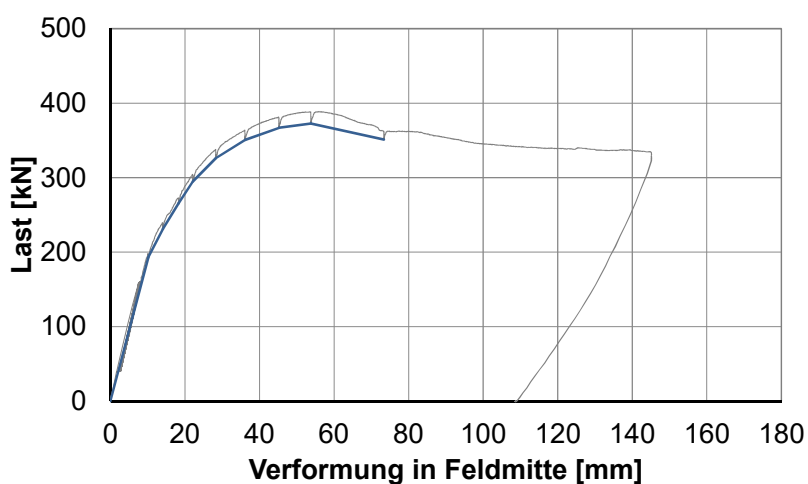
$$w_{max} = 53,50 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 371,0 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast statisch

$$w_{max,stat} = 53,78 \text{ mm}$$



Last-Verformungskurve DISCCO Träger 2-01

Versuchskörper DISCCO Träger 2-02

Materialien

Trapezprofilblech Cofraplus 60, $t=0,88$ mm

Stahlträger IPE 300

$$f_y = 418 \text{ N/mm}^2$$

$$f_u = 496 \text{ N/mm}^2$$

Beton C30/37

$$f_{c,cube} = 55,40 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,cyl} = 44,32 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 34383 \text{ N/mm}^2$$

Kopfbolzen Köco SD 19x100 einfach, vorgelocht

$$R_{p0,2} = 534 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 549 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung B 500A, obere Lage Q 335 A, untere Lage Q 335 A

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 5000 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 1250 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 130 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

$$P_{max} = 391,0 \text{ kN}$$

Vertikale Verformung bei max. Traglast

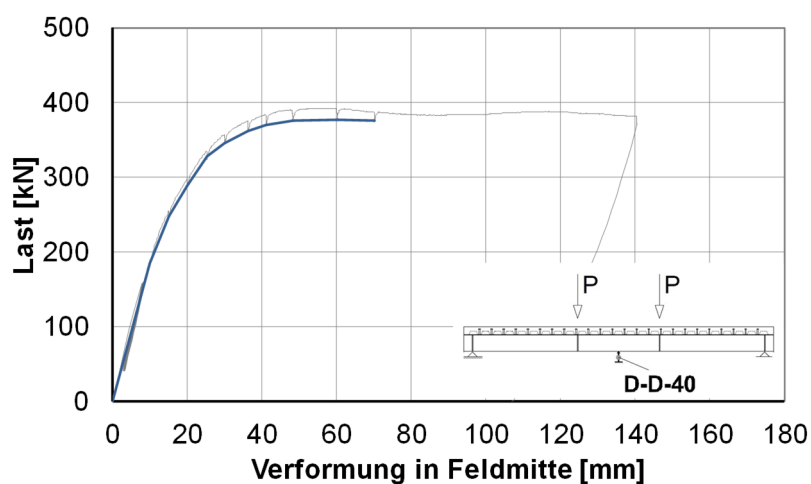
$$W_{max} = 58,50 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 377,0 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast statisch

$$W_{max,stat} = 60,12 \text{ mm}$$



Last-Verformungskurve DISCCO Träger 2-02

Versuchskörper DISCCO Träger 2-03

Materialien

Trapezprofilblech Cofraplus 60, $t=0,88$ mm

Stahlträger IPE 300

$$f_y = 418 \text{ N/mm}^2$$

$$f_u = 496 \text{ N/mm}^2$$

Beton C30/37

$$f_{c,cube} = 56,80 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,cyl} = 45,44 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 34637 \text{ N/mm}^2$$

Kopfbolzen Köco SD 19x100 paarweise, durchgeschweißt

$$R_{p0,2} = 534 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 549 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung B 500A, obere Lage Q 335 A

