Mai 2014, S. 302–308
Oktober 2014, S. 746-754
Bemessungsbeispiel

ISSN 0171-5445
A 1879

Sonderdruck

Stahlbau

Experimentelle Untersuchungen von Slim-Floor-Trägern in Verbundbauweise

Anwendung von tiefliegenden Betondübeln bei Slim-Floor-Konstruktionen – CoSFB

Untersuchungen zur Verbundwirkung von Betondübeln

CoSFB mit Cofraplus 220®-Decke Bemessungsbeispiel

Dipl.-Ing. Matthias Braun

Ernst & Sohn
A Wiley Brand

Matthias Braun
Oliver Hechler
Renata Obiala
Ulrike Kuhlmann
Florian Eggert
Gunter Hauf
Matthias Konrad

Experimentelle Untersuchungen von Slim-Floor Trägern in Verbundbauweise

Anwendung von tiefliegenden Betondübeln bei Slim-Floor-Konstruktionen – CoSFB

Die Kombination von integrierten Deckenträgern mit Betondübeln ermöglicht eine äußerst materialsparende und wirtschaftliche Realisierung weitgespannter Slim-Floor-Träger in Verbundbauweise (Composite Slim-Floor Beams – CoSFB). Mangels Bemessungsregeln für diese vorgesehene Anwendung wurden ab 2009 Bauteil- und Push-Out-Versuche zur Untersuchung des Tragverhaltens der Betondübel durchgeführt und der Einfluss der für die Tragfähigkeit maßgebenden Parameter bestimmt [1]. In diesem Beitrag werden die durchgeführten Versuche und deren Auswertung beschrieben sowie die Bestimmung der charakteristischen Tragfähigkeit der CoSFB-Betondübel ausführlich erläutert. Die Ergebnisse sind in eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung [2] eingeflossen, worin neben den Dübeltragfähigkeiten auch Anwendungsgrenzen und Bestimmungen zur Ausführung geregelt sind.

Experimental investigation of Composite Slim-Floor Beams – Application of concrete dowels. *The combination of integrated beams with concrete dowels allows for a significant material saving and an economical realization of long-span Composite Slim-Floor Beams (CoSFB). Due to lack of design rules for the proposed application, since 2009 member tests and Push-Out tests were performed in order to investigate the load bearing behaviour of the concrete dowels and to determine an influence of relevant parameters on the resistance of the system [1]. This paper describes the accomplished tests and the evaluation of the experimental results as well as it explains the determination of the characteristic resistance of CoSFB concrete dowels. The results led to a general technical approval [2] in which the dowel load bearing capacity, application limits and rules for execution are given.*

1 Einleitung

Bereits ab 2007 untersuchte ArcelorMittal verschiedene Möglichkeiten, eine Verbundtragwirkung zwischen integrierten Deckenträgern (Slim-Floor-Träger) und Ortbeton zu erzielen, um so die Bauweise insgesamt zu optimieren. Wird eine Verbundtragwirkung üblicherweise durch auf dem Trägeroberflansch aufgeschweißte Kopfbolzendübel erzielt, so ist dies in Kombination mit der Slim-Floor-Bauweise wenig zweckmäßig. Die Betondeckung über dem Trägeroberflansch müsste mindestens die Höhe des Kopfbolzendübels zuzüglich der erforderlichen Betonüberdeckung betragen, was entweder zu einer Vergrößerung der Konstruktionshöhe oder einer Reduzierung der möglichen Trägerhöhe führen würde. Da eine Vergrößerung der Konstruktionshöhe dem Grundprinzip der Slim-Floor-Bauweise, möglichst schlank zu bauen, widerspricht und eine Reduzierung der Trägerhöhe nicht zu dem gewünschten Zuwachs an Steifigkeit und Tragfähigkeit führen würde, untersuchte ArcelorMittal die Verwendung einer im Brückenbau erprobten Schubsicherung. Diese bewehrten Betondübel bestehen aus in den Trägersteg gebohrten Öffnungen, durch die bauseits handelsübliche Bewehrungsstäbe geführt werden. Die Stegöffnung und die Bewehrungsstäbe werden beim Betonieren der Decke direkt mit vergossen (Bild 1).

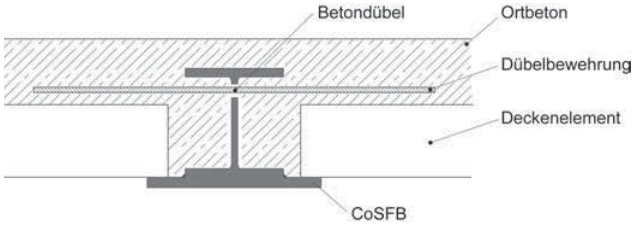

Bild 1. Integrierter Deckenträger in Verbundbauweise [1]
Fig. 1. Integrated composite floor beam [1]

Erste Bauteil- und Push-Out-Versuche dieser Slim-Floor-Träger mit Betondübel wurden von ArcelorMittal ab 2009, in Kooperation mit dem Institut für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart, durchgeführt [3]. Die Ergebnisse dieser Versuche waren sehr vielversprechend und zeigten das enorme Potenzial dieser tiefliegenden und bewehrten Betondübel in Verbindung mit Slim-Floor-Trägern auf, so dass beschlossen wurde, diese so genannte CoSFB-Bauweise der Allgemeinheit zugänglich zu machen und die Anwendung durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung zu regeln. Im vorliegenden Beitrag stehen die Erläuterung der durchgeführten Versuche, deren Auswertung und Hinweise zur Anwendung der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung [2] im Vordergrund.

2 Experimentelle Untersuchungen von Slim-Floor-Trägern in Verbundbauweise

2.1 Allgemeines

In den ab 2009 an der Materialprüfungsanstalt der Universität Stuttgart (MPA Stuttgart) durchgeführten, experimentellen Untersuchungen war die Annahme einer möglichen

plastischen Bemessung der Slim-Floor-Träger in Verbundbauweise (CoSFB) sowie ein duktiles Tragverhalten der Betondübel zu bestätigen. Zur Untersuchung des globalen Trag- und Verformungsverhaltens wurden zwei Biegeträgerversuche und zwei Schubträgerversuche durchgeführt. Die Längsschubtragfähigkeit der tiefliegenden Betondübel wurde zunächst in zwei Serien von Push-Out-Tests untersucht. Mit dem Ziel, den Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Traglast zufriedenstellend zu beantworten und die Anwendung von tiefliegenden Betondübeln für Slim-Floor-Träger in einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung zu regeln, wurden 2011 weitere sieben Push-Out-Test-Serien durchgeführt [4].

2.2 Bauteilversuche zum globalen Tragverhalten von CoSFB

2.2.1 Beschreibung der Versuchskörper

Die zur Charakterisierung des globalen Trag- und Verformungsverhaltens, der Biegesteifigkeit im Gebrauchszustand und des Verhaltens der Verbundfuge durchgeführten Trägerversuche sind in Tabelle 1 dargestellt. Die Versuchskörper wurden einheitlich aus einem Walzprofil HE220M und einem angeschweißten Untergurtblech in der Stahlgüte S355 gefertigt (Bild 2). Um die mittragende Breite des Betongurtes gemäß [5] zu bestätigen, wurde eine Breite der Versuchsträger von B = 2,5 m gewählt. Der Betongurt wurde in C30/37 ausgeführt.

Zur Längsschubsicherung wurden Betondübel als Stegbohrungen mit einem Durchmesser d_D = 40 mm in einem Abstand von 125 mm ausgeführt. Diese wurden jeweils durch einen Stabstahl mit Durchmesser d_b = 12 mm bewehrt. Hieraus ergibt sich für die Biegeträgerversuche B1 und B2 sowie für den Schubträgerversuch S1 ein nach [6] ermittelter, rechnerischer Verdübelungsgrad von η_{th} = 100 %. Abweichend wurden für den Schubträgerversuch S2 die ersten vier Bohrungen an jedem Trägerende sowie die Bohrungen zwischen den Lasteinleitungspunkten mit Silikon ausgefüllt und unbewehrt ausgeführt, um einen rechnerischen Verdübelungsgrad von η_{th} = 50 % zu testen (Bild 3a).

Der Betongurt bestand aus einem auf dem Untergurtblech aufgelagerten und mit Ortbeton ergänzten Cofradal 200-Deckenelement in einer Gesamthöhe von 27,4 cm. Die Kammer des Walzträgers wurde komplett ausbetoniert. Neben einer Bewehrungsmatte Q257 als Rissbreitenbewehrung über dem Oberflansch wurde zur Sicherung der Dübelumrissfläche eine Schlaufenstabstahlbewehrung mit Durchmesser 12 mm, ebenfalls im Abstand von 125 mm, angeordnet (Schrägbügel). Als Plattenrandbewehrung wurde eine Matte Q188 eingebaut. Die Sicherung der Elementdecken erfolgte durch eine Bügelbewehrung mit Durchmesser 10 mm in einem Abstand von 600 mm (Bild 2).

Damit aus den Versuchsergebnissen Rückschlüsse auf das Tragverhalten gezogen werden konnten, wurde entsprechende Messtechnik installiert und deren Daten neben der Pressenkraft P und dem Pressenweg aufgezeichnet. In Feldmitte und in den Viertelspunkten wurden zur Messung der Durchbiegungen vertikale Wegaufnehmer und jeweils fünf Dehnmessstreifen (DMS) am Stahlquerschnitt angebracht (Bilder 2 und 3a). Zur Messung des Schlupfes wurden horizontale Wegaufnehmer in Feldmitte, den Viertelspunkten und am Auflager installiert. Zur Ermittlung

Tabelle 1. Übersicht Versuchsprogramm Biege- und Schubträgerversuche
Table 1. Overview of experimental beam and shear beam tests

Versuch	t_w mm	Untergurtblech mm	d_D mm	d_b mm	η_{th} –	$f_{c,cyl}$ N/mm²	B m	L m	P_{max} kN
B1	15,5	450 × 20	40	12	100 %	30,1	2,5	8,0	945
B2	15,5	450 × 20	40	12	100 %	29,8	2,5	8,0	953
S1	15,5	450 × 20	40	12	100 %	32,3	2,5	4,0	1882
S2	15,5	450 × 20	40	12	50 %	29,7	2,5	4,0	1689

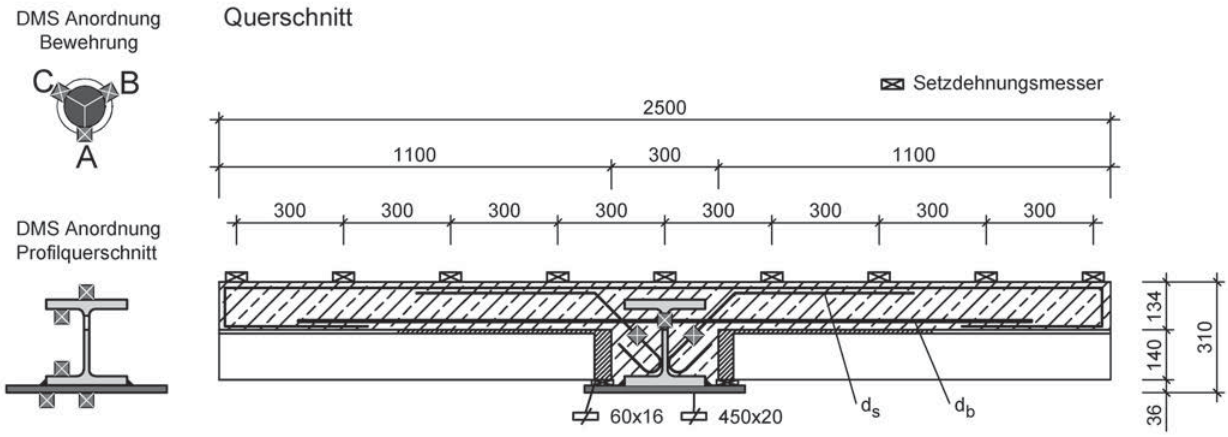

Bild 2. Querschnitt der Biege- und Schubträgerversuche, Abmessungen in mm
Fig. 2. Section of bending and shear beam tests, dimensions in mm

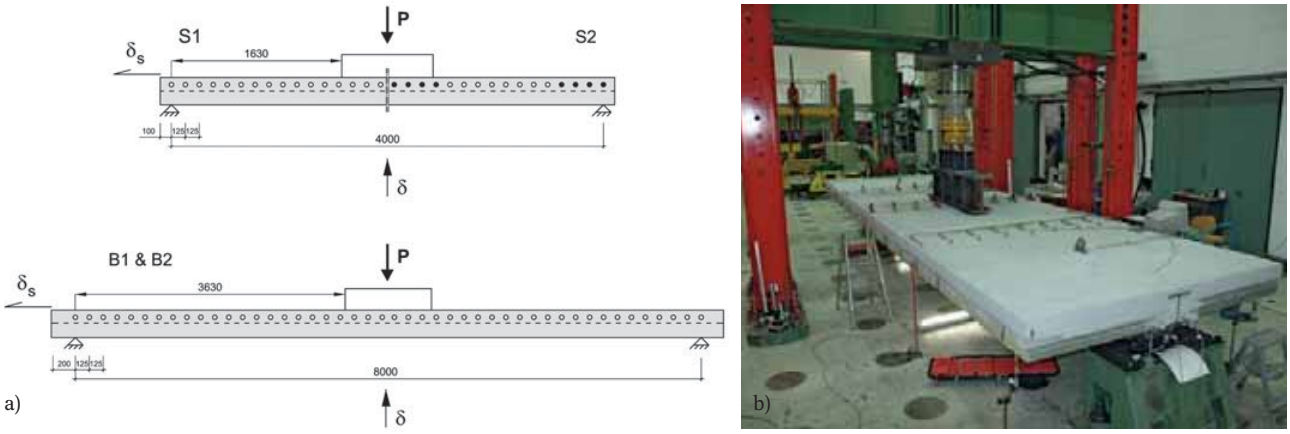

Bild 3. Schematische Darstellung der Trägerversuche (a) und Biegeträgerversuch (b)
Fig. 3. Schematic drawing of the beam tests (a) and beam test (b)

der effektiven Breite wurden Setzdehnungsmesser in Feldmitte und den Viertelspunkten jeweils in 30 cm Abstand in Querrichtung aufgesetzt. Weitere DMS wurden sowohl auf die Dübelbewehrung (für die Biegeträgerversuche im Abstand vom Auflager in Trägerlängsrichtung von 0,5 m, 1,0 m, 2,0 m 4,0 m, 6,0 m und 7,0 m und für die Schubträgerversuche bei 0,5 m, 1,0 m, 3,0 m und 3,5 m), als auch auf die Schrägbügel (Biegeträgerversuch bei 6,0 m und 7,0 m und Schubträgerversuch bei 3,0 m und 3,5 m) appliziert.

2.2.2 Durchführung und Auswertung der Biegeträgerversuche

Die Biegeträgerversuche wurden als Vierpunkt-Biegeträger mit L = 8 m Spannweite verformungsgesteuert durchgeführt (B1 & B2, s. Bilder 3a und 3b). Die erzielten Traglasten P_{max} finden sich in Tabelle 1. Die Last-Verformungskurven beider Versuche belegen ein duktiles, globales Tragverhalten der CoSFB-Träger (Bild 4a). Eine Laststeigerung ist bis zu einer Verformung von ca. δ = 120 mm möglich, danach bildet sich ein plastisches Plateau aus. Die Analyse der Last-Schlupfkurven (Bild 4b) zeigt, dass bis ca. 50 % der Traglast kein merklicher Schlupf aufgetreten ist. Bei Erreichen der Traglast ist ein Schlupf δ_s von ca. 2 bis 3 mm zu erkennen, wobei eine konstante Zunahme nach Erreichen der Traglast auf dem Fließplateau gemessen wurde. Beide Biegeträger versagten infolge Biegedruckversagen der Betondruckzone am oberen Querschnittsrand. Die Auswertungen der gemessenen Dehnungen am Stahlquerschnitt ergeben eine lineare Dehnungsverteilung und belegen ein Ebenbleiben des Querschnitts. Die Analyse der gemessenen Dehnungen der Dübelbewehrung zeigt eine Aktivierung dieser. Bei Zunahme des Schlupfes erfolgt ein rascher Anstieg der gemessenen Dehnung. Die Fließgrenze eines 0,5 m vom Auflager entfernten Stabes wurde z. B. bereits bei ca. 75 % der Traglast erreicht. Die Dehnungsmessungen der Schrägbügel belegen, dass auch diese aktiviert wurden, ohne jedoch die Fließgrenze zu erreichen.

2.2.3 Durchführung und Auswertung der Schubträgerversuche

Die Schubträgerversuche wurden als Vierpunkt-Biegeträger mit L = 4 m Spannweite verformungsgesteuert durchgeführt (S1 & S2 in Bild 3a). Aus dem Versuchsaufbau ergab sich eine maximale rechnerische Schubeinleitungslänge von 1,63 m. Die erzielten Traglasten P_{max} finden sich in Tabelle 1. Die Last-Verformungskurven beider Versuche (Bild 5a) belegen ein duktiles, globales Tragverhalten der CoSFB-Schubträger. Ein Einfluss der reduzierten Verdübelung auf die Steifigkeit, die Traglast und den Schlupf ist feststellbar, dieser fällt jedoch wesentlich geringer aus als erwartet. Bei Erreichen der Traglast wurde ein Schlupf von

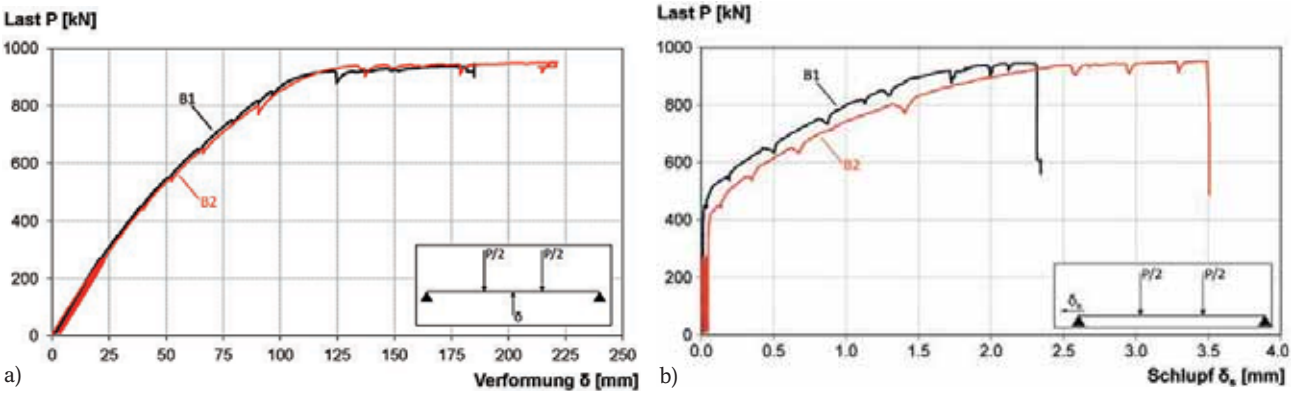

Bild 4. Trägerversuche mit 8 m Spannweite: Last-Verformungskurve (a), Last-Schlupfkurve (b)
Fig. 4. Beam tests with 8m span: load-deformation curve (a), load-slip curve (b)

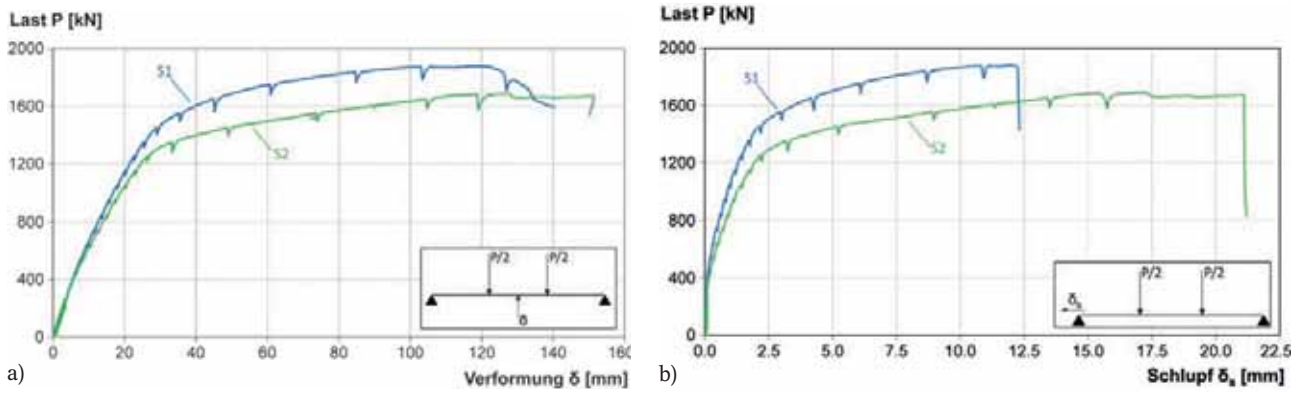

Bild 5. Trägerversuche mit 4 m Spannweite: Last-Verformungskurve (a), Last-Schlupfkurve (b)
Fig. 5. Beam tests with 4m span: load-deformation curve (a), load-slip curve (b)

δ_s = 11,9 mm für den vollverdübelten und δ_s = 17,2 mm für den rechnerisch teilverdübelten Schubträger gemessen (Bild 5b). Ein Versagen der Verbundfuge konnte nicht erzielt werden. Beide Schubträger versagten infolge Überschreitens der Betondruckfestigkeit auf der Plattenoberseite analog zu den Biegeträgern.

Die Auswertungen der gemessenen Dehnungen am Stahlquerschnitt belegen ein Ebenbleiben des Querschnitts in den untersuchten Schnitten. Aus den gemessenen Dehnungen wurden des Weiteren die Zugkraft im Stahlquerschnitt respektive die Druckkraft im Betongurt ermittelt. Daraus konnte die theoretische Längsschubtragfähigkeit der Betondübel im Trägerversuch ermittelt werden (s. Tabelle 2).

Tabelle 2. Aus den Dehnungen ermittelte Längsschubtragfähigkeit der Betondübel
Table 2. Shear bearing capacity of the concrete dowels estimated from the strains

Versuch	N_c kN	Betondübel/ Lasteinleitung	gemessene Längsschubtragfähigkeit/ Betondübel in kN
S1 (η_{th} = 100 %)	3345	12	278,8
S2 (η_{th} = 50 %)	2674	8	334,2

Die Analyse der gemessenen Dehnungen der Dübelbewehrung ergibt, analog zu den Biegeträgerversuchen, dass die Dübelbewehrung aktiviert wurde und mit Zunahme des Schlupfes auch die Dehnung schnell zunimmt. Die Fließgrenze des Stabes in 0,5 m Abstand vom Auflager wurde beim vollverdübelten Träger bei 50 % der Traglast und beim teilverdübelten Träger bei 70 % der Traglast erreicht. Die Dehnungsmessungen an den Schrägbügeln belegen, dass diese auch in den Schubträgerversuchen aktiviert wurden, wobei deren Fließgrenze ebenfalls nicht erreicht wurde [3].

2.2.4 Validierung der mittragenden Breite

Die Messwerte der Setzdehnungsmesser auf der Betongurtoberfläche sowie die Rückrechnung der mittragenden Breite über die Momententragfähigkeit zeigen deutlich, dass der gesamte Betonquerschnitt bei allen vier Trägerversuchen aktiviert wurde. Die unter Berücksichtigung des nichtlinearen Spannungs-Dehnungsverhaltens aus den gemessenen Betonstauchungen der verschiedenen Laststufen rückgerechneten mittragenden Breiten b_{eff} sind in Bild 6 dargestellt [3]. Die Erkenntnis, dass die rechnerisch nach [5] ansetzbare mittragende Breite besonders für die kürzeren Träger bei Weitem überschritten wird [7], konnte auch für Slim-Floor-Träger in Verbundbauweise bestätigt werden.

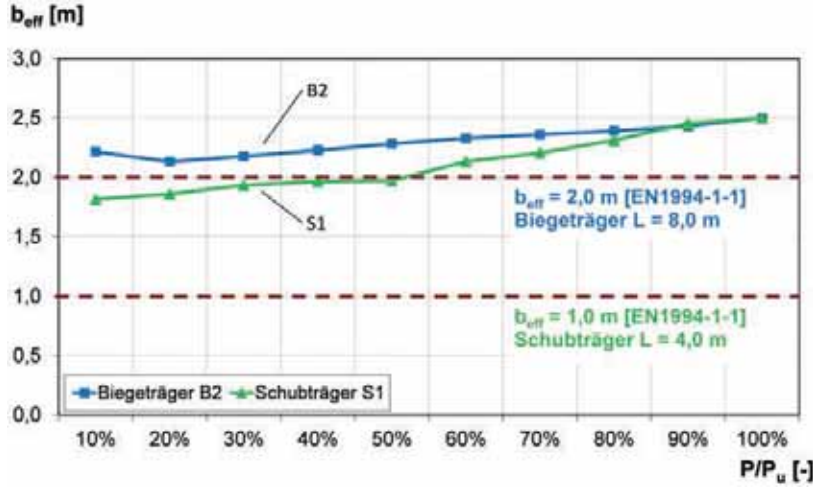

Bild 6. Aus Messungen ermittelte mittragende Breite
Fig. 6. Effective width due to shear lag calculated from measurements

2.2.5 Untersuchungen zur Rissbildung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Um Rückschlüsse auf die Rissbildung und deren Einfluss auf die Verdübelung auf Gebrauchslastniveau zu ermöglichen, wurden im Rahmen der Biegeträgerversuche Eigenfrequenzmessungen im unbelasteten Zustand durchgeführt. Hierbei wurden zwei Messkampagnen durchgeführt: eine für den ungerissenen Querschnitt und eine für den gerissenen Querschnitt. Um die Rissbildung für den gerissenen Querschnitt einzuprägen, wurde der Träger mehrmals auf eine Durchbiegung von L/300 belastet. Die sich so einstellende Rissbildung wird als die des Trägers unter Gebrauchslasten angesehen. Die Frequenz der ersten Biegeschwingung lag für den ungerissenen Querschnitt bei 8,81 Hz und die der zweiten Biegeschwingung bei 30,62 Hz. Für den gerissenen Zustand unter Gebrauchslasten wurde die Frequenz der ersten Biegeschwingung zu 8,69 Hz bestimmt, die der zweiten zu 30,13 Hz. Aufgrund der geringen Frequenzänderungen infolge der Vorbelastung kann davon ausgegangen werden, dass auf Gebrauchslastniveau keine signifikante Rissbildung erfolgt ist.

2.2.6 Schlussfolgerungen zum globalen Tragverhalten

Durch die Schub- und Biegeträgerversuche konnte die Verwendung der tiefliegenden Betondübel zur Aktivierung der Verbundwirkung zwischen Stahlprofil und Betongurt für Slim-Floor-Träger bestätigt werden. Des Weiteren konnte die vollplastische Momententragfähigkeit für den hier untersuchten Querschnitt nachgewiesen werden. Ein Ebenbleiben des untersuchten Querschnitts wurde belegt. Die Dübelbewehrung sowie die Bewehrung der Dübelumrissfläche wurden aktiviert und sind in der Konstruktion vorzusehen.

2.3 Untersuchungen zur Längsschubtragfähigkeit von CoSFB

2.3.1 Beschreibung der Versuchskörper

Zur Bestimmung der für die Tragfähigkeit und das Tragverhalten maßgebenden Einflussgrößen, wie z. B. die Betondruckfestigkeit $f_{c,cyl}$, der Durchmesser der Dübelbewehrung d_b, der Durchmesser der Stegbohrung d_D und die Stegdicke t_w, wurden Push-Out-Versuche mit variierender Konfiguration durchgeführt. Es wurden insgesamt neun Dreierserien getestet ([3], [4]). Eine Übersicht der durchgeführten Push-Out-Versuche und der einzelnen Parameter findet sich in Tabelle 3. Die angegebenen Werte für $f_{c,cyl}$ und die der erzielten Traglast P_{max} stellen jeweils den Mittelwert der entsprechenden Dreierserie dar.

Tabelle 3. Übersicht Push-Out Versuche, 2009 und 2011
Table 3. Overview of Push-Out Tests, 2009 and 2011

Serie	Jahr	t_w mm	d_D mm	d_b mm	h_c cm	$f_{c,cyl}$ N/mm²	P_{max} kN
P1	2009	15,5	40	12	13,4	34,0	2168
P2		15,5	40	12	13,4	39,4[a]	2282
1a	2011	15,5	40	12	16	26,7	1964
1b		15,5	40	12	16	55,1	1655
2-1a		7,5	40	12	15	29,5	1728
2-1b		7,5	40	12	15	58,2	1591
2-2a		15,5	25	12	14,5	32,7	2030
2-2b		15,5	40	25	15,9	40,0	3978
2-3[b]		15,5	25	12	14,4	38,3	1417

a abweichende Betonfestigkeitsklasse bei Prüfkörper V4-P2
b Stegbohrung der Testserie 2-3 nicht mit Beton vergossen

Die maßgebenden Abmessungen der Versuchskörper und die Anordnung der wesentlichen Messtechnik sind in Bild 7 dargestellt. Der Push-Out-Körper bestand aus zwei Trägerhälften, die gleichzeitig und liegend betoniert und nach dem Erhärten des Betons zusammengeschweißt wurden. Die Versuchsabmessungen sowie die Versuchsdurchführung orientierten sich hierbei an [5]. Die Pressenlast P wurde über einen Querträger und Lasteinleitungsplatten in die Stahlbauteile eingeleitet. Je Seite wurden fünf bewehrte CoSFB-Betondübel vorgesehen. Die Dehnungen der Dübelbewehrung wurden an ausgewählten Stellen gemessen. An den Stäben in Lage 2 und 4 wurden zur Erfassung möglicher Stabbiegung jeweils drei DMS in Stabmitte angeordnet. Der Schlupf zwischen Betongurt und Walzprofil wurde an zwei Stellen gemessen (δ_1 und δ_2). Zusätzliche Wegaufnehmer wurden u. a. zur Prüfung der Ausrichtung des Probekörpers während des Versuchs und zur Messung des Abhebens der Betonplatte angeordnet (in Bild 7 nicht dargestellt).

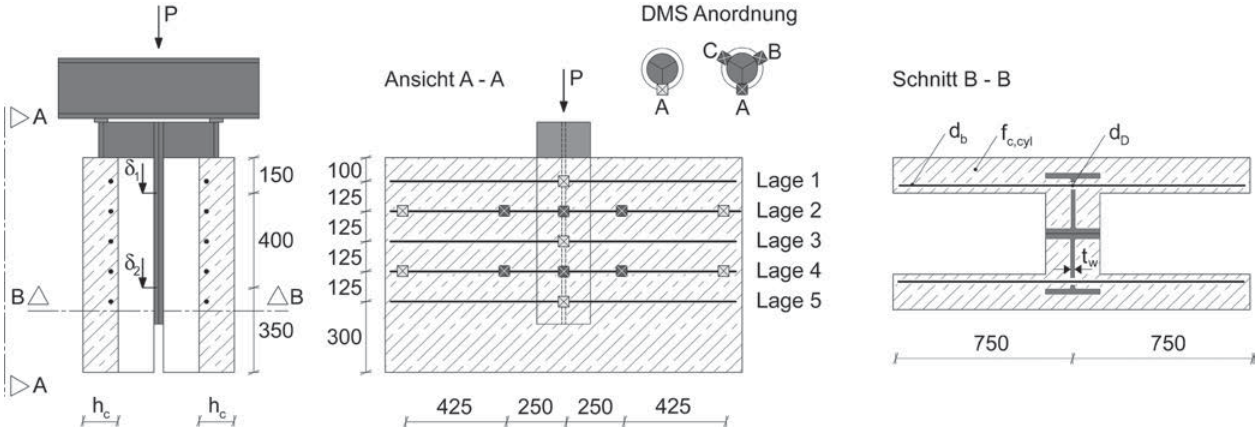

Bild 7. Schematische Darstellung der Push-Out-Versuche [1], Abmessungen in mm
Fig. 7. Push-Out tests, schematic drawing [1], dimensions in mm

2.3.2 Durchführung und Auswertung der Push-Out-Versuche

Ausgehend von der Konstellation der Versuche P1 (C30/C37, t_w = 15,5 mm, d_D = 40 mm, d_b = 12 mm) wurde bei den weiteren Versuchen jeweils ein Parameter variiert (s. Tabelle 3). Somit konnte der Einfluss des jeweiligen Parameters auf das Tragverhalten bestimmt werden. Die Serie P2 diente zur Klärung des möglichen Einflusses der Schrägbügel auf die Dübeltragfähigkeit und wurde im Gegensatz zur Serie P1 ohne diese ausgeführt. Da ein Einfluss der Schrägbügel auf das Tragverhalten der CoSFB-Betondübel nicht festgestellt werden konnte, wurde bei den weiteren Versuchen auf deren Anordnung verzichtet. Es sollten alle sechs Prüfkörper der Serien P1 und P2 mit der gleichen Betondruckfestigkeitsklasse ausgeführt werden. Für den Prüfkörper V4-P2 wurde jedoch irrtümlich ein Beton mit einer um ca. 30 % zu hohen Betondruckfestigkeit geliefert. Die Testergebnisse dieses Prüfkörpers wiesen weder im Tragverhalten noch in der Traglast einen signifikanten Unterschied zu den übrigen fünf Prüfkörpern auf. Da bestehende Bemessungsmodelle für Betondübel den in den Versuchen beobachteten nichtlinearen Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Traglast nicht abdeckten, wurde dieser eingehend weiter untersucht [1].

In Bild 8 sind für jeweils einen Prüfkörper typische Last-Schlupfkurven der Serien 1a bis 2-3 dargestellt. Alle Verläufe sind durch eine hohe elastische Anfangssteifigkeit und ein ausgeprägtes plastisches Verhalten gekennzeichnet. Somit weisen die CoSFB-Betondübel ein duktiles Verformungsvermögen auf und die Annahme eines ideal-plastischen Verhaltens ist gerechtfertigt. Das nach [5] erforderliche charakteristische Verformungsvermögen für duktile Verbundmittel von 6 mm wurde bei allen Versuchen erreicht. Bei den hier dargestellten und denen in der statistischen Auswertung berücksichtigten Versuchen ist Versagen stets durch ein Überschreiten der Bruchdehnung der Bewehrung eingetreten. Ein Versagen des Betons, etwa durch Abscheren, Abplatzen oder ähnlich, wurde nicht beobachtet. Nicht berücksichtigt wurden die Versuchsergebnisse der Serie 2-3, deren Stegöffnungen aus Vergleichsgründen nicht ausbetoniert wurden und die der Serie 2-2b, bei der die Verdübelung derart tragfähig war, dass schließlich die Betonaufstandsfläche des Prüfkörpers und nicht die Dübelbewehrung versagte.

Die Tests wurden weggesteuert gemäß [5] durchgeführt, wobei der Weg in regelmäßigen Abständen konstant gehalten wurde. In diesen kurzen Versuchspausen konnte ein Abfall der Traglast von ca. 8 bis 10 % beobachtet werden, was auf Relaxation zurückzuführen ist. Für die spätere statistische Auswertung wurden ausschließlich diese statischen Versuchstraglasten verwendet.

2.3.3 Schlussfolgerungen zur Längsschubtragfähigkeit

Zusammenfassend kann der Einfluss der variierten Parameter wie folgt beschreiben werden: Der Einfluss der Stegdicke auf die Traglast konnte durch einen Vergleich der Versuchsserien 1a mit 2-1a und 1b mit 2-1b bestimmt werden. Wie zu erwarten, führt eine größere Stegdicke zu einer höheren Traglast. Aus dem Vergleich der Versuche 1a mit 2-2a ergibt sich kein signifikanter Einfluss des Durchmessers der Stegbohrung. Die Erhöhung des Durchmessers der Dübelbewehrung von 12 mm auf 25 mm, was einer theoretischen Erhöhung der plastischen Querkrafttragfähigkeit der Bewehrung von über 400 % entspricht, bewirkte einen deutlichen Anstieg der Traglast. Da bei der

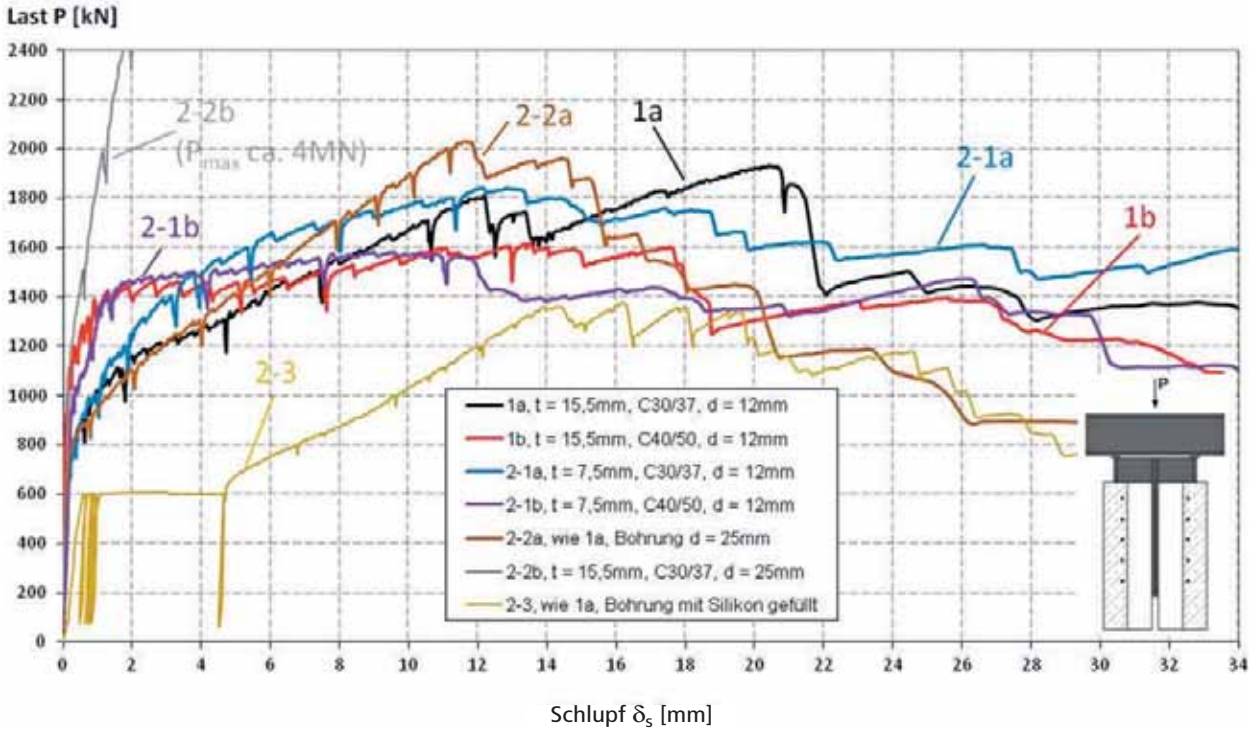

Bild 8. Typische Last-Schlupf-Kurven, Push-Out-Versuche 2011
Fig. 8. Typical load-slip curves, Push-Out tests 2011

Serie 2-2b im Gegensatz zu den anderen Versuchen nicht die Dübelbewehrung versagte, konnten keine direkten Rückschlüsse auf den Einfluss des Bewehrungsdurchmessers gezogen werden. Wie aus einem Vergleich der Kurven 1a mit 1b und 2-1a mit 2-1b ersichtlich, führt eine höhere Betondruckfestigkeitsklasse zu einer höheren Steifigkeit der Verdübelung. Diese Prüfkörper verhalten sich bis zu einem höheren Lastniveau elastisch, weisen bei weiterer Laststeigerung (bzw. einer Erhöhung der Verformung) jedoch sehr schnell plastisches Verhalten auf, wobei der nichtlineare Bereich bei Betonen der höheren Festigkeitsklassen weniger ausgeprägt ist. Der Einfluss der Betondruckfestigkeit auf das Tragverhalten und die Traglast wird ausführlich in [1] erläutert.

Wie in Abschnitt 2.2.3 dargelegt, ergibt sich bei den Schubträgern durch Rückrechnung aus der theoretischen Längsschubkraft je Dübel eine Belastung von 278,8 kN bzw. 334,2 kN. Diese Werte liegen über denen in den Push-Out-Versuchen ermittelten Dübeltraglasten, so dass bei den Trägerversuchen neben der Dübelwirkung noch zusätzliche Tragkomponenten z. B. aus Reibung, Klemmwirkung usw. aktiviert werden, die jedoch nicht der eigentlichen Dübeltragfähigkeit zugerechnet werden können.

3 Bestimmung der Längsschubtragfähigkeit tiefliegender Betondübel

Zur Ermittlung der charakteristischen Längsschubtragfähigkeit tiefliegender Betondübel wurden die Ergebnisse der eigenen Push-Out-Versuchsreihen aus 2009 [3] und 2011 [4] herangezogen. Wie erläutert, wurden nur die Versuche mit einer Dübelbewehrung von Durchmesser 12 mm berücksichtigt. Zunächst wurden die Push-Out-Versuchsergebnisse in Abhängigkeit der Stegdicke differenziert und getrennt ausgewertet. Hierbei konnte für beide Datengruppen eine bereichsweise Abhängigkeit der Längsschubtragfähigkeit von der Betondruckfestigkeit erkannt werden (Bild 9). Es wurden drei Bereiche in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeitsklasse unterschieden: Im Bereich (I), von C25/30 bis C35/45, ist mit zunehmender Betondruckfestigkeit eine leichte Laststeigerung zu erkennen. Im Bereich (II), von C35/45 bis C50/60, liegt nur ein Versuchsergebnis für die Auswertung vor (V4-P2 mit typischer Basiskonstellation). Im Bereich (III), mit charakteristischen Betonzylinderdruckfestigkeiten über denen der Betongüte C50/60, konnte keine direkte Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit erkannt werden. Die experimentellen Längsschubtragfähigkeiten in Bereich (III) liegen tendenziell sogar unterhalb denen der Vergleichswerte im Bereich (I). Diese reduzierte Längsschubtragfähigkeit mit steigender Betongüte konnte durch unterschiedliche Versagensmechanismen erklärt werden [1]. Des Weiteren ist die Längsschubtragfähigkeit in Bereich (III) nahezu unabhängig von den variierten Stegdicken.

Die Längsschubtragfähigkeit wurde demzufolge statistisch getrennt für die einzelnen Bereiche ausgewertet, wobei nur im Bereich (I) eine Differenzierung nach Stegdicken erfolgte. Aufgrund der geringen Datenmenge für den Übergangsbereich (II) wird dieser Bereich konservativ dem des Bereichs (III) zugeordnet.

Die Auswertung erfolgte auf Basis der statischen Traglasten, welche für jeden Einzelversuch mit dem gemessenen Reduktionsfaktor der Kurzzeitrelaxation ermittelt wurde. Des Weiteren wurde die Notwendigkeit einer Normierung der Versuchswerte auf die Betondruckfestigkeit überprüft, wobei hier die Methode der kleinsten Fehlerquadrate angewandt wurde. Es zeigte sich, dass innerhalb des Bereichs (I) eine lineare Abhängigkeit der experimen-

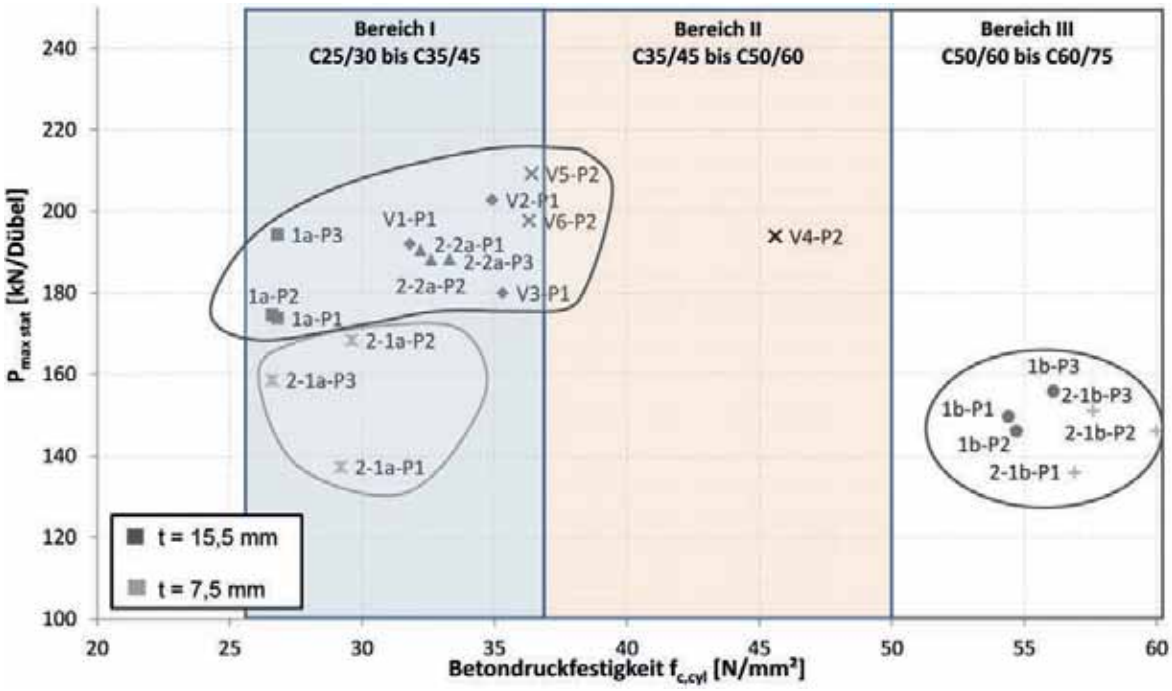

Bild 9. Versuchstraglasten der Betondübel in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit
Fig. 9. Load bearing capacity of the concrete dowels according to the concrete compression strength

Tabelle 4. Tiefliegende Betondübel: Charakteristische Werte der Längsschubtragfähigkeit je Dübel P_{Rk} in kN [2]
Table 4. Embedded concrete dowels: Characteristic load bearing capacity P_{Rk} per dowel in kN [2]

Betongüte/Stegdicke	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50 bis C55/67
7,5 mm ≤ t_w < 15,5 mm	117	125	135	122
15,5 mm ≤ t_w	148	157	166	122

tell ermittelten Längsschubkraft von der Betondruckfestigkeit vorliegt. Folglich wurden hier die experimentell ermittelten Tragfähigkeiten auf $f_{c,cyl}$ = 30 N/mm² normiert. Im Bereich (III) zeigte sich, dass die Trendlinie der Abhängigkeit nahezu horizontal verläuft. Daraus kann geschlossen werden, dass der Einfluss der Betondruckfestigkeit vernachlässigbar ist und von der Betonfestigkeit unabhängige Versagensmechanismen (Stahlversagen der Bewehrung) entscheidend waren. Von einer Normierung in Bereich (III) wurde demzufolge abgesehen.

Auf Basis der erhaltenen, normierten Versuchsdatengruppe konnte nun der charakteristische Wert der Längsschubtragfähigkeit mittels einer linearen Beziehung bereichsweise für die beiden untersuchten Stegdicken bestimmt werden. Die statistische Auswertung erfolgte nach DIN EN 1990:2010-12, Anhang D.7.2 bzw. D.7.3 [8]. Es wurde der 5 %-Fraktilwert bestimmt, gemäß DIN EN 1990, D.7.1 (5) wurde der Variationskoeffizient zu 0,1 angesetzt. Dies ist für kleine Serien, wie die vorliegenden, üblich, wenn der errechnete Variationswert deutlich geringer als 0,1 ausfällt. Das statistisch ausgewertete Ergebnis stellt die charakteristische Tragfähigkeit pro Betondübel in kN dar. Der zugehörige Teilsicherheitsbeiwert ist $\gamma = 1{,}25$. Nach Ermittlung der charakteristischen Längsschubtragfähigkeiten wurden diese nun auf die für die Betondruckfestigkeitsklassen spezifischen Betondruckfestigkeiten im definierten Anwendungsbereich gemäß der Normierung extrapoliert. Die sich ergebenden charakteristischen Längsschubtragfähigkeiten sind in Tabelle 4 aufgeführt und wurden in die Zulassung [2] übernommen.