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 5000 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 1250 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 130 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

$$P_{max} = 393,0 \text{ kN}$$

Vertikale Verformung bei max. Traglast

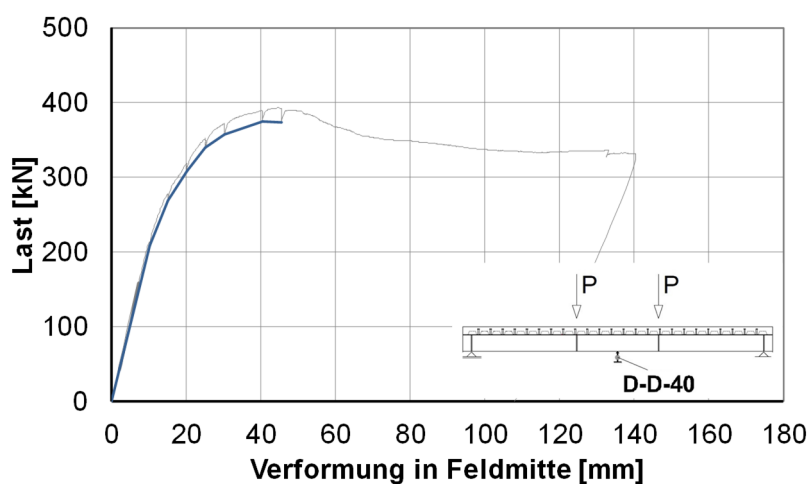
$$w_{max} = 44,50 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 375,0 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast statisch

$$w_{max,stat} = 40,43 \text{ mm}$$



Last-Verformungskurve DISCCO Träger 2-03

Versuchskörper DISCCO Träger 2-04

Materialien

Trapezprofilblech Cofraplus 60, $t=0,88$ mm

Stahlträger IPE 300

$$f_y = 418 \text{ N/mm}^2$$

$$f_u = 496 \text{ N/mm}^2$$

Beton C30/37

$$f_{c,cube} = 55,40 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,cyl} = 44,32 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 34383 \text{ N/mm}^2$$

Kopfbolzen Köco SD 19x100 paarweise, vorgelocht

$$R_{p0,2} = 534 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 549 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung B 500A, obere Lage Q 335 A

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 5000 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 1250 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 130 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

$$P_{max} = 454,0 \text{ kN}$$

Vertikale Verformung bei max. Traglast

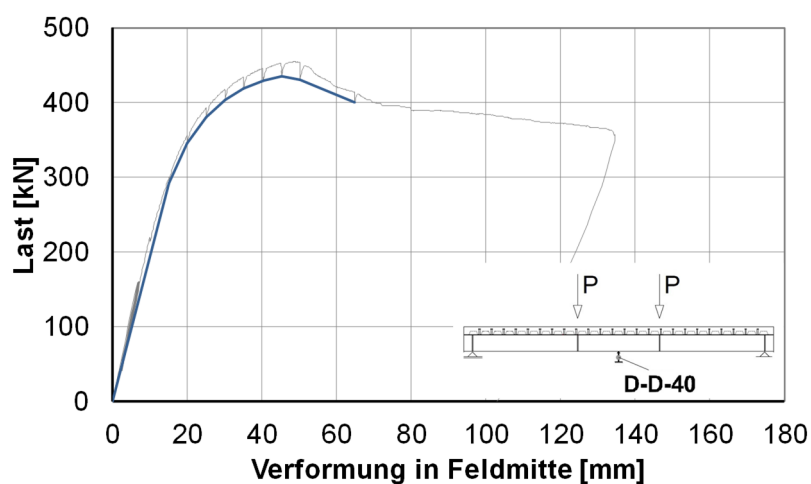
$$w_{max} = 49,50 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 435,0 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast statisch

$$w_{max,stat} = 45,30 \text{ mm}$$



Last-Verformungskurve DISCCO Träger 2-04

Versuchskörper DISCCO Träger 2-05

Materialien

Trapezprofilblech Cofraplus 60, $t=0,88$ mm

Stahlträger IPE 300

$$f_y = 418 \text{ N/mm}^2$$

$$f_u = 496 \text{ N/mm}^2$$

Beton C30/37

$$f_{c,cube} = 51,80 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,cyl} = 41,44 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 33692 \text{ N/mm}^2$$

Kopfbolzen Köco SD 22x100 einfach, vorgelocht

$$R_{p0,2} = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 543 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung B 500A, obere Lage Q 335 A