4 Hinweise zur Anwendung der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung

Generell gelten CoSFB-Betondübel zum Anschluss von Stahlbetongurten im Hochbau und die Verwendung ist auf den positiven Momentenbereich begrenzt [2]. Die Deckenträger bestehen entweder aus einem Walzprofil oder werden aus einem solchen gefertigt. Sie sind mindestens in der Baustahlgüte S355 auszuführen und können ganz oder auch teilweise in die Decke integriert sein. Es können Betone der Festigkeitsklassen von C25/30 bis C55/67 verwendet werden. Die einzuhaltenden Grenzabmessungen, die auf dem durch die Versuche abgedeckten Parameterbeich basieren, und die Bestimmungen zur Ausführung können direkt [2] entnommen werden (Bild 10).

Die Momententragfähigkeit des Trägers darf vollplastisch nachgewiesen werden, sofern der Unterschied zwischen der vollplastischen und der dehnungsbegrenzt ermittelten Momententragfähigkeit weniger als 5 % beträgt. Diese Bedingung wird von Slim-Floor-Trägern in Verbundbauweise in der Regel erfüllt, da die plastische Nulllinie meist recht nah am oberen Trägerflansch liegt und so der untere Trägerflansch und die angeschweißte Platte vollständig plastizieren. Größere Abweichungen als 5 % können sich allenfalls bei sehr hohen Trägern, d. h. mit einem geringen Anteil des Betons an der Biegetragfähigkeit, ergeben.

Es ist grundsätzlich sicherzustellen, dass eine unplanmäßige Umlagerung der Auflagerkraft der Decke durch Abhängen in die Dübelbewehrung verhindert wird. Dies kann z. B. durch eine einfache Begrenzung der Durchbiegung des Untergurtes im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit auf 0,20 mm, im Schnitt c–c an der kritischen Stelle zwischen Kammerbeton und Decke (Bild 11), erfolgen. Alternativ kann dies auch durch einen genaueren Nachweis, z. B. des Querkrafttransportes aus der Decke in die Kammer des Trägers, geschehen.

Die CoSFB-Bauweise ist unabhängig von der verwendeten Decke. Es ist lediglich darauf zu achten, dass als Dübelbewehrung ein gerader Betonstabstahl verwendet wird, dieser also nicht aufgebogen werden darf. Auch muss die

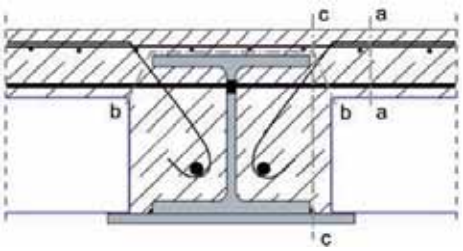

Bild 11. Kritische Schnitte von CoSFB
Fig. 11. Critical shear planes of CoSFB

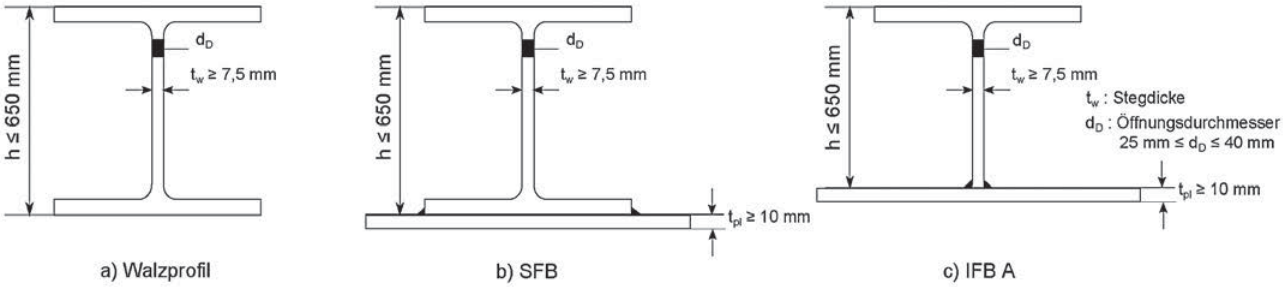

Bild 10. Mögliche CoSFB-Querschnitte [2]
Fig. 10. CoSFB cross sections [2]

Dübelbewehrung im Bereich der anschließenden Betongurte ausreichend im Beton eingebettet sein, damit eine Übertragung der Verbundspannungen in den Beton gewährleistet ist. Zur Erfüllung etwaiger Anforderungen an den Feuerwiderstand muss die Betonüberdeckung auf der Unterseite der Dübelbewehrung in Abhängigkeit der Feuerwiderstandsklasse gewählt werden. Über dem Trägeroberflansch sollte stets eine Mindestbewehrung und eine Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreite angeordnet werden. Es wird empfohlen, zumindest den Nachweis der Betondruckspannungen am oberen Querschnittsrand zu führen.

5 Zusammenfassung und Ausblick

In diesem Beitrag werden die zur Optimierung der Slim-Floor-Bauweise durchgeführten Bauteil- und Push-Out-Versuche beschrieben. Der Einfluss der auf die Traglast und das Tragverhalten maßgebenden Einflussparameter wird erläutert, wobei hierzu auch auf [1] verwiesen wird. Die auf Basis der Versuchsergebnisse und mittels einer statistischen Auswertung bestimmten charakteristischen Dübeltragfähigkeiten sowie Anwendungsregeln und -grenzen dieser innovativen CoSFB-Bauweise sind in [2] geregelt und stehen nun der Allgemeinheit zur Verfügung.

Zur Erleichterung der Anwendung der Bemessungsregeln wird in einem unabhängigen Beitrag ein Bemessungsbeispiel ausführlich vorgestellt. In Kürze stellt ArcelorMittal zusätzlich eine (Vor-)bemessungssoftware gratis zur Verfügung.

Danksagung

Dank an die Mitarbeiter der MPA Stuttgart für die professionelle Durchführung der Versuche und ihren persönlichen Einsatz.

Literatur

[1] *Braun, M., Hechler, O., Obiala, R.*: Untersuchungen zur Verbundwirkung von Betondübeln – Anwendung von tiefliegenden Betondübeln bei Slim-Floor-Konstruktionen (CoSFB). Stahlbau 83 (2014), H. 4. S. 302-308.

[2] Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung – CoSFB-Betondübel, ArcelorMittal Belval & Differdange S.A. Deutsches Institut für Bautechnik, Zulassungsnummer Z-26.4-59, Berlin 2014.

[3] *Kuhlmann, U., Hauf, G., Konrad, M.*: Push-out and girder tests for the determination of the bending capacity and longitudinal shear capacity of Composite Slim-Floor girder with Cofradal 200 deck elements. Versuchsbericht (unveröffentlicht). Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2010.

[4] *Kuhlmann, U., Hauf, G., Eggert, F.*: Push-out-Versuche zur Bestimmung der Längsschubtragfähigkeit von Verbund „Slim-Floor"-Trägern. Versuchsbericht (unveröffentlicht). Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2013.

[5] DIN EN 1994-1-1: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton; Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau. Dez. 2010, mit Nationalem Anhang, Dez. 2010.

[6] *Zapfe, C.*: Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit Betondübeln zur Übertragung der Längsschubkräfte. Dissertation am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Universität der Bundeswehr, München 2001.

[7] *Hauf, G.*: Trag- und Verformungsverhalten von Slim-Floor Trägern unter Biegebeanspruchung. Mitteilung des Instituts für Konstruktion und Entwurf, Nr. 2010-1, Universität Stuttgart, Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann, 2010.

[8] DIN EN 1990: Grundlagen der Tragwerksplanung. Berlin: Beuth Verlag, Dezember 2010 mit Nationalem Anhang, Dez. 2010.

Autoren dieses Beitrages:
Dipl.-Ing. Matthias Braun, mathias.braun@arcelormittal.com,
Dr.-Ing. Oliver Hechler, oliver.hechler@arcelormittal.com,
ArcelorMittal Europe – Long Products,
66, rue de Luxembourg,
4009 Esch-sur-Alzette,
Luxembourg

Dr.-Ing. Renata Obiala, renata.obiala@uni.lu
Luxembourg University, FSTC,
ArcelorMittal Chair of Steel and Façade Engineering,
6, rue Richard Coudenhove Kalergi,
1359 Luxembourg,
Luxembourg,

Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann, u.kuhlmann@ke.uni-stuttgart.de,
Dipl.-Ing. (FH), M. Eng. Florian Eggert, florian.eggert@ke.uni-stuttgart.de,
Dr.-Ing. Gunter Hauf, gunter.hauf@ke.uni-stuttgart.de,
Institut für Konstruktion und Entwurf,
Universität Stuttgart,
Pfaffenwaldring 7,
70569 Stuttgart

Dr.-Ing. Matthias Konrad, matthias.konrad@hrp-ing.de,
Holzapfel, Rüdt & Partner,
Gesellschaft für konstruktiven Ingenieurbau mbH Stuttgart,
Bockelstraße 146,
70619 Stuttgart,

Matthias Braun
Oliver Hechler
Renata Obiala

Untersuchungen zur Verbundwirkung von Betondübeln

Anwendung von tiefliegenden Betondübeln bei Slim-Floor-Konstruktionen (CoSFB)

Mit dem Ziel, Slim-Floor-Träger möglichst wirtschaftlich als Verbundträger auszubilden, wurden zur Übertragung der Längsschubkräfte in der Verbundfuge tiefliegende Betondübel untersucht. Pilotversuche im Jahre 2009 belegten das große Potenzial dieser neuen Bauweise, machten aber auch deutlich, dass bestehende Bemessungsmodelle für Betondübel hier nicht ohne weiteres verwendet werden können. Im Jahr 2011 wurden weitere Versuche durchgeführt, um den bereits untersuchten Anwendungsbereich der Betondübel bei Slim-Floor-Trägern zu erweitern und eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für die Verwendung von tiefliegenden Betondübeln zu erwirken. Die Versuche bestätigten das duktile Verhalten der Betondübel und die Analyse der Versuchsergebnisse führte zu der Erkenntnis, dass sich die Traglast im Wesentlichen aus den Anteilen einer in den Dübel laufenden Betondruckstrebe, der Tragfähigkeit der Dübelbewehrung und aus Reibung zusammensetzt. Im vorliegenden Beitrag wird speziell der Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Traglast erläutert, da in den Versuchen eine höhere Betondruckfestigkeit nicht zwangsläufig auch zu einer höheren Traglast geführt hat. Aus den Versuchsergebnissen wurden Empfehlungen für die charakteristische Längsschubtragfähigkeit der tiefliegenden Betondübel im untersuchten Anwendungsbereich abgeleitet. Im Beitrag gegebene Hinweise zum Entwurf fördern die wirtschaftliche Anwendung der entwickelten Verbund-Slim-Floor-Träger (CoSFB), deren Potenzial durch Projektbeispiele demonstriert wird.

Analysis of the composite action of concrete dowels – Application of concrete dowels for slim-floor construction (CoSFB). *With the aim to design slim-floor beams more economically, acting as composite beams, concrete dowels have been investigated to transfer the longitudinal shear force. First pilot tests executed in 2009 have demonstrated a great potential of this new construction system. It has also shown that the existing models for concrete dowels cannot be directly applied. Consequently, further test campaign has been carried out in 2011 to extend the already examined application range of the concrete dowels with slim-floor beams and to obtain General Technical Approval from the Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt - German Institute for Civil Engineering). Through out all the tests, a ductile behaviour of concrete dowels has been confirmed. The analysis of the test results leads further to the conclusion that the ultimate load bearing capacity is mainly composed of three bearing parts: a concrete compression strut running into the dowel, resistance of the reinforcement bar and friction. In this paper, an influence of the concrete compressive strength on the load bearing capacity of the shear connection is specifically explained, since the experiments showed that a higher concrete compressive strength has not necessarily led to a higher load bearing capacity of the dowels. From the experimental results recommendations for the characteristic longitudinal shear capacity of the concrete dowels in the examined application were derived and are presented in here. The paper also provides guideline to the design, promoting economic application of the developed composite slim-floor beam (CoSFB), whose potential is demonstrated by examples of realized projects.*

1 Einleitung

Im Verbundbau wird das wirtschaftliche Zusammenwirken von Baustahl- und Betonquerschnitt durch das Übertragen der Längsschubkräfte in der Verbundfuge erzielt. Neben den üblichen Kopfbolzendübeln haben sich Betondübel zur Sicherstellung des Verbundes bewährt. Betondübel übertragen die Längsschubkräfte vom Baustahl in den Beton über mit Beton verfüllte Ausnehmungen in Stahlbauteilen [1]. Als tiefliegende Betondübel werden solche definiert, bei denen ein Ausbrechen des Betons nicht auftritt (Ausstanzen nach [1]). Der Einsatz von tiefliegenden Betondübeln, wie z. B. Stegbohrungen mit durchgeführter Querbewehrung bei teilweise einbetonieren Stahlquerschnitten (WiB Walzträger im Beton), ist bereits seit Jahrzehnten im Brückenbau etabliert. Von den rund 31000 Eisenbahnbrücken der Deutschen Bahn AG sind ca. 25 % als WiB-Brücken ausgeführt [2]. Folgt man den Festlegungen nach [3], dürfen auf Basis empirischer Ergebnisse für die WiB-Bauweise die Einflüsse aus dem Schlupf zwischen dem Baustahl- und dem Betonquerschnitt vernachlässigt werden. Im üblichen Hochbau haben sich Betondübel bis dato jedoch noch nicht durchgesetzt. Erste Entwicklungen liegen durch die seit 1991 bauaufsichtlich zugelassene Perfobondleiste vor, bei der bereits geschlossene Ausnehmungen (Lochleiste) durch einen Bemessungsansatz erfasst wurden [4].

Um Slim-Floor-Träger möglichst wirtschaftlich als Verbundträger auszubilden, ist die Verwendung von Betondübeln sehr vielversprechend. Durch sie kann der Verbund gesichert werden, und zwar ohne erhebliche Mehrkosten in der Fertigung zu verursachen oder die Konstruktionshöhe des Deckensystems zu erhöhen. Neben ihrer hohen Tragfähigkeit und ihrem duktilen Verhalten ist vor allem ihre Wirtschaftlichkeit von Vorteil. Um die Anwendbarkeit von Betondübeln für Verbund-Slim-Floor-Träger (CoSFB Composite Slim-Floor Beam) zu überprüfen, führte ArcelorMittal bereits 2009 Versuche zu dieser neuen Bauweise durch ([5], [6]). Das Versuchsprogramm beinhaltete zwei

Biegeträgerversuche von 8 m Länge, mittels der das globale Trag- und Verformungsverhalten untersucht wurde. Auch wurden zwei Schubträgerversuche von 4 m Länge durchgeführt, die das duktile Verhalten der Verbundfuge bestätigten. Das vollplastische Verhalten der CoSFB-Träger und das Ausbilden der effektiven Breite wurden nachgewiesen. Zur Beurteilung des Trag- und Verformungsverhaltens der tiefliegenden Betondübel wurden des Weiteren zwei Serien von jeweils drei Push-out-Versuchen im Jahr 2009 durchgeführt. Belegen die Ergebnisse der Versuche das große Potenzial dieser neuen Bauweise, machen sie aber auch deutlich, dass bestehende Bemessungsmodelle für Betondübel (u. a. [1], [7], [8], [9]) für diese Anwendung nicht ohne weiteres verwendet werden können. Vor allem der Einfluss der Betondruckfestigkeit bedurfte zusätzlicher Überlegungen (s. Abschnitt 3).

Mit dem Ziel, den untersuchten Anwendungsbereich der Betondübel bei Slim-Floor-Trägern zu erweitern und eine bauaufsichtliche Zulassung für die Verwendung von tiefliegenden Betondübeln im Bereich der ausbetonierten Kammer von Walzprofilen zu erwirken, wurden im Jahr 2011 weitere Push-out-Versuche durchgeführt ([10], [11]). Hierbei wurden die für die Tragfähigkeit und das Tragverhalten maßgebenden Einflussgrößen wie Betondruckfestigkeit, Durchmesser der Bewehrung, Durchmesser der Stegbohrung und der Stegdicke näher untersucht. In Bild 1 ist der Querschnitt des CoSFB mit Betondübel dargestellt. Zur Durchführung der Dübelbewehrung werden Bohrungen im Steg, möglichst direkt unter der oberen Ausrundung des Walzprofils, angeordnet. Der Bewehrungsstab und die Stegbohrungen werden beim Betonieren der Decke direkt mitvergossen. Die Versuche wurden an der Materialprüfungsanstalt der Universität Stuttgart und unter Leitung von Frau Prof. *Kuhlmann* (Lehrstuhl für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart) durchgeführt. Im vorliegenden Beitrag wird auf Basis dieser Versuche das Tragverhalten von Betondübeln bei der Anwendung mit Slim-Floor-Trägern allgemein erläutert, es wird auf Besonderheiten eingegangen und es werden Empfehlungen zur Bemessung und Konzeption gegeben.

2 Push-out-Versuche

2.1 Versuchsprogramm

Im Jahr 2011 wurden insgesamt 21 Push-out-Versuche an der Materialprüfungsanstalt Stuttgart durchgeführt [10]. Eine Übersicht des Versuchsprogramms ist in Tabelle 1 dargestellt. Die Versuchsdurchführung erfolgte nach [12]. Um den Einfluss einzelner Parameter auf die Traglast zu bestimmen, wurde zwischen den einzelnen Versuchsreihen jeweils nur ein Parameter variiert. In jeder Serie wurden drei Push-out-Versuche durchgeführt. Die angegebenen Werte für $f_{c,cyl}$ und die der erzielten Traglast P_{max} stellen hierbei jeweils den Mittelwert der entsprechenden Dreierserie dar. Es ist direkt ersichtlich, dass die erzielten Tragfähigkeiten den Schluss einer linearen Zunahme der Tragfähigkeit in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit nicht zulassen. Somit decken die in [1], [7], [8] und [9] angegebenen Bemessungsmodelle den hier vorgesehenen Anwendungsbereich nicht ab.

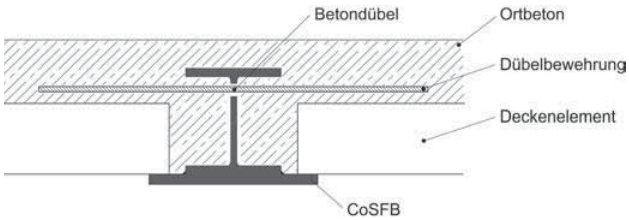

Bild 1. CoSFB – integrierter Deckenträger in Verbundbauweise
Fig. 1. CoSFB – composite slim-floor beam

Tabelle 1. Relevante Push-out-Versuche, Stuttgart 2011
Table 1. Relevant Push-out Tests, Stuttgart 2011

Serie	t_w mm	d_D mm	d_b mm	h_c cm	$f_{c,cyl}$ N/mm²	P_{max} kN
1a	15,5	40	12	16	26,7	1964
1b	15,5	40	12	16	55,1	1655
2-1a	7,5	40	12	15	29,5	1728
2-1b	7,5	40	12	15	58,2	1591
2-2a	15,5	25	12	14,5	32,7	2030

2.2 Versuchsbeschreibung

In Bild 2 sind die Versuchskörper schematisch dargestellt. Die Pressenlast P wurde über einen Querträger und Lasteinleitungsplatten in die Stahlbauteile eingeleitet. Die beiden Hälften des Versuchskörpers wurden zum gleichen Zeitpunkt und liegend betoniert, später wurden sie zum endgültigen Versuchskörper zusammengeschweißt. Somit entspricht die Lage der Versuchskörper beim Betonieren auch der späteren Betonierlage der Bauteile auf der Baustelle. Je Push-out-Körper und -Seite wurden fünf Lagen Dübelbewehrung angeordnet. Zur Messung der Dehnungen der Bewehrungsstäbe wurden an ausgewählten Stellen ein bzw. zur Erfassung möglicher Stabbiegung drei DMS angeordnet. Der Schlupf zwischen Walzprofil und Beton wurde an zwei Stellen gemessen (δ_1 und δ_2). Die Dübelbewehrung verbindet das Walzprofil mit den Betongurten, wobei nicht nur die Stegbohrung, sondern stets die komplette Kammer der Walzprofile ausbetoniert wurde (Bild 2).

Bei den Versuchen zeigten die Betondübel ein duktiles Verhalten. Das Versagen ist stets durch Überschreiten der Bruchdehnung der Bewehrung eingetreten. Ein Versagen des Betons, etwa durch Abscheren, Abplatzen oder ähnlich, konnte hier nicht beobachtet werden.

3 Traglast und Tragverhalten tiefliegender Betondübel

3.1 Traglast

Die Analyse der Versuche ergab, dass sich die Traglast im Wesentlichen aus den Anteilen Betondruckstrebe, Bewehrungsstab und Reibung zusammensetzt. Im Bereich der Stegbohrungen wird die anteilige Last P_Δ über lokale Pressung der Stirnfläche des Steges in den Beton eingeleitet und über Betondruckspannungen in den Betongurt weitergeleitet. Diese Betondruckspannungen können vereinfacht zu einer Betondruckstrebe zusammengefasst werden. Der Beton direkt im Bereich der Stegbohrung unterliegt einem nahezu hydrostatischen Spannungszustand, seine Druck-

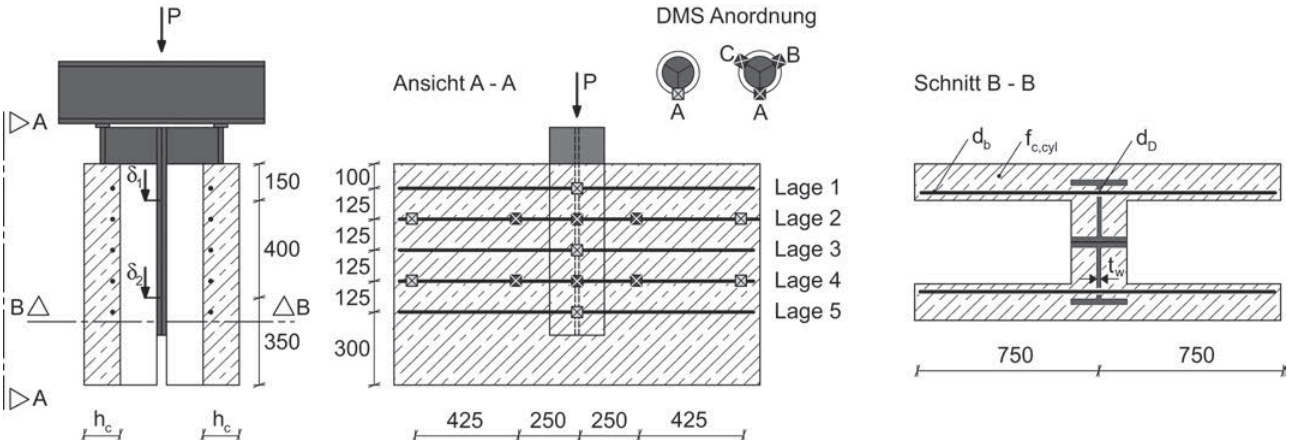

Bild 2. Schematische Darstellung der Push-out-Versuche
Fig. 2. Push-out tests, schematic drawing

festigkeit beträgt hier ein Vielfaches der einaxialen Druckfestigkeit f_{ck} ([1], [13]). Im anschließenden Betongurt breiten sich die Druckspannungen aus, und da die zugehörigen Querzugspannungen hier nicht in gleichem Maße durch äußeren Querdruck begrenzt werden, ist im Betongurt die Druckfestigkeit geringer und wird auf die einaxiale Betondruckfestigkeit f_{ck} limitiert (Bild 3).

Der Anteil der Dübelbewehrung an der Traglast hängt vom Verhältnis der Querkrafttragfähigkeit des Bewehrungsstabes zur lokal aufnehmbaren Betonpressung ab. Ist die Querkrafttragfähigkeit des Bewehrungsstabes größer als die aufnehmbare Betonpressung, so ist der Stab in der Lage, den Beton lokal zu schädigen. Der Stab verschafft sich Raum, kann sich verformen und wird so nicht mehr ausschließlich durch eine Querkraft, sondern ebenfalls durch eine Zugkraft beansprucht. *Paulay* [15] bezeichnet diese Querzugbeanspruchung als „Kinking“ (Bild 4a). Ist die Querkrafttragfähigkeit des Bewehrungsstabes jedoch kleiner als die aufnehmbare Betonpressung, so ist der Stab nicht in der Lage, den Beton lokal zu schädigen. In diesem Fall wird die Querkrafttragfähigkeit des Stabes maßgebend (Bild 4b).

Mit zunehmender Verformung der Bewehrung wird zusätzlich eine Reibkraft zwischen Beton und Trägersteg aktiviert (Bild 5). Die Aktivierung einer Reibkraft ist auch bei Versuchen mit Kopfbolzendübeln zu beobachten [16].

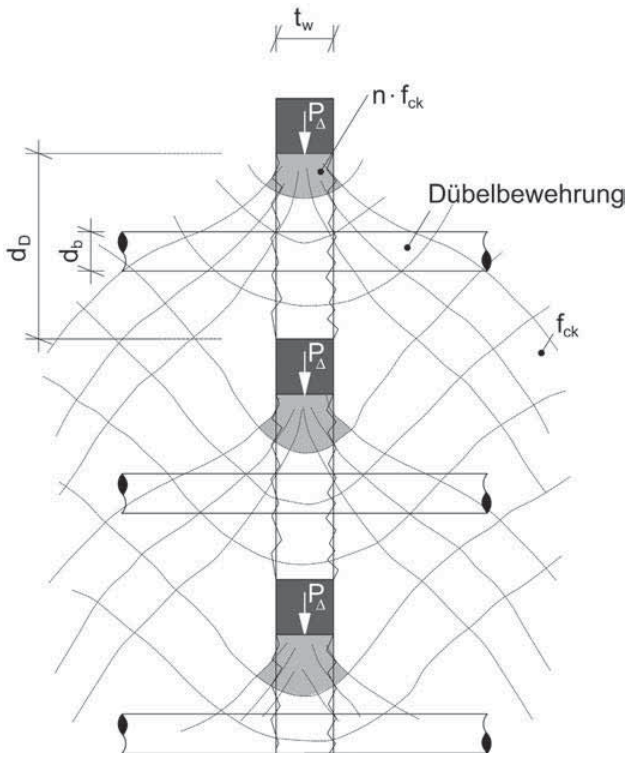

Bild 3. Verlauf der Spannungstrajektorien im Bereich der Stegbohrung [14]
Fig. 3. Stress-trajectories at the web-opening [14]

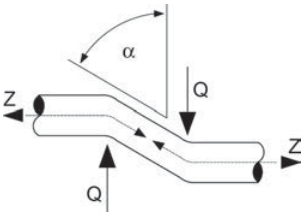

Bild 4a. Querzugbeanspruchung der Dübelbewehrung nach [15]
Fig. 4a. “Kinking” of the dowel reinforcement according to [15]

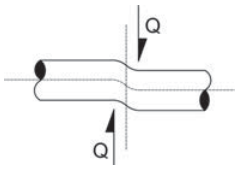

Bild 4b. Reine Querkraftbeanspruchung der Dübelbewehrung
Fig. 4b. Pure shear action on the dowel reinforcement

Bild 5. Verformter Bewehrungsstab nach dem Versuch
Fig. 5. Shape of the deformed bar after testing

3.2 Tragverhalten

Das allgemeine Last-Verformungsverhalten wird mit dem in Bild 6 angegebenen Last-Schlupf-Verlauf für Beton 1 ($f_{c,cyl}$ = 26,8 N/mm^2) und der für das Tragverhalten signifikanten Punkte A bis E erläutert.

Der Kurvenverlauf zwischen den Punkten A und B (= elastischer Bereich) ist durch eine hohe Steifigkeit gekennzeichnet. Eine Laststeigerung bewirkt nur eine geringe Relativverschiebung und führt in diesem Bereich vornehmlich zur Stauchung des Betons im Bereich der Stegbohrung. Beton und Bewehrung beteiligen sich im Verhältnis ihrer Steifigkeit am Lastabtrag, bis schließlich die Beanspruchung der Bewehrung so groß wird, dass die Streckgrenze des Materials erreicht wird, Punkt B. Das Erreichen der Streckgrenze kennzeichnet den Beginn des nicht-linearen Bereiches zwischen den Punkten B und C. Zwar kann zur Bestimmung der Traglast von einer gleichmäßigen Aufteilung der Last P auf die einzelnen Lagen der Dübelbewehrung ausgegangen werden, jedoch erreichen sie im Versuch nicht alle gleichzeitig ihre Streckgrenze. Der Stab, der der Lasteinleitungsstelle am nächsten liegt (Stab in Lage 1, Bild 2), erreicht zuerst seine Streckgrenze. Die Differenz der Beanspruchung der einzelnen Bewehrungslagen ist proportional zur Betonsteifigkeit. Je steifer der Beton ist, umso gleichmäßiger werden die einzelnen Bewehrungsstäbe beansprucht. Mit steigender Belastung erreichen dann sukzessive auch die tieferen Bewehrungsstäbe ihre Streckgrenze, bis schließlich in Punkt C alle Bewehrungslagen ihre Streckgrenze erreicht haben. Dies wurde durch die Auswertung der einzelnen DMS-Messwerte in den Versuchen bestätig. Weitere Laststeigerung ist noch möglich, da der Querschnitt der Bewehrungsstäbe im nicht-linearen Bereich noch nicht vollständig plastiziert ist und somit noch über Tragreserven verfügt. Mit zunehmendem Schlupf wird auch der Winkel α des Stabes kleiner. Das Verhältnis von Querkraft zu Zugkraft reduziert sich, und da die Zugkrafttragfähigkeit der Bewehrung größer als die Querkrafttragfähigkeit ist, werden zusätzliche Tragreserven aktiviert. Auch wird mit zunehmender Stabverformung eine Reibkraft aktiviert (vgl. Bild 5). Schließlich ist ab Punkt D keine Laststeigerung mehr möglich, da die Querschnitte aller Bewehrungslagen nun vollständig plastiziert sind. Versagen erfolgt in der Dübelbewehrung durch ein Überschreiten der Bruchdehnung (Punkt E).

3.3 Einfluss der Betondruckfestigkeit

Der Einfluss der Betondruckfestigkeit lässt sich anhand der beiden in Bild 6 dargestellten Last-Schlupf-Kurven erläutern. Die am Versuchstag gemessene Druckfestigkeit des Betons „1“ betrug $f_{c,cyl}$ = 26,8 N/mm^2 und die des Betons „2“ $f_{c,cyl}$ = 56,1 N/mm^2. Es zeigt sich, dass eine höhere Betondruckfestigkeit nicht zwangsläufig auch zu einer höheren Traglast der Verdübelung führt. Wie bereits in Abschnitt 3.1 ausgeführt, ist die Ursache hierfür in der Art der Beanspruchung der Bewehrung zu suchen, welche direkt auf das Verhältnis der Querkrafttragfähigkeit der Bewehrung zur aufnehmbaren Betonpressung zurückgeführt werden kann. Der gewählte Bewehrungsdurchmesser von 12 mm war bei Beton „1“ in der Lage, den Beton lokal so zu schädigen, dass eine Stabkrümmung möglich wurde. Die Dübelbewehrung wurde auf Querzug aktiviert. Somit entzieht sich die Dübelbewehrung durch die bei Laststeigerung zunehmende Verformung mehr und mehr einer reinen Querkraftbeanspruchung. Der Versuchskörper des höherfesten Betons „2“ verbleibt zwar bis zu einem höheren Lastniveau als der des Betons „1“ im elastischen Bereich, jedoch geht die Traglastkurve bei einer weiteren Laststeigerung recht schnell in einen nahezu horizontalen Verlauf über. Auch erfolgt das Versagen der Dübelbewehrung bereits bei einem Schlupf von ca. 16 mm, also deutlich früher als bei Beton „1“ mit einem Schlupf von ca. 26,5 mm. Das hier beobachtete Tragverhalten ist dem von Kopfbolzendübeln im

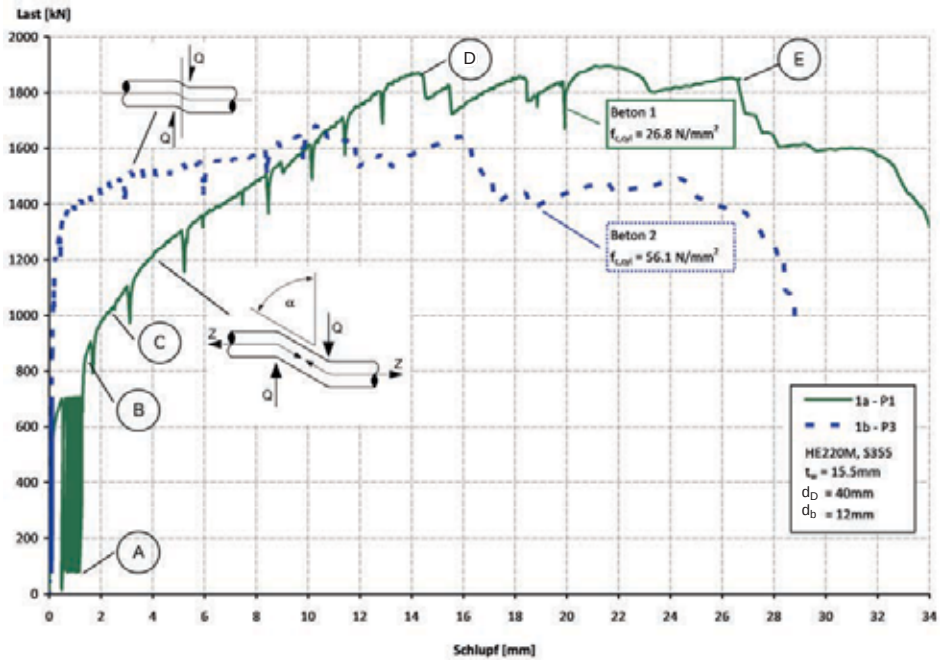

Bild 6. Last-Schlupf-Kurven
Fig. 6. Load-Slip Curves

hochfesten Beton ähnlich [17]. Bei den Versuchen mit Beton „2“ war der gewählte Bewehrungsdurchmesser von 12 mm nicht in der Lage, den Beton lokal ausreichend zu schädigen. Es erfolgte keine nennenswerte Verformung der Stabachse, die Bewehrung wurde im kritischen Schnitt ausschließlich durch eine Kraft senkrecht zur Stablängsachse beansprucht. Die unterschiedliche Beanspruchung der Dübelbewehrung und das Tragverhalten in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit wurden durch die Auswertung der DMS-Messungen und die Kontrolle der Bewehrungsstäbe, die Probekörper wurden nach den Versuchen aufgestemmt, bestätigt.

4 Empfehlungen zur Bemessung

Die Ergebnisse der durchgeführten Push-out- und Trägerversuche ([5], [6], [10], [11]), auf die hier im Einzelnen nicht eingegangen werden kann, führten zu den in Tabelle 2 angegebenen Werten. Sie stellen die in einer statistischen Auswertung nach [18] ermittelten charakteristische Werte der Dübeltragfähigkeit dar. Der hierbei zur Ermittlung der Bemessungswerte zu verwendende Teilsicherheitsbeiwert γ_v beträgt 1,25.

Die CoSFB-Betondübel haben sich in den Versuchen ausreichend duktil verhalten, so dass sie in Trägerlängsrichtung äquidistant angeordnet werden können. Auch ist die Anwendung der Teilverbundtheorie möglich. Der Achsabstand der Stegbohrungen darf 125 mm nicht unterschreiten. Trägerversuche haben die Aktivierung des Betongurtes gemäß [12] bestätigt, der Nachweis ausreichender Längsschubtragfähigkeit der Betongurte ist in den kritischen Schnitten zu führen und die Dübelbewehrung ist ausreichend im Betongurt zu verankern. Über dem Trägeroberflansch ist eine Mindestbewehrung und Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreite anzuordnen.

Es wird empfohlen, zumindest den Nachweis der Betondruckspannungen am oberen Querschnittsrand zu führen. Insbesondere ist darauf zu achten, dass in der Kammer ein Vollbetonquerschnitt vorhanden sein muss. Ein Auflegen von Profilblechen oder ähnlich, ist im Bereich der Kammer des Trägers nicht zulässig.

5 Hinweise zum Entwurf

Durch die Kombination von Betondübeln mit integrierten Deckenträgern wird der Anwendungsbereich der Slim-Floor-Bauweise deutlich erweitert. War bis dato die Spannweite der Deckenträger aus wirtschaftlichen Gründen meist auf etwa 7 m begrenzt, so sind nun mit dem CoSFB Spannweiten bis 12 m und sogar 14 m möglich [19]. Der Materialverbrauch der Slim-Floor-Bauweise ist optimiert, ihre Wirtschaftlichkeit und ihre ökobilanzielle Betrachtung insgesamt verbessert. Große Spannweiten ermöglichen eine Reduzierung der Anzahl an Innenstützen. So entstehen große, stützenfreie Räume mit hoher Flächeneffizienz, welche individuell an die Bedürfnisse der Nutzer angepasst werden können. Sie sind nutzungsfreundlich und bieten maximale Flexibilität bei minimalen Herstellungskosten.

Die Integration des Trägers in die Decke ermöglicht eine sehr einfache Installation der Haustechnik unter der Decke. Sie ist auch bei späteren Umnutzungen leicht zugänglich. Da aufwändige Trägerdurchführungen nicht erforderlich sind, wird sowohl die Planungsphase als auch der Bauablauf signifikant vereinfacht. Feuerwiderstandsklassen bis R60 können ohne zusätzliche Maßnahmen erfüllt werden, R90 ist mit geringem Aufwand möglich. Höhere Feuerwiderstandsklassen können durch einfaches Schützen der angeschweißten Auflagerplatte ebenfalls kostengünstig realisiert werden.

Allgemein ist in der Konzeption darauf zu achten, dass die Deckenspannweite möglichst groß gewählt wird. Das Trägergewicht liegt in der Regel zwischen 20 kg/m^2 und 25 kg/m^2. Beträgt die mögliche Spannweite L von Slim-Floor-Trägern ohne Verbundtragwirkung etwa $L = h \cdot 25$ (mit h = Trägerhöhe), so kann die Spannweite der CoSFB sogar $L = h \cdot 35$ und mehr betragen. Es können Deckenfelder von bis zu 10 m × 14 m mit einer Konstruktionshöhe von lediglich 40 cm frei überspannt werden.

6 Referenzprojekte

Die im Folgenden kurz vorgestellten Projekte stehen stellvertretend für eine Vielzahl in unseren europäischen Nachbarländern ausgeführter Projekte. Vor allem in Frankreich wird die CoSFB-Bauweise bereits erfolgreich eingesetzt. Die Verwendung von Profilblechdecken (z. B. Cofraplus 220 [20]) und Stahlkassettendecken (z. B. Cofradal 200, Cofradal 260) führt zu einer Optimierung des Eigengewichtes der Deckenkonstruktion und hat sich als äußerst wirtschaftlich und effizient herausgestellt (Bild 7). Der hohe Vorfertigungsgrad ermöglicht einen beschleunigten Baufortschritt und minimiert die Lohnkosten der Bauphase. Folglich werden bei dieser Bauweise nicht nur der Verbrauch an Rohstoffen und Primärenergie reduziert, sondern auch die allgemeinen Gestehungskosten. Der äußerst geringe Materialverbrauch verringert die Anzahl an Materialtransporten zur Baustelle auf ein Mindestmaß und die belastenden Emissionen aus dem Baustellenbetrieb werden ebenfalls erheblich reduziert. Aufgrund ihres somit nur geringen Bedarfs an Primärenergie und ihres sehr niedrigen CO_2-Äquivalentes pro Quadratmeter Deckenfläche, der flexiblen Nutzung der Räume bei hohem Nutzerkomfort und dem großen Recyclingpotenzial der Tragkonstruktion ist diese Bauweise in der ganzheitlichen Bewertung äußerst nachhaltig [21].

Bild 8 zeigt das Deckenfeld vor dem Betonieren des ersten Obergeschosses eines 2011 erstellten Bürogebäudes

Tabelle 2. Empfohlene charakteristische Werte der Längsschubtragfähigkeit je Ausnehmung P_{Rk} in [kN]
Table 2. Recommended characteristic values of the dowel resistance P_{Rk} in [kN] per dowel

Betonklasse/Stegdicke	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50 bis C55/67
7,5 mm ≤ t_w < 15,5 mm	117	125	135	122
15,5 mm ≤ t_w	148	157	166	122

Bild 7. CoSFB mit Cofraplus 220
Fig. 7. CoSFB with Cofraplus 220

in Maizières-lès-Metz, Frankreich. Der CoSFB wurde hier mit Cofradal 200, eine in Frankreich zugelassene Stahlkassettendecke, kombiniert. Bei einer Spannweite von über 12 m beträgt die Konstruktionshöhe des CoSFB lediglich 30 cm. Der Trägerabstand von nur 5,58 m führte einerseits zu relativ geringen Beanspruchungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit, andererseits jedoch auch zu einer geringen modalen Masse, wodurch besonderes Augenmerk auf die Schwingungsanalyse zu legen war.

Die Rekonstruktion eines historischen Gebäudes in Zlin, Tschechien, zeigt Bild 9. Um die Stützen und Fundamente des Bestandes ohne aufwändige Verstärkungen weiterhin zu verwenden, wurde eine Konstruktion mit möglichst geringem Eigengewicht verwendet. Die Kombination von integrierten Deckenträgern mit Cofraplus 220 hat sich hierbei, unter den gegebenen Randbedingungen, als optimale Lösung erwiesen.

7 Zusammenfassung und Ausblick

In den Jahren 2009 und 2011 wurde im Rahmen zweier Versuchprogramme die Anwendung tiefliegender Betondübel zur Realisierung von Slim-Floor-Trägern in Verbundbauweise (CoSFB) untersucht. Das duktile Tragverhalten der Betondübel sowie die Möglichkeit einer plastischen Bemessung der CoSFB wurde bestätigt. Die Auswertung der 2009 durchgeführten Versuche zeigte, dass eine höhere Betondruckfestigkeit nicht zwangsläufig zu einer höheren Traglast der Betondübel führt. Somit geben, im Rahmen der geplanten Anwendung, bestehende Bemessungsmodelle die Traglasten nur unzureichend wieder. Die Analyse der zur Untersuchung dieses Phänomens abgestimmten Versuchsreihen von 2011 führte zu der Erkenntnis, dass sich die Traglast im Wesentlichen aus den Anteilen einer in den Dübel laufenden Betondruckstrebe, der Tragfähigkeit der Dübelbewehrung und aus Reibung zusammensetzt. Das Tragverhalten der tiefliegenden Betondübel wird detailliert beschrieben. Es konnte abgeleitet werden, dass bei höheren Betondruckfestigkeiten eine Umlagerung der Beanspruchung des Bewehrungsstabes von einer reinen Querkraft in eine Quer-Zug-Interaktion eingeschränkt wird und hieraus geringere Traglasten bei geringerer Duktilität der Verdübelung resultieren. Basierend auf den Versuchsergebnissen werden Empfehlungen zur Bemessung der Verbundfuge gegeben. Sie berücksichtigen den beschriebenen Einfluss der Betondruckfestigkeit und stellen die Anwendung auch bei Baustellenbeton mit außerplanmäßig hoher Betondruckfestigkeit sicher. Somit liegt nun eine Grundlage zur Bemessung der Betondübel im untersuchten Anwendungsbereich vor. Die im Beitrag gegebenen Hinweise erleichtern den Entwurf und die wirtschaftliche Anwendung der entwickelten Verbund-Slim-Floor-Träger. Ausgeführte Projekte belegen die Wirtschaftlichkeit und Praxistauglichkeit dieser Bauweise. Ein Antrag zur Erteilung einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung liegt dem DIBt vor, ein positiver Bescheid wird erwartet. Durch die Zulassung wird die von ArcelorMittal entwickelte CoSFB-Bauweise der Allgemeinheit zugänglich. In einem weiteren Beitrag werden die Trägerversuche detailliert beschrieben und die statistische Auswertung der in Tabelle 2 angegebenen Dübeltragfähigkeiten erläutert.

Bild 8. CoSFB + Cofradal 200, Maizières-lès-Metz, France
Fig. 8. CoSFB + Cofradal 200, Maizières-lès-Metz, France

Bild 9. Kulturhaus in Zlin, Tschechien
Fig. 9. Regional Culture House, Zlin, Czech Republic

Danksagung

Vielen Dank an die MPA Stuttgart für die professionelle Durchführung der Versuche. Unser besonderer Dank gilt Frau Prof. *U. Kuhlmann* und ihren Mitarbeitern, Herrn Dr.-Ing. *G. Hauf*, Herrn Dipl.-Ing. *F. Eggert* und Herrn Dr.-Ing. *M. Konrad* für ihren persönlichen Einsatz.

Literatur

[1] *Feldmann, M., Hegger, J.* et al.: Neue Systeme für Stahlverbundbrücken – Verbundfertigteilträger aus hochfesten Werkstoffen und innovativen Verbundmitteln. Forschungsprojekt P804, Forschungsvereinigung Stahlanwendung (FOSTA), 2012.

[2] *Schmitt, V.* et al.: Untersuchung zum verstärkten Einsatz von Stahlverbundkonstruktionen bei Brücken kleiner und mittlerer Spannweite. Forschungsprojekt P629, Forschungsvereinigung Stahlanwendung (FOSTA), 2005.

[3] DIN EN 1994-2: Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 2: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für Brücken. Dezember 2010.

[4] *Andrä, H.-P.*: Neuartige Verbundmittel für den Anschluss von Ortbetonplatten an Stahlträger. Beton- und Stahlbetonbau 80 (1985), H. 12, S. 325–328.

[5] *Hechler, O., Braun, M., Hauf, G., Kuhlmann, U.*: CoSFB – The Composite Slim-Floor Beam. 6th European Conference on Steel and Composite Structures (Eurosteel). Budapest, Hungary, 2011.

[6] *Kuhlmann, U.* et al.*:* Push-out and girder tests for the determination of the bending capacity and longitudinal shear capacity of Composite Slim-Floor girder with Cofradal 200 deck elements. Versuchsbericht (unveröffentlicht). Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2010.

[7] Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung – Perfobondleiste. Deutsches Institut für Bautechnik, Zulassungsnummer Nr. Z-26.4-38, Berlin 2007.

[8] *Wurzer, O.*: Zur Tragfähigkeit von Betondübeln. Dissertation am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Universität der Bundeswehr, München 1998.

[9] *Zapfe, C.*: Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit Betondübeln zur Übertragung der Längsschubkräfte. Dissertation am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Universität der Bundeswehr, München 2001.

[10] *Kuhlmann, U., Hauf, G., Eggert, F.*: Push-out-Versuche zur Bestimmung der Längsschubtragfähigkeit von Verbund "Slim-Floor"-Trägern. Versuchsbericht (unveröffentlicht). Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2013.

[11] *Hechler, O., Braun, M., Obiala, R., Hauf, G., Eggert, F., Kuhlmann, U.*: CoSFB – Composite Slim-Floor Beam – Experimental Test Campaign and Evaluation. Composite Construction VII, Australia, 2013.

[12] DIN EN1994-1-1: Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau. Dezember 2010.

[13] *Lieberum, K.-H., Reinhardt, H.-W., Weigler, H.*: Das Tragverhalten von Beton bei extremer Teilflächenbelastung. Beton- und Stahlbetonbau 84 (1989), H. 1, S.1–5.

[14] *Leonhardt, F., Andrä, W., Andrä, H.-P., Harre, W.*: Neues vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit. Beton- und Stahlbetonbau 82 (1987), H. 12, S. 325–331.

[15] *Paulay, T., Park, R., Phillips, M. N.*: Horizontal Construction Joints in Cast-In-Place Reinforced Concrete. Special Publication 42–27, pp. 599–616, American Concrete Institute, 1974.

[16] *Lungershausen, H.*: Zur Schubtragfähigkeit von Kopfbolzendübeln. Mitteilung 88-7, Institut für konstruktiven Ingenieurbau Ruhr-Universität Bochum, 1988.