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 5000 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 1250 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 130 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

$$P_{max} = 406,0 \text{ kN}$$

Vertikale Verformung bei max. Traglast

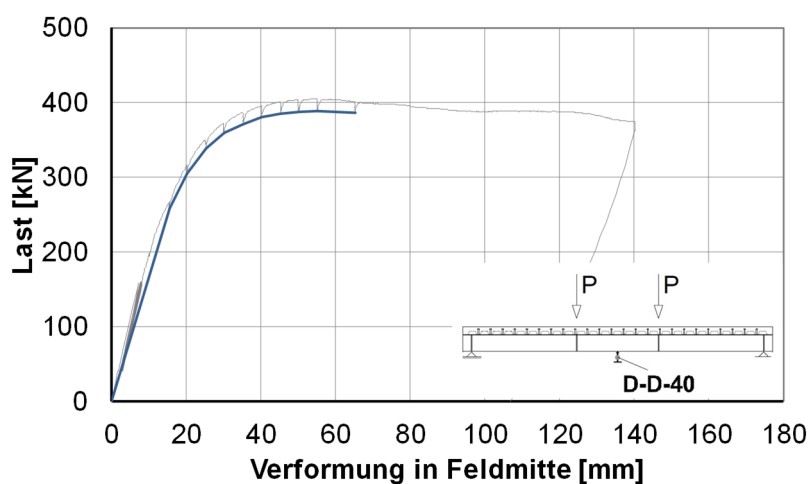
$$W_{max} = 49,50 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 387,0 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast statisch

$$W_{max,stat} = 55,14 \text{ mm}$$



Last-Verformungskurve DISCCO Träger 2-05

Versuchskörper DISCCO Träger 2-06

Materialien

Trapezprofilblech Cofraplus 60, $t=0,88$ mm

Stahlträger IPE 300

$$f_y = 418 \text{ N/mm}^2$$

$$f_u = 496 \text{ N/mm}^2$$

Beton C30/37

$$f_{c,cube} = 52,00 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,cyl} = 41,60 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 33740 \text{ N/mm}^2$$

Kopfbolzen Köco SD 22x100 einfach, vorgelocht

$$R_{p0,2} = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 543 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung B 500A, obere Lage Q 335 A, untere Lage Q 335 A

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 5000 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 1250 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 130 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

$$P_{max} = 418,0 \text{ kN}$$

Vertikale Verformung bei max. Traglast

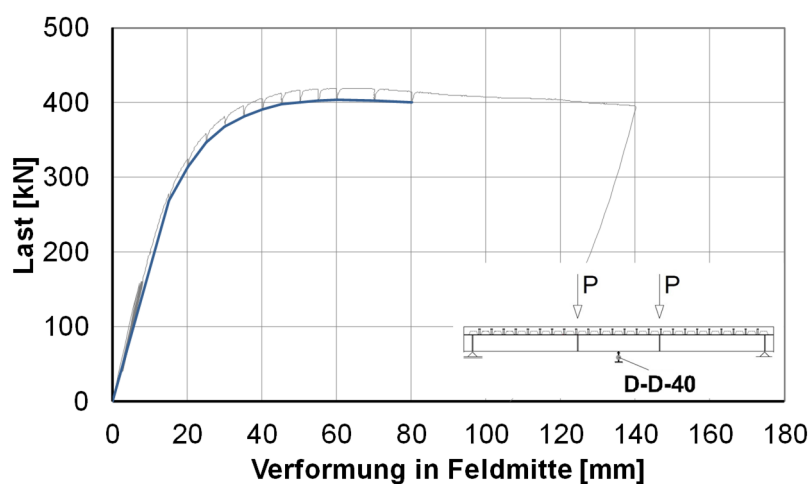
$$W_{max} = 60,00 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 402,0 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast statisch

$$W_{max,stat} = 60,19 \text{ mm}$$



Last-Verformungskurve DISCCO Träger 2-06

Versuchskörper DISCCO Träger 2-07

Materialien

Trapezprofilblech Cofraplus 60, $t=0,88$ mm

Stahlträger IPE 300

$$f_y = 418 \text{ N/mm}^2$$

$$f_u = 496 \text{ N/mm}^2$$

Beton C40/50

$$f_{c,cube} = 80,10 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,cyl} = 64,08 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 38431 \text{ N/mm}^2$$

Kopfbolzen Köco SD 22x100 einfach, vorgelocht

$$R_{p0,2} = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 543 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung B 500A, obere Lage Q 335 A, untere Lage Q 335 A