[17] *Feldmann, M., Hegger, J., Hechler, O., Rauscher, S.*: Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundmitteln unter ruhender und nichtruhender Belastung bei Verwendung hochfester Werkstoffe. Forschungsprojekt P621, Forschungsvereinigung Stahlanwendung (FOSTA), 2007.

[18] DIN EN 1990: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung. Dezember 2010.

[19] *Braun, M., Hechler, O., Birarda, V.*: 140 m^2 Column Free Space due to Innovative Composite Slim Floor Design. 9th International Conference on Steel Concrete Composite and Hybrid Structures. Leeds, UK, 2009.

[20] Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung – ArcelorMittal Systemdecke Cofraplus 220. Deutsches Institut für Bautechnik, Zulassungsnummer Nr. Z-26.1-55, Berlin 2013.

[21] *Braun, M., Hechler, O., Hauf, G., Kuhlmann, U.*: Embodied energy optimization by innovative structural systems. Final Conference of the COST Action C25: Sustainability of Constructions – Towards a better built environment. Innsbruck, Austria, 2011.

Autoren dieses Beitrages:
Dipl.-Ing. Mathias Braun,
mathias.braun@arcelormittal.com,
Dr.-Ing. Oliver Hechler,
oliver.hechler@arcelormittal.com,
Dr.-Ing. Renata Obiala,
renata.obiala@arcelormittal.com,
ArcelorMittal Europe – Long Products,
66, rue de Luxembourg,
4009 Esch-sur-Alzette,
Luxembourg

Matthias Braun

CoSFB mit Cofraplus 220®-Decke – Bemessungsbeispiel

Anwendung von tiefliegenden Betondübeln bei Slim-Floor-Konstrutionen – CoSFB

1 Einleitung

Betondübel stellen eine erprobte und wirtschaftliche Methode dar, eine Verbundtragwirkung zwischen einem Baustahlquerschnitt und Ortbeton zu erzielen. Mit der Erteilung der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung „CoSFB-Betondübel“ [1], ist ihre Anwendung nun auch für integrierte Deckenträger (Slim-Floor-Träger, SFB) geregelt. Die CoSFB-Betondübel bestehen aus in den Trägersteg gebohrte Öffnungen, durch die bauseits handelsübliche Bewehrungsstäbe geführt werden. Die Stegöffnung und die Bewehrungsstäbe werden beim Betonieren der Decke direkt mit vergossen (Bild 1). Ihre Verwendung mit integrierten Deckenträgern führt zu einer deutlichen Erhöhung der Steifigkeit und der Tragfähigkeit dieser. Es sind schlanke Tragwerke möglich, große Spannweiten werden mit einer geringen Konstruktionshöhe kombiniert.

Die in [1] gegebenen Regeln gelten für die Verwendung von CoSFB-Betondübeln zum Anschluss von Stahlbetongurten im Hochbau, wobei ihre Verwendung auf den positiven Momentenbereich begrenzt ist. Die Deckenträger bestehen entweder aus einem Walzprofil oder werden aus einem solchen gefertigt. Sie sind mindestens in der Baustahlgüte S355 auszuführen und können ganz oder auch teilweise in die Decke integriert sein. Es können Betone der Festigkeitsklassen von C25/30 bis C55/67 verwendet werden. Grundsätzlich ist die Verwendung der CoSFB-Betondübel unabhängig von der verwendeten Decke. So können z. B. Betonteilfertigteile mit späterer Ortbetonergänzung oder Profilblechdecken, wie Cofraplus 220® [2] verwendet werden (Bild 2). Es ist lediglich darauf zu achten, dass die Kammer des Trägers vollständig ausbetoniert wird und genügend Betonüberdeckung über dem Oberflansch vorhanden ist. Auch ist als Dübelbewehrung

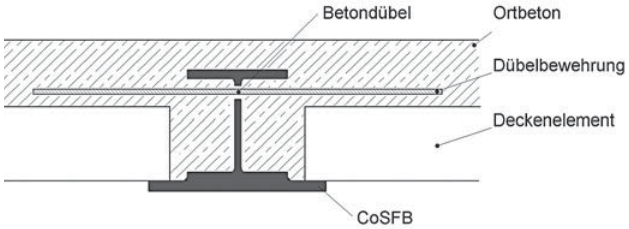

Bild 1. CoSFB – integrierter Deckenträger in Verbundbauweise [4]

Bild 2. CoSFB mit Cofraplus® 220-Decke [4]

ein gerader Betonstabstahl zu verwenden, welcher nicht aufgebogen werden darf und im Betongurt ausreichend zu verankern ist. Über dem Trägeroberflansch sind stets eine Mindestbewehrung und eine Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreite anzuordnen. Die einzuhaltenden Grenzabmessungen und die Bestimmungen zur Ausführung, sind direkt [1] zu entnehmen. Informationen über die durchgeführten Bauteil- und Push-Out-Versuche finden sich in [3]. In [4] werden Hintergründe des Tragverhaltens erläutert. In diesem Beitrag wird zur Unterstützung der Anwendung der CoSFB-Bauweise ein Bemessungsbeispiel vorgestellt.

2 CoSFB mit Cofraplus 220®-Decke – Bemessungsbeispiel

2.1 Querschnitt, Lastannahmen und statisches System

Im Folgenden werden die wesentlichen statischen Nachweise eines CoSFB in Kombination mit einer Cofraplus 220®-Decke geführt. Die Bemessung des Trägers erfolgt elastisch-plastisch [5], [6]. Damit lokale Instabilitäten ausgeschlossen werden können, muss der Querschnitt mindestens der Klasse 2 entsprechen. Es wird ideal elastisches – ideal plastisches Werkstoffverhalten des Baustahls vorausgesetzt. In den Berechnungen wird der Materialsicherheitsbeiwert $\gamma_{M0} = 1.0$ verwendet [6].

Der CoSFB befindet sich in Mittellage und wird aus den Deckenfeldern symmetrisch belastet. Der Trägerquerschnitt besteht aus einem Standard-Walzprofil HE320A in der Stahlgüte S355M und einer an den Unterflansch angeschweißten Platte mit den Abmessungen 450 mm × 25 mm, ebenfalls in der Güte S355 (Bild 3a). Die Trägerspannweite beträgt 11 m, der Achsabstand der Träger 8.1 m. Es wird die Betondruckfestigkeitsklasse C30/37 gewählt. Als Deckenblech wird

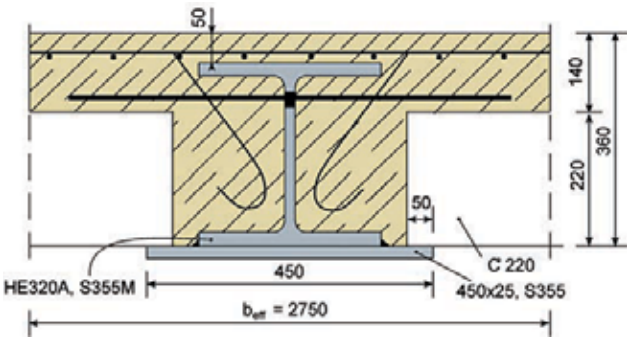

Bild 3a. CoSFB-Querschnitt, Abmessungen in mm

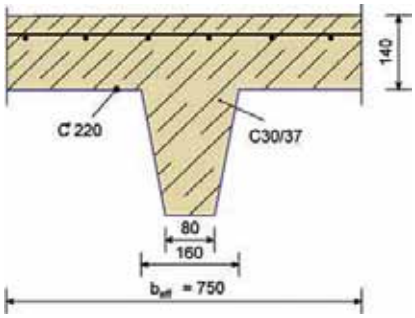

Bild 3b. Cofraplus 220®-Querschnitt, Abmessungen in mm

Cofraplus 220® [2] mit 14 cm Aufbeton gewählt (Bild 3b), wodurch sich eine Betonüberdeckung über dem Trägeroberflansch von 50 mm ergibt. Der Träger wird als Einfeldträger mit gelenkigen Träger-Stützenverbindungen ausgebildet und im Bauzustand in den Drittelspunkten unterstützt. Die Decke wird im Bauzustand je Feld zweimal unterstützt und ist im Endzustand, nach dem Entfernen der Hilfsstützen, über drei 8.1 m-Felder durchlaufend, was bei der Bestimmung der Belastung des Trägers zu berücksichtigen ist.

Die Abminderung der Streckgrenze in Abhängigkeit der Materialstärke wird getrennt für die Platte und das Walzprofil gemäß [7] vorgenommen. Auf einen Nachweis des Trägers im Bauzustand, sowie die Nachweise der Decke im Bauzustand und im Brandfall, die Bemessung der Schweißnaht zwischen Walzprofil und Platte und der Bemessung des Anschlusses des Trägers an die Stützen, kann im Rahmen dieses Beispiels nicht eingegangen werden.

– *Lastannahmen*

Die Durchlaufwirkung der Decke wird durch eine Erhöhung der entsprechenden Lasten mit dem Faktor 1.10 berücksichtigt.

Cofraplus 220®-Decke mit 14 cm Aufbeton

$1.10 \cdot 4.54\ \text{kN/m}^2 = 5.00\ \text{kN/m}^2$

Ausbaulasten, ständig wirkend

$1.10 \cdot 1.20 = 1.32\ \text{kN/m}^2$

Eigengewicht Stahlträger mit Platte

$185.9\ \text{kg/m} \cdot 9.81/1000 = 1.82\ \text{kN/m}$

Kammerbeton

$(0.35\ \text{m} \cdot 0.36\ \text{m} - 0.01244\ \text{m}^2) \cdot 25\ \text{kN/m}^3 = 2.84\ \text{kN/m}$

Summe der ständigen Lasten

$\Sigma g_k = (5.00\ \text{kN/m}^2 \cdot 7.75\ \text{m} + 1.32\ \text{kN/m}^2 \cdot 8.10\ \text{m} + 1.82\ \text{kN/m} + 2.84\ \text{kN/m})/8.10\ \text{m} = 6.68\ \text{kN/m}^2$

Nutzlasten, Kategorie B1

$2.00\ \text{kN/m}^2$

Zuschlag für leichte Trennwände

$1.20\ \text{kN/m}^2$

Summe der veränderlichen Lasten:

$\Sigma q_k = 1.10 \cdot (2.00 + 1.20)\ \text{kN/m}^2 = 3.52\ \text{kN/m}^2$

Abminderung der Nutzlast mit α_A für Kategorie B:

$\alpha_A = 0.50 + 10/A = 0.50 + 10/(11 \cdot 8.1) = 0.61$

Mit α_A abgeminderte Nutzlast:

$q_k' = q_k \cdot \alpha_A = 3.52\ \text{kN/m}^2 \cdot 0.61 = q_k' \approx 2.16\ \text{kN/m}^2$

– *Belastung des Trägers*

Charakteristisch:

$E_k = g_k + q_k' = 8.1\ \text{m} \cdot (6.68 + 2.16)\ \text{kN/m}^2 = 71.6\ \text{kN/m}$

Bemessungswert:

$E_d = 1.35 \cdot g_k + 1.50 \cdot q_k'$

$E_d = 8.1\ \text{m} \cdot (1.35 \cdot 6.68 + 1.5 \cdot 2.16)\ \text{kN/m}^2 = 99.2\ \text{kN/m}$

– *Kontrolle der Grenzwerte c/t nach [5]:*

Oberer Flansch:

$c/t = ½ \cdot (b - t_w - 2 \cdot r)/t_f = ½ \cdot (300 - 9.0 - 2 \cdot 27)/15.5$
$= 118.5/15.5 = 7.6 < 8.1 = 10 \cdot \varepsilon \Rightarrow$ Klasse 2

Steg:

$c/t = (h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r)\ /\ t_w = (310 - 2 \cdot 15.5 - 2 \cdot 27)/9.0$
$= 225/9.0 = 25.0 < 33.0$
$= 396 \cdot \varepsilon/(13 \cdot \alpha - 1) \Rightarrow$ Klasse 1

Mit $\varepsilon = \sqrt{235/355}$ und $\alpha = 0.83$ (plastische Nulllinie für den unreduzierten SFB-Querschnitt $z_{pl} = 228.54$ mm vom oberen Querschnittsrand).

2.2 Bemessung des CoSFB

2.2.1 Elastisch-plastische Bemessung des Trägers im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)

Aufgrund der lokalen Einleitung der Deckenlasten in die Auflagerplatte werden diese und der untere Flansch des Walzprofils auf Biegung in Querrichtung zur Trägerlängsachse beansprucht. Diese sogenannte „Querbiegung“ und die zugehörigen Querkräfte sind beim lokalen Tragfähigkeitsnachweis der entsprechenden Querschnittsteile zu berücksichtigen. Auch ist die lokale Verformung der Auflagerplatte und des unteren Flansches zu begrenzen. Es wird vereinfachend davon ausgegangen, dass die Lasteinleitung als Linienlast erfolgt.

Im Rahmen dieses Beispiels wird, vereinfachend und auf der sicheren Seite liegend, die Annahme getroffen, dass die komplette Last (inklusive des Eigengewichtes) über die angeschweißte Platte abgetragen wird. Die minimale Auflagerbreite der Cofraplus 220®-Decke beträgt 5 cm.

– *Nachweis der angeschweißten Platte*

Vorhandene Querkraft:

$V_{E,d} = ½ \cdot 99.2\ \text{kN/m} = 49.6\ \text{kN/m}$

Plastische Querkrafttragfähigkeit:

$$V_{pl,Rd,Pl} = b \cdot t_{Pl} \cdot f_{y,d}/\sqrt{3} = (100 \cdot 2.5) \cdot 34.5/\sqrt{3}$$

$= 4980\ \text{kN/m}$

Nachweis:

$V_{E,d}/V_{pl,Rd,Pl} = 49.6/4980 = 0.01 < 0.50$

$\Rightarrow$ Der Nachweis ist erbracht!

Vorhandenes Moment:

$M_{E,d} = 49.6\ \text{kN/m} \cdot ½ \cdot (45 - 30 - 5)\text{cm} = 248\ \text{kNcm/m}$

Plastische Momententragfähigkeit:
$M_{pl,Rd,Pl} = 1/4 \cdot b \cdot t_{Pl}^2 \cdot f_{y,d} = 1/4 \cdot (100 \cdot 2.5^2) \cdot 34.5$
$= 5391$ kNcm/m
Nachweis:
$M_{E,d}/M_{pl,Rd,Pl} = 248/5391 = 0.05 < 1.00$
⇒ Der Nachweis ist erbracht!
⇒ Aufgrund der geringen Querkraftauslastung ist kein M/V-Interaktionsnachweis zu führen!

– *Nachweis des Unterflansches*
Vorhandene Querkraft:
$V_{E,d} = 1/2 \cdot 99.2$ kN/m = 49.620 kN/m

Plastische Querkrafttragfähigkeit:

$$V_{pl,Rd,Ufl} = b \cdot t_{Ufl} \cdot f_{y,d}/\sqrt{3} = \left(100 \cdot 1.55\right) \cdot 35.5/\sqrt{3}$$

$= 3177$ kN/m

Nachweis:
$V_{E,d}/V_{pl,Rd,Ufl} = 49.6/3177 = 0.02 < 0.50$
⇒ Der Nachweis ist erbracht!
Vorhandenes Moment:
$M_{E,d} = 49.6$ kN/m $\cdot$ 1/2 $\cdot$ 30 cm = 745 kNcm/m
Plastische Momententragfähigkeit:
$M_{pl,Rd,Ufl} = 1/4 \cdot b \cdot t_{Ufl}^2 \cdot f_{y,d} = 1/4 \cdot (100 \cdot 1.55^2) \cdot 35.5$
$= 2132$ kNcm/m
Nachweis:
$M_{E,d}/M_{pl,Rd,Ufl} = 745/2132 = 0.35 < 1.00$
⇒ Der Nachweis ist erbracht!
⇒ Aufgrund der geringen Querkraftauslastung ist kein M/V-Interaktionsnachweis zu führen!

– *Nachweis des Trägers in Längsrichtung unter Berücksichtigung der Querbiegung, Ersatzträgerverfahren*
Der Einfluss der Querbiegung muss bei der Bestimmung der Biegetragfähigkeit des Profils berücksichtigt werden. Auf der Grundlage des statischen Satzes der Traglasttheorie gilt, dass eine beliebige, statisch zulässige und sichere Spannungsverteilung eine sichere, untere Grenze der plastischen Querschnittstragfähigkeit darstellt. Die Forderung nach statischer Zulässigkeit ist erfüllt, wenn die aus der Integration des Spannungszustandes resultierenden Schnittgrößen im Gleichgewicht mit den Schnittgrößen aus der Tragwerksberechnung stehen. Die Spannungsverteilung ist sicher, wenn an keiner Stelle des Querschnitts die Fließbedingung verletzt wird, d. h. wenn die aus einer Fließhypothese resultierende Vergleichsspannung kleiner oder gleich der Fließspannung ist. Dies kann z. B. durch die Einhaltung der Fließbedingung nach *von Mises* erfolgen:

$$\sigma_{vM} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y - \sigma_x \cdot \sigma_z - \sigma_y \cdot \sigma_z + 3 \cdot \tau_{xy}^2 + 3 \cdot \tau_{xz}^2 + 3 \cdot \tau_{yz}^2} \le f_{y,d}$$

Werden die Träger als Einfeldträger ausgebildet und mit einer Gleichstreckenlast belastet, so ist im Bereich des maximalen Biegemomentes die Querkraft und somit die entsprechende Schubspannung vernachlässigbar klein. Ebenfalls ist die Schubspannung im Unterflansch, bedingt durch die kontinuierlich eingeleitete Last und den relativ kleinen Hebelarm, vernachlässigbar. Somit entfallen sämtliche Schubspannungsglieder $\tau_{xy} \approx \tau_{xz} \approx \tau_{yz} \approx 0$ und die obige Fließbedingung vereinfacht sich zu:

$$\sigma_{vM} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y} \le f_{y,d}$$

Besitzen die Spannungen σ_x und σ_y ein gleiches Vorzeichen, wird die obige Bedingung auch dann noch erfüllt, wenn beide bis zum Bemessungswert der Streckgrenze $f_{y,d}$ ausgenutzt werden. Haben sie dagegen ein unterschiedliches Vorzeichen, so können beide nicht gleichzeitig den Wert $f_{y,d}$ annehmen, ohne die Fließbedingung zu verletzen.

Die Einhaltung der Fließbedingung kann durch ein vereinfachtes Verfahren sichergestellt werden [8]: Die Bereiche, in denen σ_x und σ_y ein unterschiedliches Vorzeichen besitzen, werden bei der Ermittlung der Biegetragfähigkeit des Trägers nicht berücksichtigt. Diese wird für einen „*Ersatzträger*“ bestimmt, wobei die Dicke der Platte und ggfs. die des Unterflansches des Walzprofils, um den Einfluss der lokalen Biegung reduziert wird. Liegt die plastische Nulllinie im Steg des Querschnittes, so kann die in Bild 4 dargestellte plastische Spannungsverteilung angenommen werden. Die reduzierte Dicke des Unterflansches ergibt sich dann zu:

$$t_{red} = t - \Delta t \text{ mit } M_{pl,Rd,Pl} = 0.25 \cdot t^2 \cdot f_{y,d} \text{ und}$$

$$\Delta t = 0.5 \cdot t \cdot \left(1 - \sqrt{1 - M_{Ed}/M_{pl,Rd}}\right)$$

Diese Methode ist vor allem zur Handrechnung und zur Kontrolle genauerer Berechnungsmethoden geeignet. Eine exakte Berücksichtigung des Einflusses der Querbiegung auf die Längsbiegetragfähigkeit nach [9] ist u. a. in die Software [10] eingearbeitet. Wird der Träger nicht als Einfeldträger ausgebildet oder werden Einzellasten eingeleitet, so ist ein M/V-Interaktionsnachweis zu führen. Dies kann z. B. nach [11] erfolgen.

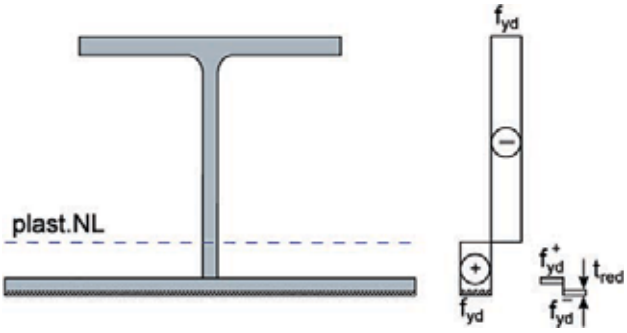

Bild 4. Einfluss der Querbiegung auf die Längsbiegetragfähigkeit

Im Rahmen dieses Beispiels wird die vorhandene Querbiegung berücksichtigt, indem die Biegetragfähigkeit, wie oben beschrieben, für einen „Ersatzträger“ bestimmt wird. Sofern die plastische Nulllinie nicht in durch Querbiegung beanspruchten Bauteilen (Platte, Unterflansch) liegt, gilt für die Reduzierung der Plattendicke um Δt_{Pl}:

$$\Delta t_{pl} = 1/2 \cdot 25 \text{ mm} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 248/5391}\right) = 0.29 \text{ mm}$$

Plattendicke für Ersatzträger:
$t_{Pl,red} = 25$ mm – 0.29 mm = 24.71 mm

Reduzierung des Unterflansches um Δt_{Ufl}:

$$\Delta t_{Ufl} = \tfrac{1}{2} \cdot 15.5\ \text{mm} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 745/2132}\right) = 1.50\ \text{mm}$$

Unterflanschdicke für Ersatzträger:
$t_{Ufl,red} = 15.5\ \text{mm} - 1.50\ \text{mm} = 14.00\ \text{mm}$

Die Lage der plastischen Nulllinie des Verbundquerschnittes ergibt sich zu $z_{pl,o} = 95.5$ mm vom oberen Querschnittsrand (Bild 5). Aus dem Kräftegleichgewicht ergibt sich für den Ersatzträger ein Bemessungswert der Biegetragfähigkeit von $M_{pl,Rd,red} = 1846$ kNm.
Vorhandene Querkraft:
$V_{E,d} = \tfrac{1}{2} \cdot 99.2\ \text{kN/m} \cdot 11\ \text{m} = 546\ \text{kN}$
Plastische Querkrafttragfähigkeit:

$$V_{pl,Rd} = A_{vz} \cdot f_{y,d} / \sqrt{3} = 41.13 \cdot 35.5 / \sqrt{3} = 843\ \text{kN}$$

Nachweis:
$V_{E,d}/V_{pl,Rd} = 546/843 = 0.65 < 1.00$
⇒ Der Nachweis ist erbracht!
Vorhandenes Moment:
$M_{E,d} = 99.2\ \text{kN/m} \cdot (11.0\ \text{m})^2/8 = 1501\ \text{kNm}$
Plastische Momententragfähigkeit:
$M_{pl,Rd,red} = 1846$ kNm
Nachweis:
$M_{E,d}/M_{pl,Rd} = 1501/1846 = 0.81 < 1.00$
⇒ Der Nachweis ist erbracht!

Da es sich um einen gelenkig gelagerten Einfeldträger mit Gleichstreckenlast handelt, liegen die Maxima der Querkraft und des Biegemomentes an unterschiedlichen Stellen. Somit ist ein M/V-Interaktionsnachweis nicht zu führen.

Gemäß [1] kann auf eine dehnungsbegrenzte Bestimmung der Biegetragfähigkeit des Trägers verzichtet werden, wenn der Unterschied zur vollplastisch ermittelten Biegetragfähigkeit weniger als 5 % beträgt. Diese Bedingung wird von CoSFB in der Regel erfüllt. Größere Abweichungen der Biegemomententragfähigkeit können sich allenfalls bei sehr hohen Trägern und einer nur geringen Beteiligung des Betons an der Biegetragfähigkeit ergeben. In diesen Fällen sollte allerdings hinterfragt werden, ob bei solchen Querschnitten eine Aktivierung des Betons sinnvoll ist. Im vorliegenden Fall ergibt sich mittels einer dehnungsbegrenzten Bestimmung der Biegemomententragfähigkeit eine Differenz von ca. 20 kNm, was einer Abweichung von lediglich 1.1 % < 5 % entspricht.

– *Bemessung der Verbundfuge – Verbundsicherung*
Bei CoSFB wird der Ortbeton durch die Verwendung von Betondübeln statisch aktiviert. Zur Bemessung der Verbundfuge sind die in der Tabelle 1 angegebenen charakteristischen Werte der Dübeltragfähigkeit zu verwenden [1], wobei der zur Ermittlung der Bemessungswerte zu verwendende Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_v = 1.25$ beträgt. Aufgrund ihres duktilen Verhaltens können die CoSFB-Betondübel in Trägerlängsrichtung äquidistant angeordnet werden. Es ist darauf zu achten, dass die Kammer des Trägers stets voll ausbetoniert wird.

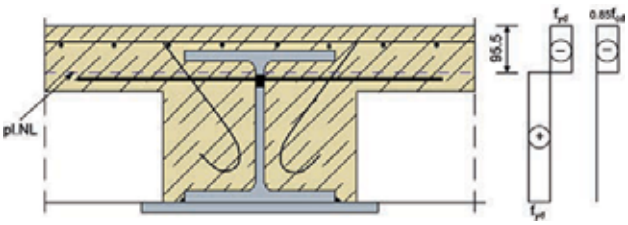

Bild 5. CoSFB – vollplastische Biegetragfähigkeit, Abmessungen in mm

Tabelle 1. Charakteristische Werte der Längsschubtragfähigkeit je Ausnehmung P_{Rk} in kN, [1]

Betongüte/Stegdicke	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50 bis C55/67
7,5 mm ≤ t_w < 15,5 mm	117	125	135	122
15,5 mm ≤ t_w	148	157	166	122

Für eine **Dübelbewehrung ∅ 12 mm** bestehend aus Betonstabstahl B500B, die Betonklasse C30/37 und eine Stegdicke des Stahlprofils von $t_w = 9$ mm, ergibt sich der Bemessungswert der Dübeltragfähigkeit P_{Rd} zu:
$P_{Rd} = 125\ \text{kN/Dübel}/1.25 = 100\ \text{kN/Dübel}$
$N_{cd} = b_{eff} \cdot z_{pl,o} \cdot 0.85 \cdot f_{cd}$
$= 2.75\ \text{m} \cdot 95.5\ \text{mm} \cdot 0.85 \cdot 30 / 1.50 = 4465\ \text{kN}$
Diese Kraft muss zwischen den kritischen Schnitten (hier zwischen Auflager und Feldmitte) übertragen werden, damit „voller Verbund“ vorliegt. Die vorhandene Dübeltragfähigkeit beträgt:
vorh. $N = 8\ \text{Dübel/m} \cdot 100\ \text{kN/Dübel} \cdot \tfrac{1}{2} \cdot 11\ \text{m} = 4400\ \text{kN}$
Somit ergibt sich ein Verdübelungsgrad η von:
$\eta = 4400\text{kN}/4465\text{kN} = 0.99 < 1.00$
⇒ Es kann von vollem Verbund ausgegangen werden.

Der Querschnitt ist hinsichtlich der Momententragfähigkeit nicht voll ausgenutzt, so dass die Teilverbundtheorie angewendet und die Anzahl der Verbundmittel reduziert werden könnte. Regeln hierfür können [1] entnommen werden, im Rahmen dieses Beispiels wird hierauf verzichtet.

Gemäß Abschnitt 6.6.1.3 (3) von [12] in Verbindung mit [13], darf die vollplastische Momententragfähigkeit des Verbundquerschnittes den 2.5fachen Wert der vollplastischen Momententragfähigkeit des Baustahlquerschnittes nicht überschreiten. Wird dies nicht eingehalten, ist 6.6.1.3 (4) von [12] anzuwenden und zusätzliche kritische Schnitte sind zu untersuchen.
Für den gegebenen SFB Querschnitt ergibt sich:
$M_{pl,Rd}/M_{pl,a,Rd} = 1846\ \text{kNm}/728.7\ \text{kNm} = 2.5 \leq 2.5$
⇒ Auf den Nachweis zusätzlicher kritischer Schnitte kann verzichtet werden.
(Mit $M_{pl,a,Rd} = 728.7$ kNm, ermittelt für den Ersatzträger mittels Handrechnung. Die plastische Nulllinie liegt bei $z_{pl} = 30.73$ cm vom oberen Profilrand).

– *Schubsicherung des Betongurtes*
Wie bei herkömmlichen Verbundträgern ist auch bei CoSFB nachzuweisen, dass die Längsschubkraft in die seitlichen Betongurte eingeleitet werden kann. Für CoSFB ist der Nachweis in den kritischen Schnitten a – a und b – b zu führen (Bild 6). Beim Nachweis bleibt die Dübelbewehrung unberücksichtigt, so dass die Anordnung zusätzlicher Bewehrung erforderlich ist.

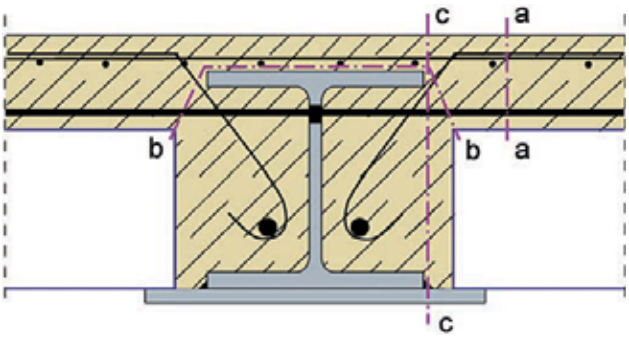

Bild 6. CoSFB – kritische Schnitte

Nachweis Schnitt a – a:
Vereinfachend wird die einwirkende Längsschubkraft aus der vorhandenen Verdübelung berechnet. Es ergibt sich je Seite eine Schubkraft von:
$v_{L,Ed} \approx 1/2 \cdot N_{cd}/(1/2 \cdot L) = 1/2 \cdot 4400\text{kN}/5.5\text{ m} = 400\text{ kN/m}$
Ist $v_{L,Ed} \leq k \cdot f_{ctd}$ so ist keine zusätzliche Bewehrung zur Biegebewehrung der Decke erforderlich.
$k \cdot f_{ctd} = 0.40 \cdot 0.85 \cdot 2.0/1.50 \cdot 140 \cdot 1$
$= 63.5\text{ kN/m} < 400\text{ kN/m} = v_{L,Ed}$
⇒ Es ist zusätzliche Bewehrung anzuordnen.
Die erforderliche Querbewehrung pro Abschnittslänge wird bestimmt aus:
$A_{sf}/s_f \geq v_{L,Ed}/(f_{sd} \cdot \cot\Theta_f)$
Mit $\cot\Theta_f = 1.2$ (Druckgurt) ergibt sich:
$A_{sf}/s_f \geq 400\text{ kN/m}/(50\text{ kN/cm}^2/1.15 \cdot 1.2) = 7.67\text{ cm}^2/\text{m}$
Der Nachweis gegen Druckstrebenbruch wird geführt mit:
$v_{L,Ed} = 400\text{ kN/m} \leq 1050\text{ kN/m} = \nu \cdot f_{cd} \cdot \sin\Theta_f \cdot \cos\Theta_f \cdot A_{cv}$
$= 0.75 \cdot 1.0 \cdot 30/1.5 \cdot 0.5 \cdot 140 \cdot 1.0$
⇒ Die Druckstrebe ist nachgewiesen.

Nachweis Schnitt b – b:
Wie im Schnitt a – a beträgt die in den Betongurt einzuleitende Längsschubkraft $v_{L,Ed} = 400$ kN/m und es ergibt sich eine erforderliche Querbewehrung von:
$A_{sf}/s_f \geq v_{L,Ed}/(f_{sd} \cdot \cot\Theta_f) = 7.67\text{ cm}^2/\text{m}$

Mindestbewehrung:
Es ist ein Mindestbewehrungsgrad $\rho_{w,min} = 0.16 \cdot f_{ctm}/f_{yk}$ einzuhalten, 9.2.2 (5) aus [14] in Verbindung mit [15]. Es ergibt sich eine Mindestbewehrung von:
$A_{min} = \rho_{w,min} \cdot A_{cv} = 0.16 \cdot f_{ctm}/f_{yk}$
$= 0.16 \cdot 2.90/\ 500 \cdot 14\text{ cm} \cdot 100\text{ cm} = 1.30\text{ cm}^2/\text{m}$
⇒ Die statisch erforderliche Bewehrung ist größer als die erforderliche Mindestbewehrung.
<u>Gewählt</u>:
Es werden zusätzlich Schrägbügel gemäß Bild 6 angeordnet.
Betonstabstahl B500B, ∅ 12 alle 125 mm
mit vorh. $a_s = 9.05\text{ cm}^2/\text{m} > 7.67\text{ cm}^2\text{m} =$ erf. a_s

2.2.2 Bemessung des Trägers im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

Neben den üblichen Nachweisen der Verformung ist sicherzustellen, dass der Träger unter Gebrauchslasten ausschließlich elastisch ausgenutzt wird, d. h. dass unter 1.0-fachen Lasten in keinem Punkt des Querschnittes die Streckgrenze überschritten wird. Ist diese Bedingung eingehalten, so können die Verformungen und die Eigenfrequenz basierend auf elastischem Materialverhalten ermittelt werden. Folglich sind an allen signifikanten Stellen im Querschnitt Spannungsnachweise zu führen. Nähere Information können dem Hilfemenü von [10] oder dem Benutzerhandbuch zu [16] entnommen werden. Da die Betondübel unter Gebrauchslasten kaum Schlupf zulassen, muss dieser bei den Verformungsnachweisen nicht berücksichtigt werden. Zusätzlich wird empfohlen, zumindest den Nachweis der maximalen Betondruckspannung am oberen Querschnittsrand zu führen. Sie kann bei diesen „gedrungenen“ und hoch ausgelasteten Querschnitten durchaus bemessungsrelevant werden. Hierbei ist der Bauablauf stets zu berücksichtigen.

– Kontrolle der Durchbiegung der angeschweißten Platte und des Unterflansches
Die vertikale Verformung der Platte und des Unterflansches sind zu begrenzen. Grundsätzlich sollte die Durchbiegung an der Stelle der Lasteinleitung 1.50 mm nicht überschreiten. Zusätzlich muss die Durchbiegung des Unterflansches im Schnitt c - c (Bild 6) auf den Wert 0.20 mm begrenzt werden, damit eine unplanmäßige Beanspruchung der Dübelbewehrung, etwa durch Umlagerung der Auflagerkraft aus der Decke in die Dübelbewehrung, verhindert wird [1].
Maximale Durchbiegung der Auflagerplatte an der Stelle der Lasteinleitung:
$f_{Pl} \approx 1/2 \cdot 71.6\text{ kN} \cdot [1/2 \cdot (45 - 30 - 2 \cdot 2.5)\text{cm}]^3/$
$(3 \cdot 21000\text{ kN/cm}^2 \cdot 130.2\text{ cm}^4/\text{m}) = 0.0005\text{ cm} = 0.005\text{ mm} <$
1.50 mm
⇒ Der Nachweis ist erbracht!
Maximale Durchbiegung des Unterflansches:
$f_{UFl} \approx 1/2 \cdot 71.6\text{ kN} \cdot [1/2 \cdot (30 - 0.9 - 2 \cdot 2.7)\text{cm}]^3/$
$(3 \cdot 21000\text{ kN/cm}^2 \cdot 31.03\text{ cm}^4/\text{m}) = 0.03\text{ cm}$
$= 0.3\text{ mm} > 0.2\text{ mm}$
⇒ Der Nachweis ist <u>nicht</u> erfüllt!

Somit ist entweder ist ein anderes Walzprofil zu wählen oder ein genauerer Nachweis zu führen [1]. Dieser genauere Nachweis kann z. B. derart erfolgen, dass eine Weiterleitung der Auflagerkraft der Decke in den Trägersteg nachgewiesen wird, ohne dass hierfür die angeschweißte Platte oder der untere Flansch herangezogen werden müssen (Bild 7). Der Nachweis erfolgt als Querkraftnachweis im Schnitt c–c gemäß Abschnitt 6.2.3 von [14] in Verbindung mit [15]:

Gemäß [1] wird der Nachweis der Durchbiegung mit den Lasten des GZG geführt. Der alternative Nachweis des Querkrafttransportes ist jedoch mit den Lasten des GZT zu führen, da es sich hier strengenommen um einen Tragfähigkeitsnachweis handelt. Je Seite beträgt die Belastung:
$g_k = 24.2\text{ kN/m}$; $q_k = 8.7\text{ kN/m}$
Somit ergibt sich eine Bemessungslast von:
$V_{Ed} = (1.35 \cdot 24.2 + 1.5 \cdot 8.7)\text{ kN/m} \cdot 0.75\text{ m/Rippe}$
$= 34.29\text{ kN/Rippe}$
Nachweis der Zugstrebe (Gleichung (6.8) aus [14]):
$\text{erf } A_{sw}/s = V_{Rd}/(z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta)$
Neigung der Druckstrebe $\theta = 45°$ (ungünstige Annahme)
$\cot\theta = 1$
$z = d - 2 \cdot c_{v,l} \approx 33.4\text{ cm} - 2 \times 3.5\text{ cm} = 26.4\text{ cm}$ [15]
$\text{erf } A_{sw}/s = 0.03429\text{ MN/Rippe} \cdot 10^4/(0.264\text{ m} \cdot 500/$
$1.15\text{ MN/m}^2 \cdot 1)$
$\text{erf } A_{sw} = 2.98\text{ cm}^2/\text{Rippe}$
<u>Gewählt</u>:
Bügel 2 ∅ 10 mm

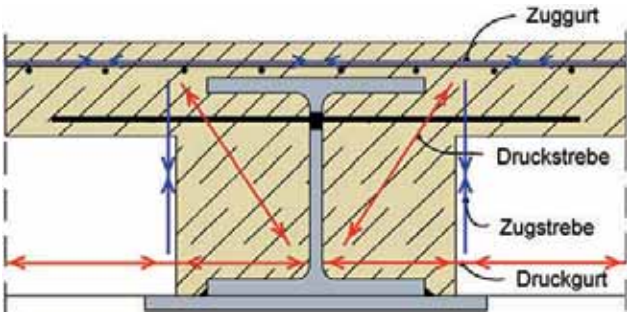

Bild 7. Alternativer Nachweis des Querkrafttransportes vom Deckenauflager in den Trägersteg

mit vorh $A_{sw} = 2 \cdot 2 \cdot 0.785\ cm^2 = 3.14\ cm^2 >$ erf. $A_{sw} = 2.98\ cm^2$

Betonstabstahl B500B, zwei Bügel ∅ 10 mm je Rippe, zweischnittig

Nachweis der Druckstrebe (Gleichung (6.9) aus [14]):

$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot\theta + \tan\theta)$

Mit [15]: $\alpha_{cw} = 1.0$; $\nu_1 = 0.75$; $b_w = 92.7$ mm (Rippenbreite auf Höhe der Druckbewehrung)

$V_{Rd,max} = 1.0 \cdot 0.0927\ m \cdot 0.264\ m \cdot 0.75 \cdot 30/1.5 \cdot 0.85 MN/m^2 \cdot (1 + 1)$

$V_{Rd,max} = 0.624\ MN = 624\ kN/Rippe > V_{Ed} = 34.29\ kN/Rippe$

⇒ Somit ist der Nachweis der Weiterleitung der Querkraft aus der Decke direkt in die Kammer des Träger erbracht.

Der Nachweis wurde, mit der Breite der Cofraplus 220® Rippe auf der Höhe der Druckbewehrung geführt. Eine Ausbreitung der Druckstrebe im Bereich der Kammer des Walzprofils wurde auf der sicheren Seite liegend, vernachlässigt.

Es ist darauf zu achten, dass die Bügelbewehrung die Längsbewehrung in der Rippe (= Druckbewehrung im Bereich des Deckenauflagers) der Cofraplus 220®-Decke und die Zugbewehrung umschließt. Auch ist auf eine ausreichende Verankerung der Druckbewehrung zu achten, ggfs. muss diese durch den Trägersteg geführt werden.

– *Kontrolle der Trägerdurchbiegung*

Wird planmäßig eine Verbundtragwirkung erzeugt, etwa durch Beton- oder Kopfbolzendübel, so ist das Mitwirken des Betons bei der Bestimmung der Trägerdurchbiegung zu berücksichtigen. Dies kann entsprechend den üblichen Regeln des Verbundbaus durch die Bestimmung einer effektiven Breite des Betongurtes b_{eff} und die Verwendung von Reduktionszahlen erfolgen. Wie neuere Untersuchungen zeigen, wird im Besonderen bei Slim-Floor-Trägern die mittragende Breite des Betongurtes aufgrund der Vernachlässigung der Biegesteifigkeit der Decke oft unterschätzt [17], [18], [19]. Im Rahmen dieses Beispiels bleibt bei der Bestimmung des Trägheitsmomentes des Trägers, vereinfachend und auf der sicheren Seite liegend, der Beton in der Zugzone komplett unberücksichtigt. Auch wird lineares Kriechen und Schwinden unterstellt.

Die Berechnung wird mit folgenden Reduktionszahlen durchgeführt:

$n_0 = E_a/E_{cm} = 210000/32837 = 6.40$; Kriechen $n_\varphi \approx 4 \cdot n_0$; Schwinden $n_S \approx 2.5 \cdot n_0$

Die Lage der Nulllinie und das zugehörige Trägheitsmoment ergibt sich somit zu:

$z_{el,0} = 13.08$ cm; $I_{y,0} = 127489\ cm^4$; $z_{el,\varphi} = 20.36$ cm; $I_{y,\varphi} = 83664\ cm^4$; $z_{el,S} = 17.85$ cm; $I_{y,S} = 97917\ cm^4$

Der Träger wird im Bauzustand in den Drittelspunkten, d. h. etwa alle 3.6 m unterstützt. Die Belastung der Hilfsstützen ergibt sich aus dem Eigengewicht des Trägers und der Decke und beträgt B = 175 kN. Aus dem Entfernen der Hilfsstützen ergibt sich zum Zeitpunkt t = 0 eine Durchbiegung von:

$f_{B,0} = 16.5$ mm, die sich durch Kriechen zum Zeitpunkt $t = \infty$ vergrößert auf $f_{B,\infty} = 25.1$ mm

Die Durchbiegung aus der Ausbaulast und 40 % der Nutzlast (ständig wirkend) beträgt:

$f_{\Delta g+40\%q,0} = 12.6$ mm, die zum Zeitpunkt $t = \infty$ auf den folgenden Wert anwächst $f_{\Delta g+40\%q,\infty} = 19.2$ mm

Aus dem kurzzeitig wirkenden Anteil der Nutzlast (60 % der Nutzlast) ergibt sich eine Durchbiegung von:

$f_{60\%q,0} = 7.5$ mm

Die Durchbiegung unter 100 % Nutzlast beträgt

$f_{100\%q,0} = 12.4$ mm, was etwa L/885 < L/300 entspricht.

Die Verformung aus Schwinden zum Zeitpunkt $t = \infty$ wird wie folgt abgeschätzt:

$N_S = A_c \cdot E_a/n_S \cdot \varepsilon_{cS}$

$= 3850\ cm^2 \cdot 3283.7\ kN/cm^2/2.5 \cdot 325 \cdot 10^{-6} = 1643.5$ kN

$M_S = N_S \cdot z_S = 1643.5\ kN \cdot (0.1785 - 1/2 \cdot 0.14)m = 178.3$ kNm

$f_S = 1/8 \cdot M_S \cdot L^2/(E_a \cdot I_{y,S}) = 1/8 \cdot 17832\ kNcm \cdot (1100\ cm)^2/(21000\ kN/cm^2 \cdot 97917\ cm^4) = 1.31\ cm = 13.1$ mm

Somit ergibt sich zum Zeitpunkt $t = \infty$ die maximale Trägerdurchbiegung zu:

$\max f_\infty = f_{B,\infty} + f_{\Delta g+40\%q,\infty} + f_S + f_{60\%q,0} = 25.1 + 19.2 + 13.1 + 7.5 = 64.9$ mm

Es empfiehlt sich, den Träger um die Durchbiegung, die zum Zeitpunkt des Entfernens der Hilfsstützen auftritt und zumindest einen Teil der Ausbaulast zu überhöhen:

$f_0 = f_{B,0} + f_{\Delta g,0} = 16.5 + 12.6 = 29.0$ mm

⇒ Der Träger wird um 25 mm überhöht, wodurch sich die maximale Durchbiegung im Endzustand auf $\max f_\infty = 64.9 - 25 = 39.9$ mm verringert, was einer Durchbiegung von L/276 < L/250 entspricht.

Der Zuwachs der Durchbiegung infolge des Langzeitverhaltens des Betons, nach dem Entfernen der Hilfsstützen und dem Aufbringen der Ausbaulast, betragen unter Berücksichtigung der kurzzeitig wirkenden Nutzlast:

$\Delta f = f_{B,\infty} - f_{B,0} + f_{\Delta g+40\%q,\infty} - f_{\Delta g+40\%q,0} + f_S + f_{60\%q,0} = 25.1 - 16.5 + 19.2 - 12.6 + 13.1 + 7.5 = 35.8$ mm

– *Kontrolle der Spannungen*

Im Rahmen dieses Beispiels wird lediglich in Feldmitte des Trägers, die maximale Betondruckspannung am oberen Querschnittsrand nachgewiesen. Sie wird für den Zeitpunkt t = 0 berechnet, da sie zu diesem Zeitpunkt ihren Extremwert annimmt. Kriechen und Schwinden führen zu einer Umlagerung der Kräfte vom Beton auf die Stahlbauteile und somit zu einer Reduzierung der Betonspannungen. Wie bereits erläutert, sollten ebenfalls die Spannungsnachweise für den Stahlquerschnitt geführt werden, wobei der Bauablauf stets zu berücksichtigen ist.

Aus dem Entfernen der Hilfsstützen B ergibt sich eine Betondruckspannung von:

$\sigma_{c2,B} = M_B \cdot z_{el,0}/I_{y,0}/n_0 = 1/3 \cdot 175kN \cdot 11\ m \cdot 100\ cm/m\ (-13.08\ cm)/127489\ cm^4/6.40 = -1.03\ kN/cm^2$

Betondruckspannung aus dem Aufbringen der Ausbaulast und 40 % Nutzlast (ständig wirkend):

$\sigma_{c2,\Delta g+40\%q} = M_{\Delta g+40\%q} \cdot z_{el,0}/I_{y,0}/n_0 = 1/8 \cdot 17.7\ kN/m \cdot (11\ m)^2 \cdot 100\ cm/m\ (-13.08\ cm)/127489\ cm^4/6.40 = -0.43\ kN/cm^2$

Betondruckspannung aus 60 % Nutzlast (kurzzeitig wirkend):

$\sigma_{c2,60\%q} = M_{60\%q} \cdot z_{el,0}/I_{y,0}/n_0 = 1/8 \cdot 10.5\ kN/m \cdot (11\ m)^2 \cdot 100\ cm/m\ (-13.08\ cm)/127489\ cm^4/6.40 = -0.25\ kN/cm^2$

Die maximale Betondruckspannung zum Zeitpunkt t = 0 ergibt sich zu:

$\sigma_{c2,0} = \sigma_{c2,B} + \sigma_{c2,\Delta g+40\%q} + \sigma_{c2,60\%q} = -1.03 - 0.43 - 0.25 = -1.70\ kN/cm^2$

Nachweis:

$\sigma_{c2,0} = -1.70\ kN/cm^2 \leq -1.70\ kN/cm^2$

$= zul.\ \sigma_c = 0.85 \cdot f_{cd}/\gamma_c$

⇒ Somit ist der Nachweis der Betondruckspannung erbracht.

– *Bestimmung der Eigenfrequenz des Trägers*

Zur Bestimmung der Eigenfrequenz des Trägers werden 100 % der ständigen Lasten und 20 % der Nutzlasten berücksichtigt.