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 5000 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 1250 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 130 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

$$P_{max} = 430,0 \text{ kN}$$

Vertikale Verformung bei max. Traglast

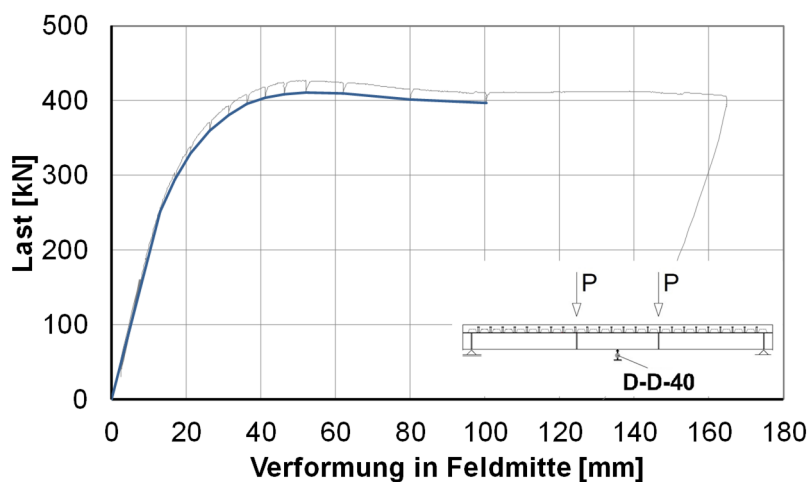
$$W_{max} = 60,00 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 402,0 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast statisch

$$W_{max,stat} = 52,16 \text{ mm}$$



Last-Verformungskurve DISCCO Träger 2-07

Versuchskörper DISCCO Träger 2-08

Materialien

Trapezprofilblech Cofraplus 60, $t=0,88$ mm

Stahlträger IPE 300

$$f_y = 418 \text{ N/mm}^2$$

$$f_u = 496 \text{ N/mm}^2$$

Beton C40/50

$$f_{c,cube} = 79,20 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,cyl} = 63,36 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 38287 \text{ N/mm}^2$$

Kopfbolzen Köco SD 19x100 einfach, vorgelocht

$$R_{p0,2} = 534 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 549 \text{ N/mm}^2$$

Bewehrung B 500A, obere Lage Q 335 A, untere Lage Q 335 A

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Abmessung Betonplatte

$$\text{Länge } l = 5000 \text{ mm}$$

$$\text{Breite } b = 1250 \text{ mm}$$

$$\text{Höhe } h = 130 \text{ mm}$$

Versuch

Max. Traglast

$$P_{max} = 408,0 \text{ kN}$$

Vertikale Verformung bei max. Traglast

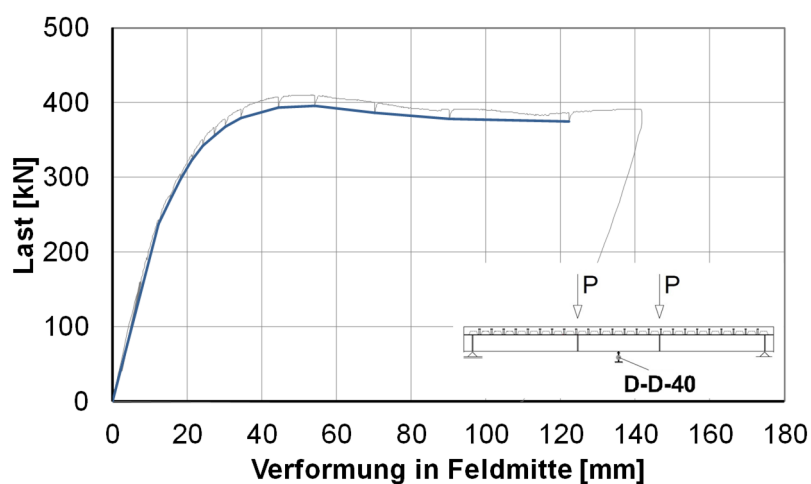
$$W_{max} = 52,00 \text{ mm}$$

Max. Traglast statisch

$$P_{max,stat} = 397,0 \text{ kN}$$

Schlupf bei max. Traglast statisch

$$W_{max,stat} = 53,23 \text{ mm}$$



Last-Verformungskurve DISCCO Träger 2-08

Lebenslauf

Name: Florian Markus Eggert

Geburtsdatum, -ort: 25. Oktober 1983 in Laupheim, Deutschland

Familienstand: ledig

2003 Abitur am Pestalozzi-Gymnasium Biberach

2003-2004 Studium Universität Ulm: Mathematik / Physik

2004-2008 Studium Hochschule Biberach: Bauingenieurwesen (Diplom)

2008-2010 Studium Hochschule Biberach: Bauingenieurwesen (Master)

2010-2016 Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart

seit 2017 Ingenieur für Tragfunktionsanalyse im Bereich Schalungssysteme, PERI GmbH, Weißenhorn