Belastung:

$1.0 \cdot \Sigma g + 0.20 \cdot q = 6.68 + 0.20 \cdot 2.16 = 7.11\ kN/m^2$

Hieraus ergibt sich eine Masse m von:

$m = 7.11\ kN/m^2 \cdot 8.10\ m/9.81\ m/s = 5.87\ t/m$

In dynamischen Berechnungen darf der E-Modul des Betons um 10 % erhöht werden. Das dynamische Trägheitsmoment des Trägers beträgt dann $I_{y,0,dyn} = 130509\ cm^4$. Für den beidseitig gelenkig gelagerten Einfeldträger mit konstanter Steifigkeit und belastet durch eine Gleichstreckenlast, ergibt sich die Eigenfrequenz dann wie folgt:

$$F_{CoSFB} = \frac{\pi^2}{2 \cdot \pi \cdot L^2} \cdot \sqrt{\frac{E_a \cdot I_{y,0}}{m}} =$$

$$F_{CoSFB} = \frac{\pi}{2 \cdot 11^2} \cdot \sqrt{\frac{21000 \cdot 13.05}{5.87}} = 2.8\ Hz < 3.0\ Hz$$

Für übliche Hochbauten wird häufig eine Mindesteigenfrequenz von 3.0 Hz für die Deckenträger gefordert. Da diese Bedingung hier nicht eingehalten ist, wird das Schwingungsverhalten des 11 m × 8.1 m Deckenfeldes im folgenden Abschnitt genauer untersucht.

– *Kontrolle des Schwingungsverhaltens eines 11 m × 8.1 m Deckenfeldes*

Das Wohlbefinden der Nutzer kann durch Schwingungen der Decken stark beeinträchtigt werden. Meist wird lediglich die untere Begrenzung der 1. Eigenfrequenz eines Bauteils empfohlen. Diese lässt allerdings nur bedingt auf das reale Schwingungsverhalten einer Decke und somit auf das Wohlbefinden der Nutzer schließen, da wichtige Einflussgrößen wie – momentane Tätigkeit des Nutzers, – Alter und Gesundheitszustand, – Körperhaltung, – werden Schwingungen erwartet, – Frequenz und Amplitude der Schwingungen etc., nicht berücksichtigt werden. In einigen Fällen kann sie gar auf der unsicheren Seite liegen. Damit das Schwingungsverhalten von Decken auch ohne ein vertieftes Wissen der Baudynamik abgeschätzt werden kann, wurden praxistaugliche Bemessungsmodelle entwickelt [20]. Diese Methoden betrachten keine isolierten Bauteile, sondern das Deckenfeld. Mit ihnen lassen sich die vertikale Beschleunigung bzw. die Geschwindigkeit der Deckenschwingung ermitteln, was eine bessere Beurteilung des Schwingungskomforts der Decke ermöglicht. Die Bemessungshilfe nach [20] wurde im Rahmen eines europäischen Forschungsprojektes entwickelt [21] und ist für übliche Konstruktionen des Hochbaus anwendbar. Mit ihr können die durch normales Begehen hervorgerufenen Deckenschwingungen beurteilt werden. Zur Beurteilung des Komfortverhaltens wird der OS-RMS_{90}-Wert verwendet, der die Einstufung einer Decke in vorher festgelegte Akzeptanzklassen ermöglicht. Das vorgestellte Verfahren ist ohne großen Aufwand anwendbar und aufgrund der zur Verfügung stehenden Diagramme sehr anschaulich. Zur Anwendung sind lediglich die Eigenfrequenz des Deckenfeldes und die modale Masse zu ermitteln. Weiterführende Erläuterungen finden sich in [21] und [22]. Die Berechnung wird für die Lastkombination des vorhergehenden Abschnittes durchgeführt.

Aus separater Berechnung der Cofraplus 220®-Decke ergibt sich die 1. Eigenfrequenz der Decke zu:

$F_{C+220} = 5.9\ Hz$

Die 1. Eigenfrequenz des Deckenfeldes kann dann mittels der Regel von Dunkerley [20] abgeschätzt werden:

$$F_{Tot} = \frac{1}{\left(F_{CoSFB}\right)^2} + \frac{1}{\left(F_{C^+220}\right)^2} = \frac{1}{\left(F_{Tot}\right)^2} = \frac{1}{2.8^2} + \frac{1}{5.9^2}$$

$$F_{Tot} = 2.5\ Hz$$

Die gesamte zur Beurteilung des Komfortverhaltens des betrachteten Deckenfeldes berücksichtigte Masse beträgt:

$M_{tot} = 7.11\ kN/m^2 \cdot 11\ m \cdot 8.10\ m \cdot 1000/9.81\ m/s = 64595\ kg$

Für die vorliegenden Randbedingungen (gelenkig gelagerter Einfeldträger, Decke durchlaufend), wird die modale Masse vereinfacht abgeschätzt mit:

$M_{mod} \approx 0.33 \cdot M_{tot} = 0.33 \cdot 64595\ kg = 21532\ kg$

Auf der sicheren Seite liegend wird die Dämpfung zu lediglich 2 % angenommen. Mit den beiden Eingangswerten, der Eigenfrequenz des Deckenfeldes von 2.5 Hz und der modalen Masse von 21532 kg, lässt sich nun das Schwingungsverhalten einer durch normales Begehen angeregten Decke qualitativ beurteilen. Aus Bild 8 lässt sich ein OS-RMS_{90}-Wert von ca. 2.40 mm/s ablesen, was der Komfortklasse D entspricht. Diese Klasse ist für die geplante Nutzung vollauf zufriedenstellend, womit der Nachweis des Schwingungskomforts erbracht ist!

2.3 Nachweis der Cofraplus 220®-Decke in Querrichtung

In diesem Abschnitt wird die Bewehrung im Bereich des negativen Stützmomentes der Decke bestimmt. Gemäß [14] in Kombination mit [15] wird die hierfür statisch erforderliche Bewehrung, die in diesem Bereich erforderliche Mindestbewehrung zur Begrenzung der Erstrissweite und die Bewehrung zur Rissbreitenbegrenzung ermittelt. Die erforderlichen Nachweise der Cofraplus 220®-Decke im Feld, werden im Rahmen dieses Beispiels weder für den Bauzustand, noch für den Endzustand oder den Brandfall geführt.

Der Achsabstand der Slim-Floor-Deckenträger beträgt 8.1 m, die Spannweite der Cofraplus 220®-Decke beträgt

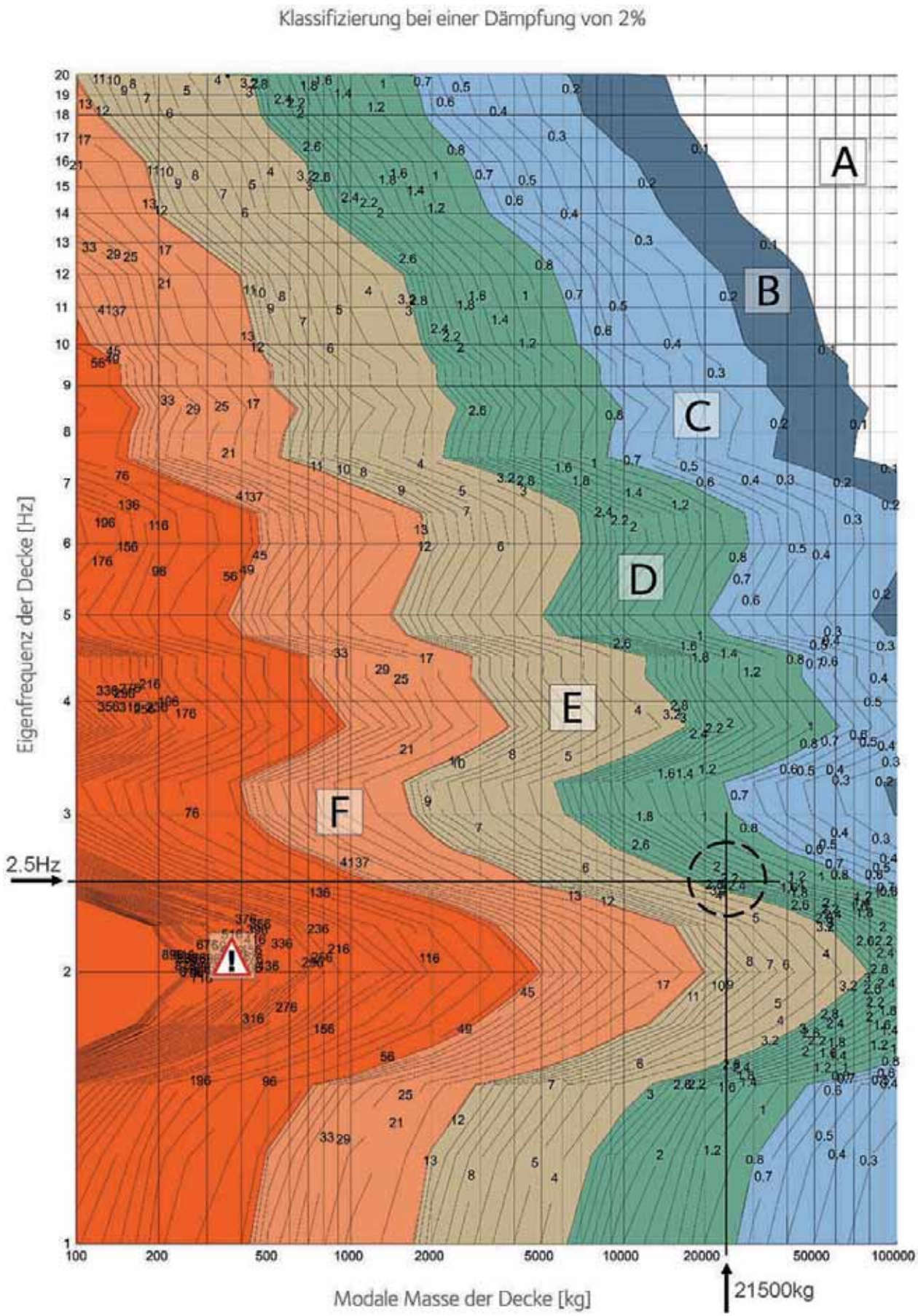

Bild 8. Schwingungsverhalten des Deckenfeldes [20]

ca. 8.1 m – 0.45 m + 2 × 0.05 m = 7.75 m. Im Bauzustand wird die Decke je Feld zweimal unterstützt. Im Endzustand ist die Decke über drei Felder durchlaufend, so dass im Bereich des CoSFB, im Folgenden als Zwischenauflager C bezeichnet, ein negatives Stützmoment aufgenommen werden muss.
Bei der Decke handelt es sich um ein Innenbauteil ohne spezielle Anforderungen. Sie wird als Bürofläche genutzt. Somit ergibt sich die Expositionsklasse XC1 und die erforderliche Betonüberdeckung beträgt:
$c_{nom} = c_{min} + \Delta c = 10$ mm + 10 mm = 20 mm (zur Sicherstellung des Verbundes muss c_{min} stets größer oder gleich dem Stabdurchmesser sein)

2.3.1 Mindestbewehrung zur Begrenzung der Erstrissweite

Der Nachweis ist nur für die Gurtplatte zu führen. Die Breite des Erstrisses wird unter der quasi-ständigen Lastkombination gemäß Tabelle 7.1 aus [15] auf $w_{max} \leq 0.40$ mm begrenzt.
Es wird angenommen, dass der maßgebende Zwang zum Zeitpunkt des Entfernens der Hilfsstützen nach maximal 28 Tagen erfolgt. Somit ist für die Betonzugfestigkeit $f_{ct,eff}$ der Wert der mittleren Betonzugfestigkeit f_{ctm} anzusetzen:
$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2.90$ N/mm²
Die Zugkraft im Betongurt ergibt sich zu (siehe Bild 9):
$F_{cr,Gurt} = 750$ mm· 103.7 mm · ½ · 2.90 N/mm² · 10^{-3} kN/N = 112.8 kN
$k_c = 0.90 \cdot F_{cr,Gurt}/(A_{ct} \cdot f_{ct,eff}) = 0.90 \cdot ½ = 0.45 < 0.50$ (maßgebend)
k = 0.8 · 0.96 = 0.77 (interpoliert für h = 360 mm)
Für $w_k = 0.40$ mm und $\sigma_s = 400$ N/mm² ergibt sich mittels Tabelle 7.2 von [15] der Grenzdurchmesser zu:
$\phi_s^* = 9$ mm
Es ergibt sich eine erforderliche Bewehrung von:
$A_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}/\sigma_{sd}$
= 0.50 · 0.77 · 2.90 · (75 · 10.37)cm²/400 = 2.17 cm²
Damit die Breite des Erstrisses (verursacht durch das Entfernen der Hilfsstützen) auf $w_{max} \leq 0.40$ mm begrenzt wird, muss je Streifen von 75 cm mindestens 2.17 cm² an Bewehrung eingelegt werden! Bezogen auf einen 1 Meter Streifen ergibt sich:
erf $a_{s,Min}$ = 2.17 cm²/0.75 m = 2.89 cm²/m
Diese Bewehrung stellt einen unteren Schwellenwert dar, d. h. es muss mindestens diese Menge an Bewehrung eingelegt werden.

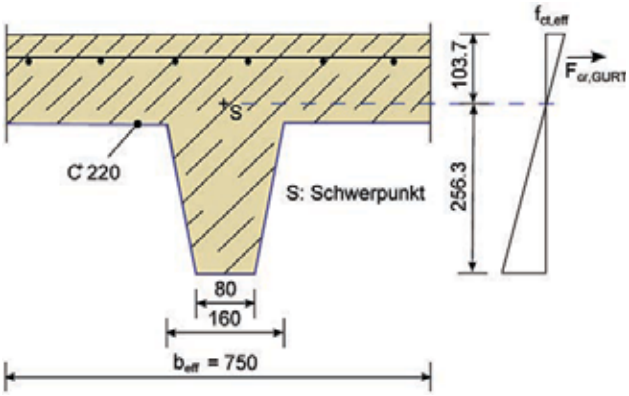

Bild 9. Ermittlung der Zuggurtkraft, Abmessungen in mm

Die Begrenzung der Erstrissweite erfolgt durch eine Begrenzung des Stabdurchmessers auf den folgenden Wert:
$\phi_s = \phi_s^* \cdot k_c \cdot k \cdot h_{cr}/[4 \cdot (h - d)] \cdot f_{ct,eff}/2.9 \geq \phi_s^* \cdot f_{ct,eff}/2.9$
Statische Höhe:
$d = h_{Gurt} - c_{nom} - \varnothing_{stat} + ½ \cdot \varnothing_{Riss}$ = 14 cm – 2.0 cm – 1.2 cm + ½ · 0.8 cm = 11.2 cm
ϕ_s = 9 · 0.50 · 0.77 · 0.1037/[4 · (0.14 – 0.112)] · 2.9/2.9 = 3.2 mm ≥ 9 mm (maßgebend)
Gewählt:
Betonstahl-Lagermatte B500A, Q335
mit vorh. a_s = 3.35 cm²/m > 2.89 cm²/m = erf. a_s
vorh. ϕ_s = 8 mm < grenz. ϕ_s = 9 mm
Einzulegen im Stützbereich (= Bereich des negativen Stützmomentes, Zugkraftdeckung beachten)!

2.3.2 Statisch erforderliche Bewehrung – Biegebemessung am Zwischenauflager C

Die Berechnung wird für einen 0.75 m breiten Streifen (= Achsabstand der Rippen) durchgeführt!
Somit ergibt sich aus dem Entfernen der Hilfsstützen P ein Biegemoment von:
$P_{k,max} \approx 2.7$ m · 1.10 · 4.54 kN/m² · 0.75 m = 10.1 kN
$M_{k,P,C} = -0.267 \cdot P_{k,max} \cdot 8.10$ m = –21.89 kNm
Im Grenzzustand der Tragfähigkeit erhöht sich das Stützmoment zusätzlich durch die Ausbau- und Nutzlasten:
$M_{Ed,C} = 1.35 \cdot M_{k,P.C} - 0.100 \cdot (8.10\text{ m})^2 \cdot 0.75\text{ m} \cdot (1.35 \cdot 1.20 + 1.50 \cdot 3.20)\text{kN/m}^2 = -61.1$ kNm
Am Zwischenauflager C wird eine frei drehbare Lagerung der Deckenplatte angenommen. Somit kann der Bemessungswert des Stützmomentes um den Betrag ΔM_{Ed} reduziert werden:
$C_{Ed} = 2.267 \cdot 1.35 \cdot P_{k,max} + 1.10 \cdot (1.35 \cdot 1.20 + 1.50 \cdot 3.20) \cdot 0.75 \cdot 8.10 = 73.9$ kN
$\Delta M_{Ed,C} = C_{Ed} \cdot 0.45\text{ m}/8 = 4.2$ kNm
$M_{Ed,C'} = M_{Ed,C} - \Delta M_{Ed,C} = -61.1 + 4.2 = -57.0$ kNm
Die statische Nutzhöhe d wird abgeschätzt zu:
$d = h - c_{nom} - d_{Bü} - ½ \cdot d_{Sl}$ = 36 cm – 2.0 cm – 0 cm – ½ · 1.2 cm = 33.4 cm
Unter der Berücksichtigung der variablen Breite der Betondruckzone ergibt sich der folgende Dehnungszustand:
$\varepsilon_{c2} = -3.50$ ‰, $\varepsilon_{s1} = 6.32$ ‰
Die Höhe der Betondruckzone und die Stahlspannung betragen:
x = 119.1 mm; Stahlspannung $\sigma_{sd} = 438.7$ N/mm²
Es wirkt keine äußere Normalkraft, die Betondruckkraft hat den Wert:
$F_{cd} = 193.9$ kN
Die statisch erforderliche Bewehrung wird bestimmt zu:
erf. $A_s = F_{cd}/\sigma_{sd}$ = 193.9 kN/438.7 N/mm² × 10^{-1} = 4.42 cm² je 0.75 m Streifen
Gewählt:
Zusätzlich zur bereits vorhandenen Mindestbewehrung, werden im Bereich jeder Rippe **2 Ø 12, Betonstabstahl B500B** zugelegt. Somit ergibt sich:
3.35 · 0.75 + 2.26 = **vorh. A_s = 4.77 cm² > 4.42 cm² = erf. A_s**

2.3.3 Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreite von Folgerissen

Hierdurch wird sichergestellt, dass die Breite von Folgerissen (= Risse nach dem Erstriss) im Mittel nicht mehr als $w_{max} = 0.40$ mm beträgt. Der Nachweis wird für die statisch

erforderliche Bewehrung mit dem vereinfachten Verfahren nach Abschnitt 7.3.3 [14] ohne direkte Berechnung der Rissweite geführt. Alternativ könnte auch eine direkte Berechnung der Rissbreite nach Abschnitt 7.3.4 [14] durchgeführt werden.
Das Bemessungsmoment im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit beträgt für die quasi-ständige Einwirkungskombination:
$M_{Ed,C,perm} = M_{k,P,C} - 0.100 \cdot (8.10\ m)^2 \cdot 0.75\ m \cdot (1.20 + 0.30 \cdot 3.20)\ kN/m^2 = -32.52\ kNm$
(mit $\psi_2 = 0.30$ für Kategorie B, Büroräume)
$\sigma_{s,perm} = (M_{Ed,C,perm.}/M_{Ed,C}) \cdot (erf.\ A_s/vorh.\ A_s) \cdot \sigma_{sd} = -32.52/-57.0 \cdot 4.42/4.71 \cdot 438.7\ N/mm^2 = 231.9\ N/mm^2$
Aus Tabelle 7.2 aus [15]:
Für $w_k = 0.40$ mm, $\sigma_{s,perm} = 231.9\ N/mm^2 \Rightarrow \phi_s^* = 25.9$ mm (berechnet mit $\phi_s^* = 3.48 \times 10^6 \times w_k/\sigma_s^2$)
$\phi_s = \phi_s^* \cdot \sigma_S \cdot A_S/[4 \cdot (h - d) \cdot b \cdot 2.9] \geq \phi_s^* \cdot f_{ct,eff}/2.9$
$\phi_s = 25.9\ mm \cdot 231.9\ N/mm^2 \cdot 10^{-4} \cdot 4.77\ cm^2/[4 \cdot (0.14 - 0.112)m \cdot 0.75\ m \cdot 2.9\ N/mm^2] = 11.8\ mm < 25.9\ mm$ (maßgebend)
<u>Nachweis</u>:
vorh. $\phi_S = 12$ mm < grenz. $\phi_S = 25.9$ mm
⇒ Somit ist der Nachweis der Begrenzung der Rissbreite $w_k \leq 0.40$ mm erbracht!

2.4 Tragfähigkeitsnachweise des CoSFB für den Brandfall

2.4.1 Einleitung

Im gegebenen Beispiel wird der Temperaturverlauf des CoSFB mittels eines vereinfachten Verfahrens nach [23] bestimmt. Diese Methode basiert auf den in Anhang F der [24], [25] gegebenen Regeln für kammerbetonierte Verbundträger, wobei diese von J.-M. Franssen, L.-G. Cajot und R. Debruyckere für integrierte Deckenträger erweitert und mittels aufwändiger numerischer Simulationen validiert wurden. Somit spiegelt sie den heutigen „Stand der Technik“ wider und ersetzt die in [26] gegebene Berechnungsmethode. In Ergänzung zu [23], wird zur Bestimmung der Tragfähigkeit des CoSFB der Traganteil des Betons gemäß Anhang F von [24], [25] berücksichtigt.

Im Folgenden stehen die Bestimmung der Feuerwiderstandklasse des CoSFB und die Anwendung der Methode nach [23] im Vordergrund. So kann im Rahmen dieses Beispiels nicht detailliert auf die Grundlagen der Ingenieurmethoden im Brandschutz eingegangen werden. Auch sind die Nachweise des Feuerwiderstandes der Cofraplus 220®-Decke nicht Gegenstand dieses Beispieles. Es wird auf [2] verwiesen.
Die Einwirkung im Brandfall wird ermittelt aus [27], [28]:
$E_{d,fi} = 1.00 \cdot g_k + 0.30 \cdot q_k$
$= 8.10\ m \cdot (6.68 + 0.3 \cdot 3.52)kN/m^2 = 62.7\ kN/m$
Daraus ergibt sich:
$M_{Ed,fi} = (1.00 \cdot g_k + 0.30 \cdot q_k) \cdot L^2/8$
$= 62.7\ kN/m \cdot (11.0\ m)^2/8 = 947.8\ kNm$
$V_{Ed,fi} = M_{Ed,fi} \cdot 4/L = 947.8\ kNm \cdot 4/11\ m = 344.6\ kN$

Der Nachweis der Schweißnähte zwischen der angeschweißten Platte und dem Trägerunterflansch, sowie der Nachweis der Träger-Stützen-Verbindung im Brandfall, werden im Rahmen dieses Beispiels ebenfalls nicht geführt. Da die Kammer des Trägers bauseits ausbetoniert wird, bietet es sich an, die Schrauben der Verbindung so anzuordnen, dass sie auch im Brandfall keiner nennenswerten Temperaturerhöhung ausgesetzt werden und somit eine ausreichende Feuerwiderstandsdauer gewährleistet wird.

2.4.2 Nachweis der „Querbiegung“ und der lokalen Lasteinleitung für den Brandfall

Damit der Träger ohne passiven Brandschutz ausgeführt werden kann, ist neben den Nachweisen ausreichender Tragfähigkeit in Trägerlängsrichtung, auch der Nachweis der lokalen Lasteinleitung zu führen. Hierzu muss nachgewiesen werden, dass die in die angeschweißte Platte eingeleitete Auflagerkraft der Decke, über Biegung der Platte und des Unterflansches in den Trägersteg eingeleitet wird. Alternativ könnte dies, wie bereits in Abschnitt 2.2.2 beim Nachweis des Schnittes c–c aufgezeigt, durch die geeignete Wahl eines Fachwerkmodells und des Nachweises der Druck- und Zugstreben erfolgen. Zusätzlich muss nachgewiesen werden, dass der Trägersteg die lokal eingeleitete Last aufnehmen kann.

– *Nachweis der auf Querbiegung beanspruchten angeschweißten Platte*
Die Temperaturen im Baustahlquerschnitt unter 60 Minuten Brandbeanspruchung durch die Einheits-Temperaturzeitkurve (ETK) werden gemäß Abschnitt 2.7 aus [23] ermittelt. So ergibt sich die Temperatur der Abschnitte der angeschweißten Platte, welche über den Trägerflansch herausstehen, wie folgt:
Der Profilfaktor für die überstehende Teile der Platte beträgt:
$A_m/V = (2 \cdot 0.05 + 0.025)/(0.05 \cdot 0.025) = 100\ m^{-1}$
Und die Stahltemperatur nach 60min ETK ergibt sich zu:
$T_{Pl,60} = 938$ °C.
In Verbindung mit Tabelle 3.1 von [29], [30] ergibt sich somit der Abminderungsfaktor der Streckgrenze zu:
$k_{y,\Theta} = 0.0524$
Der Bemessungswert der Biege- und der Querkrafttragfähigkeit im Brandfall beträgt dann noch:
$M_{fi,60,Rd,Platte} = M_{pl,Rd,Platte} \cdot 0.0524 = 345N/mm^2 \cdot 0.0524 \cdot 100\ cm/m \cdot (25\ mm)^2/4 = 282.5\ kNcm/m$
$V_{fi,60,Rd,Platte} = V_{pl,Rd,Platte} \cdot 0.0524$
$= 4979.6\ kN/m \cdot 0.0524 = 260.9\ kNcm/m$
Die Einwirkungen betragen:
$M_{fi,Ed} \approx 62.7\ kN/m \cdot ½ \cdot 5\ cm = 156.8\ kNcm/m$
$V_{fi,Ed} \approx 62.7\ kN/m \cdot ½ = 31.4\ kN/m$
Nachweis der Biege- und Querkrafttragfähigkeit der Platte im Brandfall, R60:
$M_{fi,Ed} = 156.8\ kNm < 282.5\ kNcm/m = M_{fi,60,Rd,Platte}$
⇒ Der Nachweis ist erbracht!
$V_{fi,Ed} = 31.4\ kN/m < 260.9\ kN/m = V_{fi,60,Rd,Platte}$
⇒ Der Nachweis ist erbracht!
Aufgrund der geringen Querkraftausnutzung kann auf einen M/V-Interkationsnachweis verzichtet werden!

– *Nachweis des auf Querbiegung beanspruchten unteren Flansches*
Die Temperatur des unteren Flansches kann nach [23] abgeschätzt werden mit:
$T_{UFl,60} = A_{60} \cdot t_{pl}^2 + B_{60} \cdot t_{pl} + C_{60} = 0.13 \cdot (25 + 15.5)^2 + (-11.8) \cdot (25 + 15.5) + 980 = 715.3$ °C

In Verbindung mit Tabelle 3.1 von [29], [30] ergibt sich somit der Abminderungsfaktor zu:
$k_{y,\Theta} = 0.2116$
Der Bemessungswert der Biege- und der Querkrafttragfähigkeit im Brandfall beträgt dann noch:
$M_{fi,60,Rd,Ufl} = M_{pl,Rd,Ufl} \cdot 0.2116 = 2132.2 \cdot 0.2116$
$= 451.2$ kNcm/m
$V_{fi,60,Rd,Ufl} = V_{pl,Rd,Ufl} \cdot 0.2116 = 3176.9$ kN/m $\cdot 0.2116$
$= 672.2$ kNcm/m
Die Einwirkungen betragen:
$M_{fi,Ed} \approx 62.7$ kN/m $\cdot$ ½ $\cdot$ (30 – 0.9 – 2 $\cdot$ 2.7)cm $\cdot$ ½
$= 371.5$ kNcm/m
$V_{fi,Ed} \approx 62.7$ kN/m $\cdot$ ½ $= 31.4$ kN/m
Nachweis der Biege- und Querkrafttragfähigkeit der Platte im Brandfall, R60:
$M_{fi,Ed} = 371.5$ kNm < 451.2 kNcm/m $= M_{fi,60,Rd,Ufl}$
⇒ Der Nachweis ist erbracht!
$V_{fi,Ed} = 31.4$ kN/m < 672.2 kN/m $= V_{fi,60,Rd,Ufl}$
⇒ Der Nachweis ist erbracht!
Aufgrund der geringen Querkraftausnutzung kann auf einen M/V-Interkationsnachweis verzichtet werden!

– *Nachweis der lokalen Lasteinleitung in den Trägersteg*
Die Belastung aus den Flanschen wird als Zugkraft in den unteren Bereich des Trägersteges eingeleitet. Dieser Bereich des Steges hat ebenfalls eine Temperatur > 400 °C, womit auch hier die Streckgrenze des Materials in Abhängigkeit der Bauteiltemperatur abzumindern ist. Vereinfachend und auf der sicheren Seite liegend, wird zum Nachweis des Steges die Temperatur des unteren Flansches verwendet. Somit ist $T_w = T_{UFl} = 715.3$ °C und die Streckgrenze ist mit dem Faktor $k_{y,\Theta} = 0.2116$ abzumindern.
Es ergibt sich:
$N_{fi,Ed} \approx 62.7$ kN/m < 676.1 kN/m
$= 0.9$ cm $\cdot$ 100 cm/m $\cdot$ 35.5 kN/cm^2 $\cdot$ 0.2116 $= N_{fi,60,Rd,w}$
⇒ Der Nachweis ist erbracht!

2.4.3 Nachweis der Querkraft- und Biegetragfähigkeit des Trägers für den Brandfall

– *Nachweis der Querkrafttragfähigkeit des Trägers*
Der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit im Brandfall $V_{fi,t,Rd}$, kann gemäß [23] Gleichung (2.23) ermittelt werden mit:

$$V_{fi,60,Rd} = \left(\frac{f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M,fi}}\right) \cdot \left(A_{w,oben} + A_{w,unten} \cdot \left(1 + k_{y,\Theta,Fl,u}\right)/2\right) =$$

$$= \left(\frac{355/\sqrt{3}}{1.0}\right) \cdot \left(3042.14 + 1071.14 \cdot \left(1 + 0.212\right)/2\right) = 756.5 \text{ kN}$$

Nachweis:
$V_{Ed,fi} = 62.7$ kN/m $\cdot$ 11.0 m/2
$= 344.6$ kN < 756.5 kN $= V_{fi,60,Rd}$
⇒ Der Nachweis ist erbracht!

– *Nachweis der Biegetragfähigkeit des Trägers*
Die Bestimmung der Biegetragfähigkeit des Trägers erfolgt ebenfalls nach der in [23] angegebenen Methode. Die Berechnung erfolgt für den nicht reduzierten Querschnitt, der Einfluss der Querbiegung wird an dieser Stelle vereinfachend vernachlässigt. In der Kammer des Trägers werden **je Kammer 3 Betonstabstähle ∅ 28 mm B500B,** als Längsbewehrung zugelegt (siehe Bild 10). Ihr Anteil an der Längsbiegetragfähigkeit im Brandfall wird mittels eines Faktors k_r berücksichtigt, der den Einfluss der Temperatur erfasst. Zur Berechnung wird der Querschnitt in Teilquerschnitte aufgeteilt. Die Berechnung erfolgt tabellarisch (siehe Tabelle 2), Details zu den einzelnen Berechnungsschritten können [23] entnommen werden. Die Lage der Nulllinie ergibt sich aus der Bedingung $\Sigma N = 0$ (es wirkt keine äußere Normalkraft) und sie ergibt sich zu $z_{fi,60} = 53.79$ mm vom oberen Betonrand. Der Bemessungswert der Biegetragfähigkeit im Brandfall ergibt sich dann zu $M_{fi,60,Rd} = 962.1$ kNm.
Nachweis der Biegetragfähigkeit:
$M_{Ed,fi} = 947.8$ kNm < 962.1 kNm $= M_{fi,60,Rd}$
⇒ Der Nachweis ist erbracht!

– *Nachweis der Verbundfuge*
Die Öffnung im Trägersteg ist direkt unter der oberen Walzausrundung angeordnet. Damit ist die Dübelbewehrung in einem Bereich der Kammer angeordnet, in dem die Temperatur des Betons lediglich 20 °C beträgt (siehe Bild 10). Somit wird die Dübeltragfähigkeit nicht direkt durch die einwirkende Temperatur (60min ETK) beeinflusst.

Der lichte Abstand der Dübelbewehrung zur Oberkante des Cofraplus 220®-Bleches beträgt: 310 mm – 15.5 mm – 27 mm – 25 mm/2 – 12 mm/2 = 29 mm. Mittels

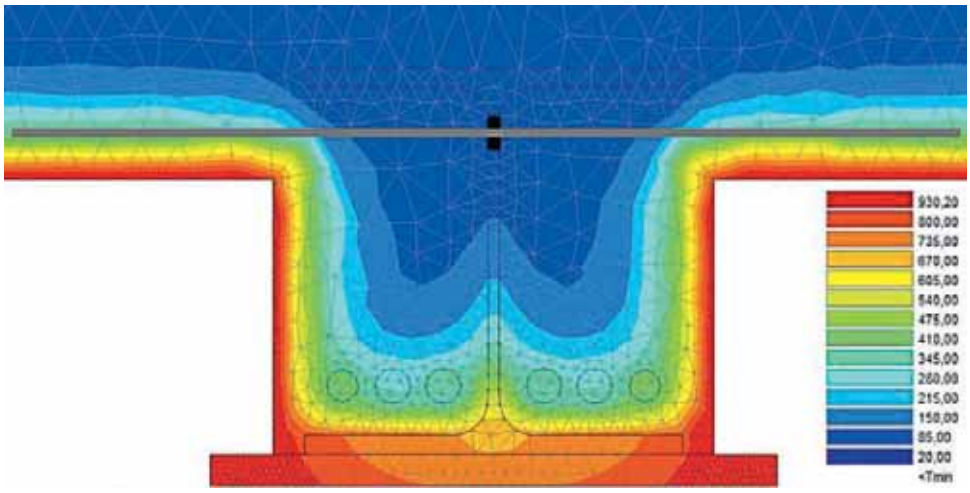

Bild 10. Verlauf der Isothermen nach 60 min ETK, numerisch ermittelt

Tabelle D.5 von [24], lässt sich für 60 min ETK eine Temperatur des Betons von ca. 430 °C ermitteln, was recht gut mit den Ergebnissen der numerischen Simulation übereinstimmt, Bild 10. Somit ist die Betondruckfestigkeit f_{ck} aufgrund der erhöhten Temperatur um ca. 30 % abzumindern [24], was auch bei der Bestimmung der Verankerungslänge der Dübelbewehrung zu berücksichtigen ist. Die Streckgrenze der Dübelbewehrung wird nur geringfügig beeinflusst und ist um ca. 15 % abzumindern [24].

– *Vergleich der vereinfachten Methode [23] mit numerischer Simulation [31]*
In Bild 10 sind die Isothermen für den CoSFB-Querschnitt unter 60 min ETK Einwirkung dargestellt. Vergleicht man diese mit den in der Tabelle 2 angegebenen Temperaturen, so zeigt sich, dass die vereinfachte Methode nach [23] die Bauteiltemperaturen sehr gut annähert, wobei die Ergebnisse auf der sicheren Seite liegen.

2.4.4 Einstufung des CoSFB in eine Feuerwiderstandsklasse

Für die Nachwiese wurde die ETK gemäß [27], [28] mit einer Einwirkungsdauer von 60 Minuten zugrunde gelegt. Die Nachweise sind sowohl für die lokale Lasteinleitung und der am Querkrafttransport der Belastung aus der Auflagerkraft der Decke beteiligten Bauteile erfüllt, wie auch die der Tragfähigkeit des Trägers. Somit kann der Träger in die Feuerwiderstandsklasse R60 eingestuft werden.

2.4.5 Feuerwiderstandklasse R90

Die Einstufung des gegebenen Querschnittes in die Feuerwiderstandklasse R90 ist unter der gegebenen Beanspruchung nicht möglich. Soll der Träger weiterhin ungeschützt ausgeführt werden, könnte z. B. ein Walzprofil der HEM-Reihe gewählt oder die Stahlgüte erhöht werden. Alternativ ist eine Erhöhung des Feuerwiderstandes auch durch Verkleiden oder Beschichten der angeschweißten Platte mit Dämmschichtbildnern (= Brandschutzanstrich) erfolgen. Diese Nachweise sind nicht Gegenstand des vorliegenden Beispiels und sollten stets in Abstimmung mit dem Produkthersteller erfolgen.

2.5 Zusammenstellung der erforderlichen Bewehrung

In Tabelle 3 wird die erforderliche Bewehrung zur Sicherstellung der Tragfähigkeit des CoSFB und die Bewehrung der Cofraplus 220®-Decke im Bereich des CoSFB (= Bereich des negativen Stützmomentes) angegeben. Evtl. benötigte Bewehrung im Feld der Decke ist nicht Gegenstand der vorherigen Berechnungen und ist zusätzlich zu bestimmen.

3 Zusammenfassung und Ausblick

Das vorgestellte Bemessungsbeispiel und die Hinweise zum Entwurf erleichtern dem Tragwerksplaner die Anwendung der CoSFB-Bauweise. Als bemessungsrelevant haben sich der Nachweis der Betondruckspannung im GZG am oberen Querschnittsrand und der Nachweis des Schwingungskomforts herausgestellt.

Die Wirtschaftlichkeit der CoSFB-Bauweise ist in ihrer optimalen Verwendung der Baustoffe (Baustahl und Beton) begründet. So beträgt das Gewicht des CoSFB (HE320A + Platte 450 × 25) nur 186 kg/m, was einem Gewicht von lediglich 23 kg/m² (bezogen auf die

Tabelle 2. Bestimmung der plastischen Biegetragfähigkeit des CoSFB im Brandfall nach [23]

Teilquerschnitt	Breite b_i mm	Höhe h_i mm	Fläche A_i mm²	T °C	k_Θ	$f_{y,\Theta}$ MPa	$N_{pl,i}$ kN	$z_{pl,i}$ mm	$M_{pl,i}$ kNm
Betongurt 1	2450	53.8	131776	20	1.000	–30	-3953	-26.9	106.3
Betongurt 2	300	50.0	15000	20	1.000	–30	-450.0	-28.8	13.0
Flansch, oben, Druck	300	3.8	1136	< 400	1.000	–355	-403	-1.9	0.7
Flansch, oben, Zug	300	11.7	3514	< 400	1.000	355	1248	2.1	2.6
Radius, oben	27.0	27.0	312.9	< 400	1.000	355	111	17.7	2.0
Steg 1	9.0	249	2241	< 400	1.000	355	796	136.2	108.4
Steg 2	9.0	9.5	85.6	450	0.890	316	27.1	265.5	7.2
Steg 3	9.0	9.5	85.6	550	0.625	222	19.0	275.0	5.2
Steg 4	9.0	9.5	85.6	650	0.350	124	10.6	284.5	3.0
Steg 5	9.0	1.5	13.1	708	0.221	78	1.0	290.0	0.3
Bewehrung 1	28.0	28.0	1232		0.933	466	574	251.2	144.2
Bewehrung 2	28.0	28.0	1232		0.869	434	535	251.2	134.4
Bewehrung 3	28.0	28.0	1232		0.715	357	440	251.2	110.6
Radius, unten	27.0	27.0	312.9	652	0.345	123	38.4	269.7	10.3
Flansch, unten	300	15.5	4650	715	0.212	75	349	298.5	104.2
Platte, Flansch	300	25.0	7500	715	0.212	73	548	318.7	174.5
Platte	50.0	25.0	1250	766	0.151	52	64.9	318.7	20.7
Platte, Außen	100	25.0	2500	938	0.052	18	45.2	318.7	14.4
							$\Sigma N_{pl,i} = 0$		$\Sigma M_{fi,i} = 962.1$ kNm

Tabelle 3. Zusammenstellung der erforderlichen Bewehrung

Nachweis	Bewehrung	Erläuterung
Dübelbewehrung	8 ∅ 12 je Meter	Verbundtragwirkung
Schubsicherung Betongurt	8 ∅ 12 je Meter und Seite	kritischer Schnitt b - b
Mindestbewehrung	Matte Q335	Erstriss
Stützmoment der Decke	2 ∅ 12 je Rippe	über jeder Rippe
Rissbreite	keine Bewehrung erf.	$w_k \leq 0.40$ mm
Weiterleitung Deckenauflagerkraft	Bügel 2 ∅ 10 je Rippe	kritischer Schnitt c – c
Brandschutzbewehrung	6 ∅ 28 in der Kammer	in Trägerlängsrichtung

Deckenfläche) entspricht. Der äußerst geringe Materialverbrauch wirkt sich ebenfalls sehr positiv auf die Bauzeit und den gesamten Bauablauf aus. Auch werden die Emissionen der Baustelle auf ein Mindestmaß reduziert. Somit ist diese Bauweise aufgrund ihres geringen Bedarfs an Primärenergie und ihres sehr niedrigen CO_2-Äquivalentes pro Quadratmeter Deckenfläche, sowie der flexiblen Nutzung der Räume bei hohem Nutzerkomfort, in ihrer ganzheitlichen Bewertung äußerst nachhaltig [32].

Im Rahmen dieses Beitrages konnte leider nicht auf die Anschlüsse des Trägers an die Stützen eingegangen werden, es wird auf [33] und [34] verwiesen. Die Vorstellung geeigneter Vorbemessungsdiagramme ist für einen weiteren Beitrag geplant. In Kürze wird auch eine Vorbemessungssoftware für CoSFB zum Gratis-download zur Verfügung stehen.

Literatur

[1] Deutsches Institut für Bautechnik: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung – CoSFB-Betondübel, ArcelorMittal Belval & Differdange S.A., Zulassungsnummer Z-26.4-59, Berlin 2014.

[2] Deutsches Institut für Bautechnik: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung – ArcelorMittal Systemdecke Cofraplus 220. Zulassungsnummer Nr. Z-26.1-55, Berlin 2013.

[3] *Braun, M.* et al.: Experimentelle Untersuchungen von Slim-Floor-Trägern in Verbundbauweise – Anwendung von tiefliegenden Betondübeln bei Slim-Floor-Konstruktionen – CoSFB. Stahlbau 83 (2014), H. 10, S. 741–749.

[4] *Braun, M., Hechler, O., Obiala, R.*: Untersuchungen zur Verbundwirkung von Betondübeln. Stahlbau 83 (2014), H. 5, S. 302–308.

[5] DIN EN 1993-1-1: Eurocode: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Dezember 2010. CEN

[6] DIN EN 1993-1-1/NA: Eurocode: Nationaler Anhang Deutschland zur DIN EN 1993-1-1. Dezember 2010. CEN

[7] DIN EN 10025: Eurocode: Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen. 2005.

[8] *Baehre, R., Peppin, R.*: Flachdecken mit Stahlträgern in Skelettbauten. Bauingenieur 70 (1995), S. 65–71.

[9] *Mathieu, J., Suttrop, W.,* et al.: Bâtiments en Acier Multiétagés – Guide de Conception pour les Planchers Minces à Poutres Incorporées. ECCS, CECM, EKS, N° 83, Annex F, ISBN; 92-9147-000-7.

[10] CTICM, ArcelorMittal R&D: ArcelorMittal Beam Calculator, Version 3.13. ArcelorMittal Commercial Sections, Technical Advisory, 66 rue de Luxembourg, L-4009 Esch-sur-Alzette. http://sections.arcelormittal.com/download-center/design-software/composite-solutions.html

[11] *Hothan, S., Ortmann, Chr., Kathage, K.*: Stahlbaunormen – Kommentierte Stahlbauregelwerke. Stahlbau Kalender 2010, 12. Jahrgang, S. 67–70, Herausgeber Prof. Ulrike Kuhlmann. Berlin: Ernst & Sohn.

[12] DIN EN 1994-1-1: Eurocode: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Dezember 2010. CEN

[13] DIN EN 1994-1-1/NA: Eurocode: Nationaler Anhang Deutschland zur DIN EN 1994-1-1. Dezember 2010. CEN

[14] DIN EN 1992-1-1: Eurocode: Bemessung und Konstruktion von Sahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Januar 2011. CEN

[15] DIN EN 1992-1-1/NA: Eurocode: Nationaler Anhang Deutschland zur DIN EN 1992-1-1. Januar 2011. CEN

[16] ArcelorMittal R&D: IFB WIN 5.3, Benutzerhandbuch. S. 25. ArcelorMittal Commercial Sections, Technical Advisory, 66 rue de Luxembourg, L-4009 Esch-sur-Alzette.

[17] *Feldmann, M., Müller, C., Stengel J.*: Zum Tragverhalten von Stahlflachdecken. Bauingenieur 73 (1998), S. 427–434.

[18] *Rieg, A., Kuhlmann, U.*: Verformungsbezogene mittragende Breite niedriger Verbundträger. Stahlbau 76 (2007), H. 11, S. 794–804.

[19] *Hanswille, G., Schäfer, M.*: Zur praktischen Ermittlung der Verformungen von Verbundträgern und Flachdeckensystemen unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Verbundfuge. Stahlbau 76 (2007), H. 11, S. 845–854.

[20] *Feldmann, M., Heinemeyer, Ch., Völling, B.*: Design Guide for Floor Vibrations, Second Edition, ArcelorMittal Commercial Sections, 66 rue de Luxembourg, L-4009 Esch-sur-Alzette. http://sections.arcelormittal.com/fileadmin/redaction/4-Library/1-Sales_programme_Brochures/Vibration/Vibration_ EN.pdf

[21] *Sedlacek, G.* et al.: Gerneralisation of criteria for floor vibrations for industrial, office, residential and public building and gymnastic halls. European Commission, Final Report 2006. EUR 21972 EN. ISBN 92-79-01705-5.

[22] *Kurz, W., Mensinger, M.* et al.: Verbundträger und Deckensysteme. Stahlbau Kalender 2010, 12. Jahrgang, S. 538–549, Herausgeber Prof. Ulrike Kuhlmann. Berlin: Ernst & Sohn.

[23] *Cajot, L.-G., Debruyckere, R., Franssen, J.-M.*: Sécurité incendie – Sécurité incendie et calcul de la résistance au feu des bâtiments en acier selon l'Eurocode 3. Edition de: Infosteel 2012. S. 30–47, Bruxelles 2012.

[24] DIN EN 1994-1-2: Eurocode: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall. Dezember 2010. CEN

[25] DIN EN 1994-1-2/NA: Eurocode: Nationaler Anhang Deutschland zur DIN EN 1994-1-2. Dezember 2010. CEN

[26] ECCS – Technical Committee 3: Model Code on Fire Engineering. N° 111, First Edition. May 2001.

[27] DIN EN 1991-1-2: Eurocode: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen – Brandeinwirkungen auf Tragwerke. Dezember 2010. CEN

[28] DIN EN 1991-1-2/NA: Eurocode: Nationaler Anhang Deutschland zur DIN EN 1991-1-2. Dezember 2010. CEN

[29] DIN EN 1993-1-2: Eurocode: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall. Dezember 2010. CEN

[30] DIN EN 1993-1-2/NA: Eurocode: Nationaler Anhang Deutschland zur DIN EN 1993-1-2. Dezember 2010. CEN

[31] *Daniel I. Nwosu, V. K. R. Kodur, J. M. Franssen, J. K. Hum:* SAFIR – A Computer Program for Analysis of Structures at Elevated Temperature Conditions. University of Liege, Belgium, 2007.

[32] *Braun, M., Hechler, O., Hauf, G., Kuhlmann, U.*: Embodied energy optimization by innovative structural systems. Final Conference of the COST Action C25: Sustainability of Constructions – Towards a better built environment. Innsbruck, Austria, 2011.

[33] *Kuhlmann, U., Hauf, G., Rieg, A..*: Konstruktions- und Ausführungsmöglichkeiten von Anschlüssen bei Verbundflachdeckenträgern. Stahlbau 83 (2014), H. 4, S. 227–235.

[34] *Kurz, W.*: Flachdecken und Anschlußtechniken im Verbundbau. Der Prüfingenieur, Oktober 1997, S. 14–24, VPI, Bundesvereinigung der Prüfingenieure e.V.

Autor dieses Beitrages:
Dipl.-Ing. Matthias Braun
mathias.braun@arcelormittal.com
ArcelorMittal Europe – Long Products
66, rue de Luxembourg
4009 Esch-sur-Alzette, Luxembourg